

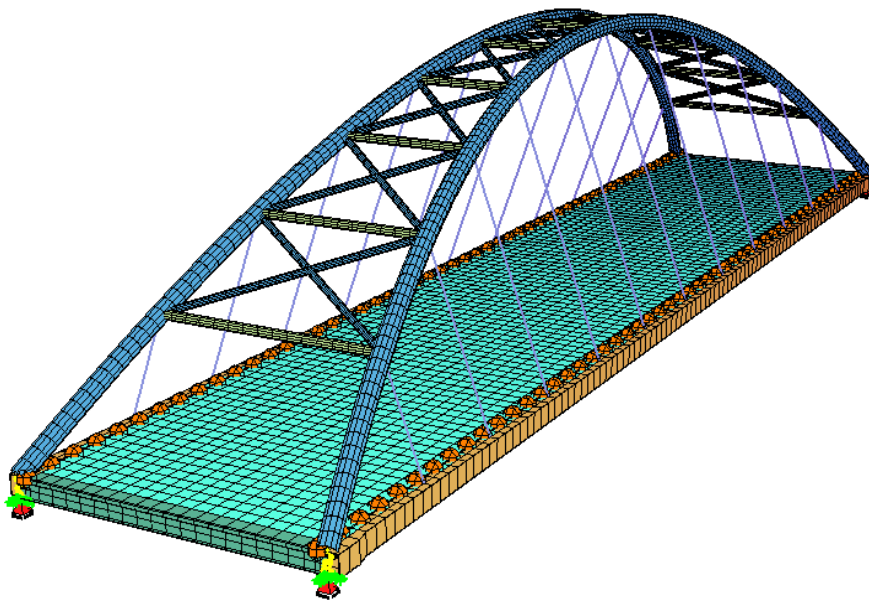


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών



Θέματα Σχεδιασμού Γέφυρας Τόξου-Ελκυστήρα με Οδική Κυκλοφορία και Μέσο Σταθερής Τροχιάς



Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών:
Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αδάμ-Αλεξάνδερ Μαλαβάζος-Σιεκιέρκα

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Οκτώβριος 2023

EMK ME 2023/12

Μαλαβάζος-Σιεκιέρκα Α. Α. (2023).
Θέματα σχεδιασμού γέφυρας τόξου-εγκυστήρα με οδική κυκλοφορία και μέσο σταθερής τροχιάς
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2023/12
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών: Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών

Malavazos-Siekierka A. A. (2023).
Aspects of design of a tied-arch bridge with road traffic and fixed-track system
Master of Science Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2023/12
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece
Interdepartmental Master's Degree Programme: Analysis and Design of Structures

Copyright © Μαλαβάζος-Σιεκιέρκα Αδάμ-Αλεξάντερ, 2023
Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό, χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια του συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Malavazos-Siekierka Adam-Alexander, 2023
All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated, or transmitted for commercial purposes, in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to inclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη.....	7
Abstract.....	9
Ευχαριστίες.....	11
1 Παραδείγματα γεφυρών με κυκλοφορία tram.....	12
1.1 Υφιστάμενες τοξωτές γέφυρες με οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο.....	12
1.2 Προτεινόμενες γέφυρες με οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο.....	13
1.3 Τοξωτές γέφυρες με κυκλοφορία τροchioδρομικών μέσων.....	14
2 Μόρφωση διατομής οδοποιίας γέφυρας.....	15
2.1 Μόρφωση διατομής οδοποιίας: οδική κυκλοφορία και πεζοδιάδρομοι.....	15
2.2 Μόρφωση διατομής οδοποιίας: τροchioδρομος.....	20
2.2.1 Ορισμοί.....	20
2.2.2 Μελετώμενο όχημα τροchioδρομικού μέσου Αθήνας.....	20
2.2.3 Κατηγορίες διαδρόμων κυκλοφορίας τροchioδρομικών μέσων.....	20
2.2.4 Μεθοδολογία διαμόρφωσης του τροchioδρόμου της μελετώμενης γέφυρας.....	22
2.3 Περιθώρια ελεύθερου ύψους και τελικό εύρος κατάληψης.....	27
3 Φορέας γέφυρας, διατομές, προσομοιώματα.....	29
4 Δομικά υλικά.....	35
4.1 Δομικός χάλυβας.....	35
4.2 Χάλυβας καλωδίων αναρτήρων.....	36
4.3 Χάλυβας οπλισμού.....	36
4.4 Δομικός χάλυβας για διατμητικούς ήλους κεφαλής.....	36
4.5 Σκυρόδεμα.....	36
4.6 Ανθεκτικότητα σκυροδέματος.....	37
5 Επιρροές ερπυσμού στις σύμμικτες διαδοκίδες.....	40
5.1 Γενικά.....	40
5.2 Βήματα υπολογισμού.....	40
5.3 Υπολογισμοί λόγων ισοδυναμίας n για $t=\infty$	44
6 Επιρροές συστολής ξήρανσης στις σύμμικτες διαδοκίδες.....	45
6.1 Γενικά.....	45
6.2 Βήματα υπολογισμού.....	46
6.3 Υπολογισμοί συνολικής παραμόρφωσης συστολής ξηράνσεως για $t=\infty$	48
6.4 Επιπτώσεις συστολής ξηράνσεως.....	49
7 Δράσεις: Μόνιμες G_1	54
7.1 Ίδιον βάρος δομικού χάλυβα (από λογισμικό).....	54
7.2 Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου.....	55
7.3 Ίδιον βάρος σύμμικτης πλάκας σκυροδέματος.....	55
7.3.1 Σκυρόδεμα στη φάση κατασκευής.....	55
7.3.2 Σκυρόδεμα στη φάση λειτουργίας.....	55
7.3.3 Υπολογισμοί για τη σύμμικτη πλάκα: ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος και ponding effect.....	56
7.3.4 Κατανεμημένο φορτίο πλάκας σκυροδέματος σε γέφυρα. Πώς και που εφαρμόζεται?.....	60
8 Δράσεις: Μόνιμες G_2	62
8.1 Ίδιον βάρος σκυροδέματος πεζοδρομίων.....	62
8.2 Ίδιον βάρος ασφαλτικών στρώσεων.....	63
8.3 Ίδιον βάρος πρόσθετου φορτίου εξομάλυνσης.....	63
8.4 Ίδιον βάρος κιγκλιδώματος.....	64
8.5 Ίδιον βάρος στύλων ηλεκτροκίνησης τροchioδρομικών μέσων.....	65
8.6 Ίδιον βάρος σιδηροτροχιάς τροchioδρομικών μέσων.....	65
8.7 Ίδιον βάρος στρώσης σκυροδέματος τροchioδρόμου.....	66
9 Δράσεις: Φορτία κυκλοφορίας \rightarrow GR1a – φόρτιση LM1.....	67
9.1 Βήματα υπολογισμού.....	67
9.2 Θέσεις εφαρμογής.....	75

9.2.1	Τοποθέτηση 1.1	77
9.2.2	Τοποθέτηση 2.1	78
9.2.3	Τοποθέτηση 3.1	79
10	Δράσεις: Φορτία κυκλοφορίας τροchioδρομικών μέσων	80
10.1	Γενικά	80
10.2	Πρότυπη φόρτιση τροchioδρομικού μέσου – Light Rail and Tram – LRT-16	84
10.3	Εφαρμοζόμενα φορτία στη μελετώμενη γέφυρα	84
11	Δράσεις: Θερμοκρασιακές μεταβολές.....	88
11.1	Ομοιόμορφη μεταβολής θερμοκρασίας ΔT_N	88
11.2	Καθ' ύψος γραμμικώς μεταβαλλόμενη θερμοκρασιακή διαφορά ΔT_{Mz}	93
11.3	Επιπτώσεις θερμοκρασιακών μεταβολών	96
12	Δράσεις: Άνεμος	97
12.1	Παράμετροι ροής ανέμου.....	97
12.2	Συνδυασμένος δυναμικός (ή δομικός) συντελεστής $c_s c_d$	104
12.3	Δράσεις ανέμου σε καταστώματα γεφυρών	111
12.4	Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα της γέφυρας στη διεύθυνση Y	113
12.5	Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα της γέφυρας στη διεύθυνση X	119
12.6	Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα της γέφυρας στη διεύθυνση Z.....	120
12.7	Δράσεις ανέμου σε μεμονωμένους κυκλικούς κυλίνδρους	121
12.8	Δράσεις ανέμου στα καλώδια ανάρτησης.....	124
12.9	Τελικά φορτία ανέμου.....	125
13	Δράσεις: Σεισμικές.....	129
14	Συνδυασμοί δράσεων	132
15	Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής	134
15.1	Γενικά	134
15.2	Γεωμετρικά δεδομένα χαλυβδόφυλλου.....	134
15.3	Θεωρητικό άνοιγμα αμφιέριστου συστήματος για χαλυβδόφυλλα	136
15.4	Έλεγχος επιρροής διατμητικής υστέρησης	136
15.5	Θλιβόμενο (άνω) πέγμα	138
15.6	Κορμός.....	145
15.7	Τελικά, τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου.....	148
15.8	Έλεγχος.....	148
16	Έλεγχος διαδοκίδας.....	155
16.1	Φάση κατασκευής: Ευστάθεια αμιγώς χαλύβδινης διαδοκίδας	155
16.2	Συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος	167
16.3	Προσδιορισμός πλαστικής ροπής αντοχής και κατηγορίας διατομής	170
16.4	ΟΚΑ: Έλεγχος καμπτικής ροπής με πλαστική ροπή αντοχής.....	171
16.5	ΟΚΑ: Έλεγχος διατομής έναντι αξονικής δύναμης	172
16.6	ΟΚΑ: Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψεως και αξονικής δύναμης	173
16.7	ΟΚΑ: Έλεγχος έναντι κατακόρυφης τέμνουσας – διατμητική κύρτωση	175
16.8	Έλεγχος έναντι κύρτωσης του κορμού προερχόμενης από θλιβόμενο πέγμα.....	179
16.9	Σχεδιασμός κατακόρυφων εγκάρσιων ενισχύσεων διαδοκίδων.....	181
17	Έλεγχος διαδοκίδας 2: Διατμητική σύνδεση.....	184
17.1	Διατμητικοί ήλοι κεφαλής και ολκιμότητα	184
17.2	Κατασκευαστικές απαιτήσεις: ελάχιστες, μέγιστες διαστάσεις-αποστάσεις.....	184
17.3	Διατμητικοί ήλοι: Διατμητική αντοχή ήλων	192
17.4	Έλεγχος διατμητικής σύνδεσης και διατμητικής κάλυψης της πλάκας σκυροδέματος.....	194
18	Έλεγχος τόξου.....	203
18.1	Σχεδιασμός σε ΟΚΑ	203
18.2	Ευστάθεια μέλους με χρήση της Γενικής Μεθόδου	209
18.3	Ευστάθεια μέλους με βάση EN 1993-2:2006 Annex D	214
19	Έλεγχος ελκυστήρα.....	220
20	Έλεγχος μελών δικτύωσης τόξων	223

21	Έλεγχος καλωδίων	226
21.1	ΟΚΑ: Έλεγχος καλωδίων σε εφελκυστική αντοχή.....	226
21.2	ΟΚΑ: Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων.....	227
21.3	Ενεργό μέτρο ελαστικότητας κεκλιμένου καλωδίου	229
22	Απώλεια καλωδίων	232
23	Τυχηματική απώλεια καλωδίων	234
24	Κόπωση.....	239
24.1	Δράσεις κόπωσης: Πρότυπη φόρτιση κόπωσης FLM3.....	239
24.2	Μεγεθυντικός συντελεστής λόγω αρμού διαστολής και οι επιρροές του	240
24.3	Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα.....	240
24.3.1	Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα διαδοκίδας	248
24.3.2	Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα τόξου	252
24.3.3	Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα ελκυστήρα	255
24.3.4	Έλεγχος οριζόντιων μελών δικτύωσης τόξων	257
24.3.5	Έλεγχος χιαστί μελών δικτύωσης τόξων	257
24.4	Έλεγχος κόπωσης διατμητικών ήλων	258
24.5	Έλεγχος κόπωσης σκυροδέματος.....	261
24.6	Έλεγχος κόπωσης με κανόνα Palmgren-Miner.....	263
25	ΟΚΛ.....	267
25.1	ΟΚΛ: Έλεγχος βελών	267
25.2	ΟΚΛ: Έλεγχος τάσεων	275
25.3	ΟΚΛ: Έλεγχος ρηγματώσεως.....	279
25.4	ΟΚΛ: Αναπνοή κορμού	282
26	Σχεδιασμός εφεδράνων ολίσθησης τύπου εκκρεμούς	283
26.1	Αρχική διερεύνηση εφαρμογής ελαστομεταλλικών εφεδράνων	283
26.2	Εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς	284
26.3	Η έννοια της τροποποίησης των ιδιοτήτων των συστημάτων σεισμικής μόνωσης.....	285
26.4	Βήματα υπολογισμού συντελεστών τροποποίησης των ΑΤΠΣ και ΚΤΠΣ για τον δυναμικό συντελεστή τριβής των FPS βάσει του EN 1998-2:2005	287
26.5	Συντελεστής τριβής FPS	290
26.6	Μέθοδος της θεμελιώδους ιδιομορφής	292
26.7	Έλεγχος μέγιστης μετατόπισης.....	296
26.8	Έλεγχος ικανότητας επαναφοράς του συστήματος στη θέση ισορροπίας	298
27	Συνδέσεις	299
27.1	Σύνδεση ενδιάμεσης διαδοκίδας με κιβωτιοειδή ελκυστήρα.....	299
27.2	Σύνδεση μελών δικτύωσης CHS – τόξου CHS «μορφής N».....	302
27.3	Σύνδεση μελών δικτύωσης CHS – τόξου CHS «μορφής ΚΤ».....	303
27.4	Τεμάχιο σύνδεσης καλωδίου – από κατάλογο κατασκευαστή.....	304
27.5	Ενδεικτικά ο κόμβος: τόξου CHS – ελκυστήρα Box – Ακραίας διαδοκίδας I.....	306
28	Διερεύνηση προσομοιωμάτων με πλάκα σκυροδέματος.....	307
28.1	Επιρροή πλάκας σκυροδέματος στην αξονική δύναμη του ελκυστήρα	307
28.2	Μεμβρανικές δυνάμεις πλάκας παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας	309
28.3	Όπλιση πλάκας.....	311
29	Προμέτρηση, κοστολόγηση, ενδείξεις	315
30	References.....	318
31	Παράρτημα Α. Διατομές ραγών τροchioδρομικών μέσων.....	321
32	Παράρτημα Β. Διατμητικοί ήλοι Nelson.....	322
33	Παράρτημα Γ. Περιβάλλουσες αξονικών δυνάμεων διαδοκίδων	323



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΜΕ 2023/12

Θέματα σχεδιασμού γέφυρας τόξου-ελκυστήρα με οδική κυκλοφορία και μέσο σταθερής τροχιάς

Μαλαβάζος-Σιεκιέρκα Α. Α. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Σε κάθε έμπειρο μελετητή είναι αντιληπτό ότι οι Ευρωπαϊκοί Κανονισμοί, αν και περιέχουν μία πληθώρα από διατάξεις, δεν καλύπτουν πλήρως οποιαδήποτε πτυχή των προβλημάτων σε κατασκευές με ιδιαιτερότητες. Μία τέτοια περίπτωση αποτελούν και οι γέφυρες με μεικτή κυκλοφορία: οδική και τροchioδρομικών οχημάτων. Ο ρόλος τέτοιων γεφυρών γίνεται ολοένα και περισσότερο σημαντικός, ειδικά για μικρά και μεσαία ανοίγματα, που προορίζονται για αστική λειτουργία, λόγω της ένταξής τους στο πλαίσιο των βιώσιμων συστημάτων μεταφορών.

Με αφορμή την ανάγκη γεφύρωσης ενός κωλύματος που να καλύπτει την προαναφερθείσα μεικτή λειτουργία, προτείνεται και μελετάται χαλύβδινη γέφυρα τύπου τόξου-ελκυστήρα με σύμμικτο κατάστρωμα, η οποία είναι ιδανική για μεσαία ανοίγματα και για αστικό περιβάλλον. Ο κύριος σκοπός της εργασίας είναι να παρέχει έναν πλήρη σχολιασμό των διάφορων θεμάτων σχεδιασμού τέτοιων γεφυρών. Για τον λόγο αυτό, το κείμενο είναι δομημένο με βήματα υπολογισμών κυρίως βάσει των υφιστάμενων και αναθεωρημένων Ευρωκωδίκων, με αναλυτική παρουσίαση και επεξήγηση των διάφορων παραμέτρων. Τα βήματα αυτά συμπληρώνονται με παρατηρήσεις και απλοποιητικές παραδοχές μέσω βιβλιογραφικής έρευνας, καθώς και συμπληρωματικών υπολογιστικών διερευνήσεων.

Το πρώτο θέμα σχεδιασμού περιλαμβάνει τη μόρφωση ενός ρεαλιστικού εύρους κατάληψης οδοποιίας όπου αναζητούνται οι οδηγίες σχεδιασμού για τις διατομές της οδικής κυκλοφορίας και του τροchioδρόμου. Ως αποτέλεσμα, μορφώνεται το κατάστρωμα της γέφυρας με έναν κεντρικό διάδρομο τροchioδρόμου διπλής γραμμής και Κατηγορίας Β (αποκλειστικός προστατευόμενος διάδρομος), εκατέρωθεν του οποίου προβλέπονται: η οδική κυκλοφορία που απαρτίζεται από δύο λωρίδες ανά κατεύθυνση και πεζοδιαδρόμοι.

Η μελετώμενη γέφυρα έχει συνολικό άνοιγμα 150m και μορφώνεται με 2 κεκλιμένα τόξα κοίλης κυκλικής διατομής, οριζόντια και χιαστί στοιχεία δικτύωσης τόξων, 2x11 καλωδιωτούς αναρτήρες, ελκυστήρες κιβωτιοειδούς διατομής και σύμμικτο κατάστρωμα αποτελούμενο από 51 διαδοκίδες διατομών μορφής διπλού-ταυ, πλάκας σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλου. Το ύψος των τόξων είναι 30m, ο άξονας τους ακολουθεί εξίσωση 2^{ου} βαθμού, ενώ η κλίση τους ως προς τον κατακόρυφο άξονα είναι 20°. Τα προσομοιώματα, η εισαγωγή των δράσεων και η ανάλυση του φορέα διεκπεραιώθηκαν με κώδικες στη γλώσσα προγραμματισμού CADINP του λογισμικού SOFiStiK 2020.

Στα πρώτα στάδια του σχεδιασμού γίνεται ενασχόληση με το υπολογιστικό κομμάτι του ερπυσμού και της συστολής ξηράνσεως στις σύμμικτες διαδοκίδες. Για τις δεύτερες υπολογίζονται οι επιρροές τους και γίνεται σύγκριση με τα αποτελέσματα του λογισμικού. Ακολουθεί ο προσδιορισμός των δράσεων για τις οποίες μελετάται η γέφυρα. Όπου γίνεται χρήση του Ευρωκώδικα δίνονται παραδοχές για την αντιμετώπιση τοξωτών γεφυρών και της κυκλοφορίας των τραμ. Στην περίπτωση του ανέμου εξετάζεται η ενδεχόμενη επιρροή του συνδυασμένου δυναμικού συντελεστή, ο οποίος όμως προκύπτει μικρότερος της μονάδας.

Χαρακτηριστικό πεδίο στα κεφάλαια των δράσεων αποτελεί η εξέταση των φορτίων που ασκούνται στις γέφυρες από τα τροchioδρομικά μέσα. Κατά την περίοδο συγγραφής της εργασίας, δεν παρέχονται πρότυπα μοντέλα τέτοιων φορτίων από τους Ευρωκώδικες, και επομένως οι μελετητές γεφυρών πρέπει να καθορίζουν οι ίδιοι τους κανόνες φόρτισης για κάθε μεμονωμένο έργο. Παρέχονται από βιβλιογραφική έρευνα περιπτώσεις εφαρμογής φορτίων βάσει πραγματικών οχημάτων, καθώς και μία πρώτη πρόταση πρότυπης φόρτισης ελαφριάς σιδηροδρομικής γραμμής. Για τις αναλύσεις προτείνονται: α) πραγματικά δεδομένα από τα οχήματα τραμ της Αθήνας, β) η εφαρμογή των φορτίων να γίνεται στα ζεύγη αξόνων ή στους άξονες ή στους τροχούς, γ) παραδοχές για τον συνδυασμό με τις υπόλοιπες δράσεις.

Οι αναλύσεις της γέφυρας είναι κυρίως γραμμικές και η αναζήτηση των δυσμενέστερων εντατικών γίνεται με το Superpositioning του λογισμικού. Για τον σκοπό αυτό τα φορτία UDL έχουν εφαρμοσθεί ως τμηματικές φορτίσεις, ενώ τα συγκεντρωμένα φορτία των TS και των τραμ με step loading. Βάσει των αποτελεσμάτων πραγματοποιείται προδιαστασιολόγηση της γέφυρας. Τα χαλυβδόφυλλα ελέγχονται για τη φάση κατασκευής βάσει του EN 1993-1-3. Ιδιαιτερότητες παρουσιάζουν οι σύμμικτες διαδοκίδες, οι οποίες δέχονται αξονικές δυνάμεις – θλιπτικές και εφελκυστικές – λόγω των κεκλιμένων αναρτήρων και τόξων, αντίστοιχα. Για τον λόγο αυτό αναζητούνται στη βιβλιογραφία σχέσεις ελέγχου αλληλεπίδρασης κάμψεως και αξονικών δυνάμεων για σύμμικτες διατομές.

Σχετικά με τα τόξα, ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στον έλεγχο ευστάθειας μέλους με χρήση της Γενικής Μεθόδου του EN 1993-1-1 όπου διερευνώνται διαφορετικές ερμηνείες για τη «χαρακτηριστική αντοχή» διατομής Κατηγορίας 1, εστιάζοντας κυρίως στις διαφορές μεταξύ χρήσης τάσεων Von Mises και βαθμών εκμετάλλευσης διατομής βάσει πλαστικών μεγεθών αντοχής. Τα αποτελέσματα ενδεικνύουν ότι για διατομές Κατηγορίας 1 η συντηρητική χρήση των τάσεων οδηγεί σε μείωση της ανίσωσης του ελέγχου κατά 45%. Επιπλέον, εξετάζεται η επιρροή του είδους ανάλυσης (γραμμική, μη γραμμική, 2^{ης} τάξεως) στα μεγέθη αυτά και γίνεται σύγκριση των σχετικών διατάξεων του EN 1993-2 περί λυγισμού τόξων.

Οι κιβωτιοειδείς διατομές των ελκυστήρων παρά τις εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις, που δέχονται λόγω της ώθησης των τόξων, αναπτύσσουν και θλιπτικές τάσεις. Για τον λόγο αυτόν ελέγχονται συμπληρωματικά και με τη Μέθοδο Μειωμένης Τάσεως. Για τα χιαστί μέλη δικτύωσης τόξων γίνεται διερεύνηση για το μήκος λυγισμού και σύγκριση με διατάξεις του EN 1993-2.

Μείζονος σημασίας για τη διαστασιολόγηση είναι οι σχεδιαστικές καταστάσεις απώλειας καλωδίων. Εξετάζονται δύο περιπτώσεις: ήπια αντικατάσταση ενός καλωδίου χωρίς εφαρμογή φορτίων, με θεώρηση πλήρους λειτουργίας γέφυρας και υπολογισμούς με συνδυασμούς ΟΚΑ, καθώς και τυχηματική απώλεια ενός καλωδίου με εφαρμογή φορτίου δυναμικά προσαυξημένου και υπολογισμούς με τυχηματικούς συνδυασμούς ΟΚΑ. Η δεύτερη από τις δύο είναι η καθοριστική για τον σχεδιασμό των καλωδίων και τόξων, δυσχεραίνοντας περισσότερο τον έλεγχο ευστάθειας και αυξάνοντας τη διαφορά των ερμηνειών περί χαρακτηριστικής αντοχής στο 58%. Για τα καλώδια εξετάζεται και ο απλοποιητικός έλεγχος του EN 1993-1-11 για τυχηματική απώλεια με τον ίδιο δυναμικό συντελεστή, ο οποίος δίνει σε όλα τα στοιχεία καλωδίων κατά 30% ευμενέστερα αποτελέσματα σε σχέση με τις αναλύσεις.

Η κόπωση του δομικού χάλυβα της γέφυρας εξετάστηκε με δύο προσεγγίσεις, έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη και η διέλευση του τροχοδρομικού μέσου. Στην πρώτη προσέγγιση γίνονται αναλύσεις για τη διέλευση μόνο του πρότυπου οχήματος κοπώσεως FLM3, αλλά οι έλεγχοι γίνονται για διπλούς κύκλους αντοχής. Παράλληλα γίνεται διερεύνηση και για τους εναλλακτικούς τρόπους εφαρμογής του μεγεθυντικού συντελεστή κοντά σε αρμοκάλυπτρα. Στη δεύτερη προσέγγιση γίνονται πλέον και αναλύσεις για τη διέλευση του τροχοδρομικού μέσου και εξετάζεται η αντοχή με τον κανόνα Palmgren-Miner. Ο έλεγχος έναντι κοπώσεως ήταν καθοριστικός για την επιλογή των διατομών των σύμμικτων διαδοκίδων, ενώ η δεύτερη προσέγγιση έδειξε ότι η διέλευση των τροχοδρομικών μέσων δε δίνει εύρη τάσεων που να τέμνουν την καμπύλη S-N. Και τα δύο αυτά γεγονότα υποδεικνύουν τη συντηρητικότητα του σχεδιασμού για μόλις διπλούς κύκλους αντοχής με τη FLM3 κατά την πρώτη προσέγγιση.

Οι σημαντικές διαστάσεις της γέφυρας, που είναι το αποτέλεσμα του ανοίγματος και της μεικτής λειτουργίας, οδηγούν στην απόρριψη στηρίζεως της γέφυρας σε ελαστομεταλλικά εφεδράνα. Έτσι, αναγκαία είναι η σεισμική μόνωση της γέφυρας με εφεδράνα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς σε σφαιρική επιφάνεια. Σε αυτό το θέμα σχεδιασμού παρουσιάζονται εκτεταμένα οι προβληματισμοί που αφορούν κυρίως τον συντελεστή τριβής και δίνονται οι συντελεστές τροποποίησης των τιμών του σύμφωνα με το EN 1998-2. Το ίδιο το σύστημα αντιμετωπίζεται απλοποιητικά με τη Μέθοδο της Θεμελιώδους Ιδιομορφής, ενώ δίνονται και οι σχετικοί έλεγχοι των εφεδράνων που προβλέπονται από το προαναφερθέν πρότυπο.

Ως τελευταίο θέμα της προδιαστασιολόγησης παρουσιάζονται και ορισμένες αντιπροσωπευτικές συνδέσεις της γέφυρας. Ο σχεδιασμός και η ανάλυση των συνδέσεων έγινε με χρήση του λογισμικού IDEA StatiCa Connection 23.0, με εξαίρεση τη σύνδεση των αναρτήρων που υπολογίζεται ως σύνδεση πείρου. Το κεφάλαιο αυτό της εργασίας δίνεται κυρίως για να ερευνηθεί ο τρόπος ένωσης των μελών, ώστε να ισχύουν οι παραδοχές των αριθμητικών προσομοιωμάτων του φορέα, και να υπογραμμισθούν διάφορα κατασκευαστικά προβλήματα.

Επίσης, στα πλαίσια των διερευνήσεων εξετάζεται η λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος και η επιρροή της στις τιμές της εφελκυστικής αξονικής δύναμης των ελκυστήρων. Για τον σκοπό αυτό δημιουργούνται δύο προσομοιώματα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για την πλάκα, όπου στο ένα οι διαδοκίδες λαμβάνονται ως αμιγώς μεταλλικές, ενώ στο δεύτερο ως σύμμικτες, και επομένως η πλάκα ως ορθότροπη. Λόγω των εφελκυστικών μεμβρανικών δυνάμεων της πλάκας παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας γίνονται αναλύσεις για διάφορα ποσοστά του μέτρου ελαστικότητας (E_x) κατά τη διεύθυνση αυτή. Βάσει των αποτελεσμάτων παρουσιάζονται οι διαφορετικοί τρόποι ανάπτυξης των εφελκυσμών της πλάκας στα δύο προσομοιώματα, ερμηνεύεται ως πιο ρεαλιστική αυτή του προσομοιώματος των αμιγώς μεταλλικών διαδοκίδων, και αναζητούνται οι κρίσιμες ζώνες όπλισης της πλάκας, οι οποίες προκύπτουν στα άκρα της σε ένα μήκος ίσο με το 26% του ανοίγματος της γέφυρας και σε ένα μεταβλητό κατά μήκος της γέφυρας πλάτος που κυμαίνεται κατά μέσον όρο από 8% μέχρι 3% του πλάτους του καταστρώματος. Για την επιρροή της πλάκας στις αξονικές δυνάμεις του ελκυστήρα γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων των προσομοιωμάτων με και χωρίς την πλάκα σκυροδέματος για συνδυασμούς ΟΚΑ με άνεμο. Έτσι, στο προσομοίωμα της ορθότροπης πλάκας οι αξονικές αυτές δέχονται μείωση ήδη από το άκρο του ελκυστήρα κατά 2,3% για 10% E_x έως 7,6% για 100% E_x , η οποία (μείωση) αυξάνεται περαιτέρω στο άνοιγμα του ελκυστήρα σε 6,6% για 10% E_x έως 21,5% για 100% E_x . Αντίθετα, στο προσομοίωμα με τις αμιγώς μεταλλικές διαδοκίδες το άκρο του ελκυστήρα δεν παρουσιάζει καμία μείωση, καθώς εδώ οι μεμβρανικές δυνάμεις αναπτύσσονται ήπια προς το εσωτερικό της γέφυρας όπου οι μέγιστες αξονικές μειώνονται κατά 5,5% για 10% E_x έως 24,3% για 100% E_x . Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι η λειτουργία της πλάκας αποτελεί «κρυμμένο συντελεστή ασφαλείας» για τον σχεδιασμό του ελκυστήρα τουλάχιστον στην περιοχή του ανοίγματος.

Τέλος, δίνεται η προμέτρηση και η κοστολόγηση της προδιαστασιολογημένης γέφυρας.



Aspects of design of a tied-arch bridge with road traffic and fixed-track system

Malavazos-Siekierka A. A. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

Every experienced engineer is aware that the European Codes, although they contain a plethora of provisions, do not fully cover every aspect of the design of structures with peculiarities. One such case is bridges with a blend of road traffic and tramways. The role of such bridges is becoming increasingly important, especially for small and medium spans, intended for urban use, due to their inclusion in the context of sustainable transportation systems.

In the light of the need to bridge a span that covers the said mixed function, a steel bridge of a tied-arch with composite deck is proposed and studied, which is ideal for medium spans and for urban environments. This thesis endeavours to provide a comprehensive review of the various aspects of design for such bridges. For this reason, the text is structured as a design guide with steps of calculations mainly based on the existing and the new revisions of Eurocodes, with an analytical presentation and explanation of the various parameters. These steps are complemented by notes and simplifying assumptions derived from literature research, as well as additional computational investigations.

The first design aspect includes the formation of a realistic road structure cross section where design guidelines are utilized for the sections of road traffic and the tramway. As a result, the bridge deck is formed with a central double-track tram reserve of Category B (exclusive and protected tram reserve), on either side of which are: the road traffic consisting of two lanes per direction and pedestrian walkways.

The bridge under study has a total span of 150 m and its structure is formed with 2 inclined arches of hollow circular section, horizontal and X arch bracing, 2x11 cable hangers, ties of welded built-up box cross sections and a composite deck consisting of 51 cross beams of welded built-up double-T cross sections, a concrete slab and a steel sheet. The height of the arches is equal to 30 m, and their axis follows a quadratic equation, while the inclination from the vertical axis is equal to 20°. The numerical structural models, the application of the actions and the analysis of the structure were carried out with codes in the CADINP programming language of the SOFiSTiK 2020 software.

Firstly, the computational part of creep and shrinkage in composite beams is dealt with. For the latter, their effects are calculated and compared with the software results. This is followed by the determination of the actions for which the bridge is studied. Whenever the Eurocode is used, assumptions are given for the treatment of arched bridges and tram traffic. In the case of wind, the possible influence of the structural factor is examined, which, however, turns out to be less than one.

Regarding the actions, the chapter of immense importance for the examined case study is that of the examination of the loads acting on bridges by tram vehicles. As of the year 2023, no standard models of such loads are provided by the Eurocodes, and therefore bridge designers must determine their own loading rules for each individual project. Cases of application of loads based on real vehicles, as well as a first proposal for a standard loading of a light railway and tramway line are provided from literature research. For the analyses, the following are proposed: (a) real data from tram vehicles in Athens, (b) the application of loads to be made on the pairs of axles or on the axles or on the wheels, (c) assumptions for combination with the rest of the actions.

The analyses of the bridge are mainly linear and the search for the most unfavourable loadcases is done with the Superpositioning of the software. For this purpose, the UDL loads have been applied with patch-loading, while the concentrated loads of the TS and the trams with step-loading. Based on the results, a preliminary design of the bridge is carried out. The steel sheets are checked for the construction phase according to EN 1993-1-3. The composite beams present peculiarities, as they receive axial forces - compressive and tensile - due to the inclined hangers and arches, respectively. For this reason, formulas for the check of the combined bending and axial forces for composite sections are sought in the literature.

As for the arches, particular emphasis is given to the stability check of the member using the General Method of EN 1993-1-1 where different interpretations for the "characteristic strength" of Category 1 sections are investigated, focusing mainly on the differences between the use of Von Mises stresses and section utilization factors based on plastic strength forces. The results indicate that for Category 1 sections, the conservative use of stresses leads to a

reduction of the check formula by 45%. In addition, the influence of the type of analysis (linear, non-linear, 2nd order) on these values is examined and a comparison of the relevant provisions of EN 1993-2 on arch buckling is made.

The box cross sections of the ties, despite the tensile axial forces that they receive due to the thrust of the arches, also develop compressive stresses. For this reason, they are also checked with the Reduced Stress Method. For the members of the X arch bracing, a investigation is carried out in terms of the buckling length and a comparison with the provisions of EN 1993-2 is given.

Of greater importance for the pre-design are the possible situations of cable loss. Two cases are considered: a controlled replacement of a cable without load application, with consideration of fully operational bridge and calculations with ULS combinations, as well as an accidental loss of a cable with application of dynamically increased loads and calculations with accidental ULS combinations. The latter is decisive for the design of the cables and arches, making the stability check of the arches even more adverse and increasing the difference between the interpretations of the characteristic strength to 58%. For the cables, the simplified check of EN 1993-1-11 for accidental loss with the same dynamic coefficient is also examined, which gives in all cable elements 30% more favourable results compared to the analyses.

The fatigue of the structural steel of the bridge was examined with two approaches, in order to take into account the passage of the tram vehicle. In the first approach, analyses are performed for the passage of only the FLM3 fatigue standard vehicle, but the checks are performed for double fatigue cycles. At the same time, an investigation is also carried out for the alternative ways of applying the amplification factor near the expansion joints. In the second approach, analyses are also performed for the passage of the tram vehicle and the strength is examined with the Palmgren-Miner rule. The fatigue check was decisive for the selection of the cross-sections of the composite cross-beams, while the second approach showed that the passage of the tram vehicles does not give stress ranges which intersect the S-N curves. Both of these facts indicate the conservatism of the design for merely double fatigue cycles of the FLM3 vehicles during the first approach.

The significant dimensions of the bridge, which are the result of the span length and the mixed traffic accommodation, lead to the rejection of the bridge support on rubber bearings. Therefore, seismic isolation of the bridge with friction pendulum bearings with spherical surface is necessary. In this design aspect, the problems that mainly concern the friction coefficient are presented extensively, and the factors for modifying the values of this coefficient according to EN 1998-2 are given. The system itself is treated in a simplified way with the Fundamental Mode Method, while the relevant checks of the bearings provided by the said standard are also given.

As the last aspect of the preliminary design, some representative connections of the bridge are also presented. The design and analysis of the connections were carried out using the IDEA StatiCa Connection 23.0 software, with the exception of the hanger connection which is calculated as a pin connection. This chapter of the thesis is mainly given to investigate the way of joining the members, so that the assumptions of the numerical FEM models of the structure are valid, and to highlight various construction challenges.

In addition, as part of the investigations, the way of functioning of the concrete slab and its influence on the values of the tensile axial force of the ties is examined. For this purpose, two kind of numerical models are created with planar finite elements for the slab, where in one the cross-beams are taken as purely steel, while in the second as composite, and therefore the slab as orthotropic. Due to the tensile membrane forces of the slab parallel to the span of the bridge, analyses are performed for various percentages of the modulus of elasticity (E_x) in this direction. Based on the results, the different ways of developing the tensile forces of the slab in both models are presented, the one of the simulation of the purely steel beams is interpreted as more realistic, and the critical reinforcement zones of the slab are sought, which result at its ends in a length equal to 26% of the bridge slab and in a variable width along the bridge that varies on average from 8% to 3% of the deck width. For the influence of the slab on the axial forces of the tie, a comparison is made of the results of the models with and without the concrete slab for ULS combinations with wind. Thus, in the simulation of the orthotropic slab, these axial forces are reduced already from the end of the tie by 2.3% for 10% E_x to 7.6% for 100% E_x . This decrease increases further at the span of the tie to 6.6% for 10% E_x and to 21.5% for 100% E_x . In contrast, in the simulation with the purely steel cross-beams, the end of the tie shows no reduction, as here the membrane forces develop mildly towards the interior of the bridge where the maximum axial forces are reduced by 5.5% for 10% E_x to 24.3% for 100% E_x . In practice, this means that the operation of the slab constitutes a "hidden safety factor" for the design of the tie at least in the middle of the tie span.

Finally, the quantity estimation and costing of the preliminary design of the bridge is given.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να εκφράσω τις ειλικρινείς μου ευχαριστίες στον επιβλέποντα της εργασίας, Επίκουρο Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, κύριο Παύλο Θανόπουλο για την επιστημονική επίβλεψη, την καλοσύνη, τον χρόνο που μου αφιέρωσε και για την καθοδήγηση αυτής της εργασίας στη σωστή κατεύθυνση.

Είμαι ιδιαίτερα ευγνώμων στην οικογένειά μου για την ακλόνητη πίστη τους σε μένα, η οποία κράτησε το πνεύμα και το κίνητρό μου ψηλά κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας.

Αδάμ Αλεξάνδερ
Μαλαβάζος Σιεκιέρκα
Αθήνα, Οκτώβριος 2023

1 Παραδείγματα γεφυρών με κυκλοφορία tram

1.1 Υφιστάμενες τοξωτές γέφυρες με οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο

Γέφυρα Troja, Τσεχία

Η τοξωτή γέφυρα Troja στην Τσεχία έχει συνολικό άνοιγμα 200,4m και πλάτος καταστρώματος λίγο άνω των 35m [26]. Στο κατάστρωμά της διαθέτει 2 επιφάνειες πεζοδρομίων-ποδηλατοδρόμων (από μία σε κάθε άκρη του πλάτους του καταστρώματος) καθαρού πλάτους (δηλ. χωρίς το κιγκλίδωμα) 3,09m, αλλά χωρίς στηθαία ασφαλείας, και 2 διευθύνσεις κίνησης οχημάτων που αποτελούνται από δύο λωρίδες κυκλοφορίας, συνολικού πλάτους 7,5m. Στο μέσον του πλάτους του καταστρώματος διατίθενται δύο λωρίδες κίνησης tram με κοινό στύλο ηλεκτροκίνησης ανάμεσα τους.

Τα τόξα της γέφυρας τοποθετούνται εκατέρωθεν των γραμμών tram, με αποτέλεσμα το συνολικό πλάτος της περιοχής των συρμών και των τόξων να ισούται με 13,2m. Ο φορέας διαμορφώνεται με σύστημα τόξου-ελκυστήρα, όπου τα τόξα ύψους περί τα 20m είναι σιδηρές διατομές, ενώ ο ελκυστήρας αποτελεί διατομή προεντεταμένου σκυροδέματος. Το κατάστρωμα διαμορφώνεται με διαδοκίδες προεντεταμένου σκυροδέματος, καθώς και με πλάκα σκυροδέματος με προένταση διαμήκη και εγκάρσια. Το κατάστρωμα αναρτάται από 200 αναρτήρες χάλυβα S520 και με διαμέτρους που κυμαίνονται από 76 έως 105mm. Η κατασκευή της γέφυρας ολοκληρώθηκε το 2014.

Γενικά, η διατομή της οδοποιίας επαληθεύει πλήρως την προσπάθεια μόρφωσης μιας σύγχρονης γέφυρας με ταυτόχρονη οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα εργασία.



Figure 1.1: Γέφυρα Troja, Τσεχία – (αριστερά) πλάγια όψη γέφυρας (από wikipedia.org) ; (δεξιά) απεικόνιση της γέφυρας εν ώρα ταυτόχρονης οδικής κυκλοφορίας και διέλευσης δύο tram (από ingenia.org.uk)

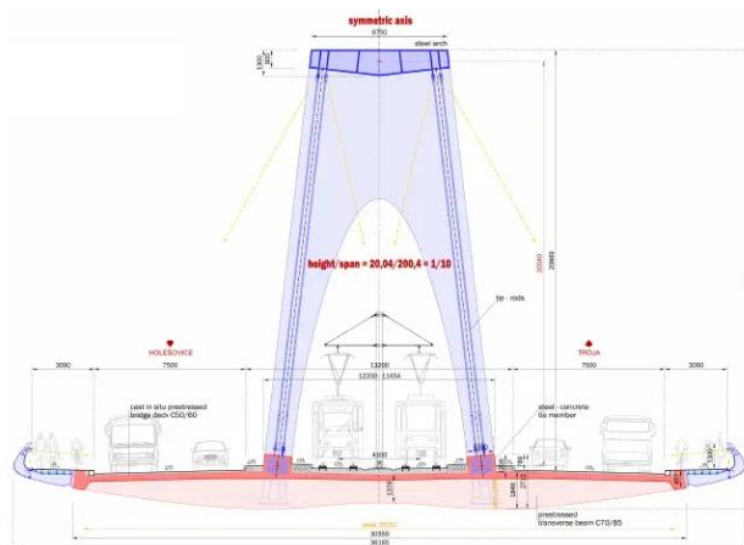


Figure 1.2: Γέφυρα Troja, Τσεχία – εγκάρσια τομή (από [26])

1.2 Προτεινόμενες γέφυρες με οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο

Σε αρκετά άρθρα μπορεί να βρεθεί πληθώρα διάφορων σχεδίων για μελλοντικά έργα κατασκευής γεφυρών υπό συζήτηση, που να συνδυάζουν κυκλοφορία οχημάτων, tram, αλλά και την ύπαρξη πεζοδρομίων-ποδηλατοδρόμων σημαντικού πλάτους. Στα Figure 1.3 έως Figure 1.5 που ακολουθούν απεικονίζονται μερικά τέτοια παραδείγματα. Με βάση τα προτεινόμενα σχέδια των γεφυρών μπορεί να παρατηρηθεί το κοινό σημείο με την υφιστάμενη γέφυρα Troja στην Τσεχία (Κεφάλαιο 1.1) που είναι η υλοποίηση ενός σημαντικού πλάτους γέφυρας της τάξεως των 35-40m. Σημειώνεται ότι η μελετώμενη γέφυρα της εργασίας μορφώνεται με παρόμοιας τάξεως εύρος καταστρώματος, ίσο με 31m.



Figure 1.3: Πρόταση γέφυρας με οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο στη Βουδαπέστη (από pestbuda.hu)

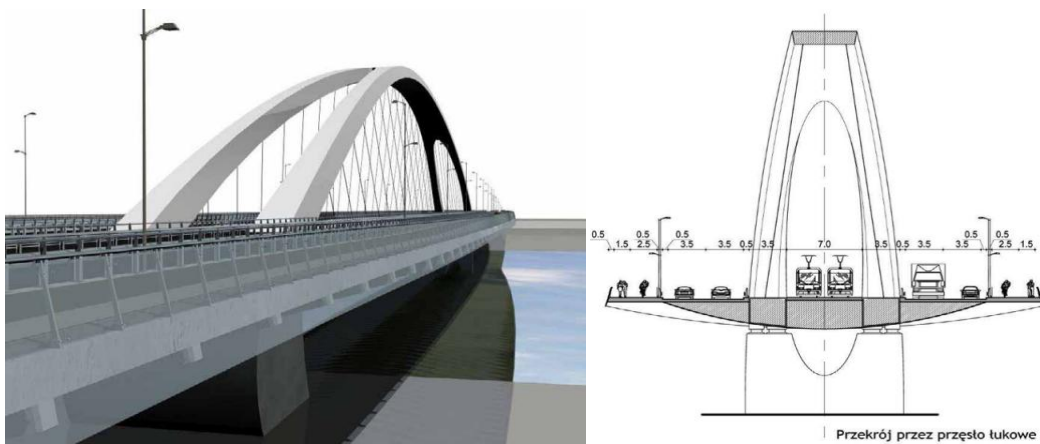


Figure 1.4: Πρόταση του 2006 γέφυρας με οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο στη Βαρσοβία (από rynekinfrastruktury.pl)



Figure 1.5: Πρόταση γέφυρας με οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο στο Παλέρνο (από technital.net)

1.3 Τοξωτές γέφυρες με κυκλοφορία τροχιοδρομικών μέσων

Η «Nottingham tram-bridge» αποτελεί παράδειγμα γέφυρας με αποκλειστική κίνηση tram και παράλληλη ύπαρξη πεζοδρομίων. Το στατικό σύστημα της γέφυρας αποτελείται από δύο κατακόρυφα τόξα-εγκυρτήρες με κατακόρυφους αναρτήρες. Η γέφυρα έχει σχεδιαστεί δίχως την ένωση των δύο τόξων με συστήματα δυσκαμψίας. Το συνολικό της βάρος ανέρχεται στους 1.000 τόνους (bbc.com). Η διαμόρφωση της γραμμής tram επαληθεύει τη χρήση ενός κοινού στύλου ηλεκτροκίνησης. Η κατασκευή της γέφυρας ολοκληρώθηκε τέλη Σεπτεμβρίου του 2013.



Figure 1.6: Nottingham tram-bridge. Παράδειγμα γέφυρας με αποκλειστικό διάδρομο τραμ και πεζοδρόμια (transportnottingham.com)



Figure 1.7: Γέφυρα με αποκλειστική κυκλοφορία τραμ (tram-bridge) - Sheffield (transportnottingham.com)



Figure 1.8: Γέφυρα στη Βουδαπέστη. Παράδειγμα οδικής κυκλοφορίας και τροχιοδρόμου. (από railpictures.com)

2 Μόρφωση διατομής οδοποιίας γέφυρας

2.1 Μόρφωση διατομής οδοποιίας: οδική κυκλοφορία και πεζοδιάδρομοι

Ορισμοί, μεθοδολογία, τυπικές και επιλεγμένες διαστάσεις

•**Οδόστρωμα:** Οδόστρωμα στον ελληνικό Κ.Ο.Κ. είναι το τμήμα του δρόμου που προορίζεται για την κυκλοφορία των οχημάτων. Σημειώνεται ότι στα πλαίσια της εργασίας ως οδόστρωμα θα νοείται το μήκος από το πέρας του ενός πεζοδρομίου μέχρι την αρχή του δεύτερου. Το οδόστρωμα στην εργασία θα περιλαμβάνει τόσο την περιοχή κίνησης των οχημάτων όσο και την περιοχή κίνησης των tram, και ισοδυναμεί πρακτικά με το πλάτος στο οποίο εκτίνεται η ασφαλτική στρώση. Με βάση τα όσα ακολουθούν, το συνολικό πλάτος του οδοστρώματος, μετρούμενο με τον προαναφερόμενο τρόπο προκύπτει ίσο με:

$$W_{\text{οδοστρώματος}} = 27,40\text{m}$$

•**Λωρίδα Έκτακτης Ανάγκης (Λ.Ε.Α.):** Ο αρχικός σχεδιασμός της διατομής της οδοποιίας προέβλεπε τη δημιουργία μόνο μίας λωρίδας κυκλοφορίας οχημάτων ανά κάθε κατεύθυνση, έτσι ώστε αθροίζοντας τα πλάτη των λωρίδων αυτών μαζί με τα πλάτη των λωρίδων των tram και των πεζοδρομίων να μην προκύπτει αποτρεπτικό πλάτος καταστρώματος για την εφαρμογή της λύσης του τόξου-ελκυστήρα. Ωστόσο, σε μια τέτοια περίπτωση θα έπρεπε να προστεθεί και μία λωρίδα έκτακτης ανάγκης ανά κάθε διεύθυνση. Το τυπικό πλάτος μιας τέτοιας λωρίδας είναι ίσο με 2.50m. Επομένως, αποφασίστηκε ότι μια πιο αποτελεσματική λύση όσον αφορά τη λειτουργία της γέφυρας θα ήταν αντί της δημιουργίας μιας λωρίδας και μιας Λ.Ε.Α., η δημιουργία δύο λωρίδων κυκλοφορίας ανά διεύθυνση, χωρίς πλέον τη λωρίδα της έκτακτης ανάγκης, αλλά με το απαραίτητο έρεισμα στο όριο με το πεζοδρόμιο. Η απουσία της Λ.Ε.Α είναι αποδεκτή για άνοιγμα γέφυρας 150m. Με αυτό το σκεπτικό να μην αυξάνεται σημαντικά το πλάτος του καταστρώματος, αλλά η λύση προσεγγίζει καλύτερη ένα πιο ρεαλιστικό μοντέλο κυκλοφορίας. Επίσης, σε περίπτωση έκτακτου περιστατικού ενδέχεται να είναι εφικτή η κυκλοφορία μόνο στη μία από τις δύο λωρίδες ανά διεύθυνση.

•**Διαγράμμιση οδοστρώματος:** Τα πλάτη της διαγράμμισης, αλλά και κυριότερα ο τρόπος με τον οποίο ορίζονται τα πλάτη των ερεισμάτων και των λωρίδων κυκλοφορίας (όπως θα εξηγηθεί στη συνέχεια) αποτέλεσαν σημαντικό παράγοντα στον προσδιορισμό του πλάτους του καταστρώματος. Με βάση τα στοιχεία από την [14] τα είδη των διαγραμμίσεων (types of markings) - για τις ανάγκες της εργασίας, και συγκεκριμένα για την περίπτωση μιας διατομής με δύο κατευθύνσεις κυκλοφορίας που διαχωρίζονται με κάποιο ενδιάμεσο εμπόδιο (εδώ θα είναι ο κεντρικός τροχιόδρομος) – μπορεί να καταταχθούν σε δύο βασικές κατηγορίες, οι οποίες επεξηγούνται παρακάτω και απεικονίζονται στο Figure 2.1.

- Διαγραμμίσεις καθοδήγησης ή οριογραμμές (edge line, center line). Με αυτές τις διαγραμμίσεις καθορίζονται τα όρια του οδοστρώματος (όπου οδόστρωμα σε αυτήν την περίπτωση νοείται ο προαναφερθείς ορισμός του Κ.Ο.Κ., δηλ. αποκλειστικά η επιφάνεια που θα πρέπει να κινούνται τα οχήματα) και για αυτό είναι κυρίως γνωστές ως οριογραμμές. Συνήθως υλοποιούνται ως συνεχείς γραμμές λευκού χρώματος. Το τυπικό πάχος της γραμμής σήμανσης είναι ίσο με 0,25m.
- Αξονικές διαγραμμίσεις (lane line). Ουσιαστικά αποτελούν τη διαχωριστική γραμμή μεταξύ των λωρίδων κυκλοφορίας. Συνήθως έχουν διαφορετική μορφή διαγράμμισης (linetype) σε σχέση με τις οριογραμμές. Χαρακτηριστικό παράδειγμα, που φαίνεται και στο Figure 2.1, αποτελεί η χρήση διακεκομμένης γραμμής. Επίσης, συνήθως έπεται και διαφορά στο πάχος, με το τυπικό πάχος αυτών των γραμμών σήμανσης να είναι ίσο με 0,15m.

Στη μελετώμενη διατομή οδοποιίας, εφόσον σχεδιάζονται δύο λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση, θα προβλέπονται δύο γραμμές διαγράμμισης τύπου edge και center line στο όριο μεταξύ ερείσματος και λωρίδας οδικής κυκλοφορίας: μία εγγύτερα του πεζοδρομίου και μία εγγύτερα του τροχιόδρομου. Το πλάτος των λωρίδων λαμβάνεται ίσο με το τυπικό, δηλ. 0,25m. Ομοίως, για τη διαχώριση των δύο λωρίδων οδικής κυκλοφορίας γίνεται χρήση αξονικής διαγράμμισης πλάτους 0,15m.

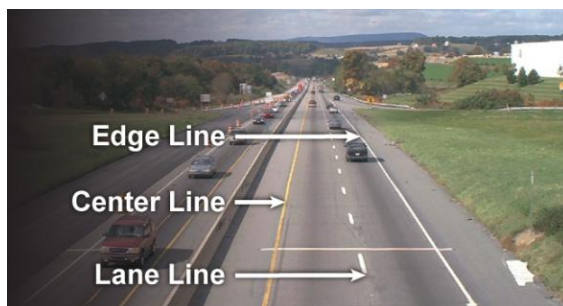


Figure 2.1: Απεικόνιση τύπων διαγραμμίσεων οδοστρώματος. Η απεικονιζόμενη περίπτωση διατομής οδοποιίας προσεγγίζει την περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας. (από viewpointvancouver.ca)

•**Ερείσμα:** Τα ερείσματα είναι ειδικές λωρίδες που βρίσκονται εκατέρωθεν του οδοστρώματος και συνορεύουν με αυτό. Σύμφωνα με τον Κ.Ο.Κ. το έρεισμα είναι η πέραν του οδοστρώματος ακραία λωρίδα της οδού, όπως φαίνεται στο Figure 2.2. Αξίζει να σημειωθεί ότι τα ερείσματα χωρίζονται σε: α) σταθεροποιημένα ορίσματα: σε αυτά ανήκει η Λ.Ε.Α. (Λωρίδα Έκτακτης Ανάγκης), η Λ.Π.Χ. (Λωρίδα Πολλαπλών Χρήσεων), και β) μη σταθεροποιημένα ορίσματα: τα οποία μπορεί να είναι: i) μη υπερυψωμένα και ορίζονται από το άκρο του οδοστρώματος μέχρι τη στέψη των πρανών επιχωμάτων ή τον πόδα των πρανών ορυγμάτων ή ii) υπερυψωμένα, και σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν τα πεζοδρόμια (για περισσότερες πληροφορίες βλ. Οδηγίες Μελετών Οδικών Έργων - ΟΜΟΕ [44]). Τα ερείσματα στη βιβλιογραφία είναι γνωστά ως edge lanes ή hard shoulders (κυρίως όταν πρόκειται για σταθεροποιημένα ερείσματα).



Figure 2.2: Ορισμός ερείσματος (από besiris.gr)

Κύριο ενδιαφέρον για τη διεκπεραίωση της μόρφωσης της διατομής της οδοποιίας για τη γέφυρα είναι το πώς μετριέται το πλάτος του ερείσματος. Ο κανόνας μέτρησης μπορεί να δοθεί με δύο χαρακτηριστικά παραδείγματα ερεισμάτων σε οδούς. Το ένα παράδειγμα αφορά μη σταθεροποιημένα ερείσματα (edge lanes) που καταλήγουν σε πλακόστρωτη επιφάνεια – raved area. Με βάση την [52] το πλάτος του ερείσματος αυτού μετριέται από το εξωτερικό όριο της πλακόστρωτης περιοχής μέχρι το εσωτερικό όριο της γραμμής σήμανσης της λωρίδας κυκλοφορίας. Με άλλα λόγια το πλάτος του ερείσματος προκύπτει ως το άθροισμα του πλάτους της γραμμής σήμανσης (στην ουσία της διαγράμμισης καθοδήγησης ή οριογραμμής τυπικού πάχους 0,25m) και του υπόλοιπου πάχους μέχρι το όριο έναρξης της πλακόστρωτης επιφάνειας. Επίσης, από αυτόν τον τρόπο μέτρησης ορίζεται και το εξωτερικό όριο της λωρίδας ή των λωρίδων κυκλοφορίας, το οποίο θα ταυτίζεται με το εσωτερικό όριο της γραμμής σήμανσης. Ο ορισμός του πλάτους του ερείσματος για την περίπτωση αυτή δίνεται στο Figure 2.3.

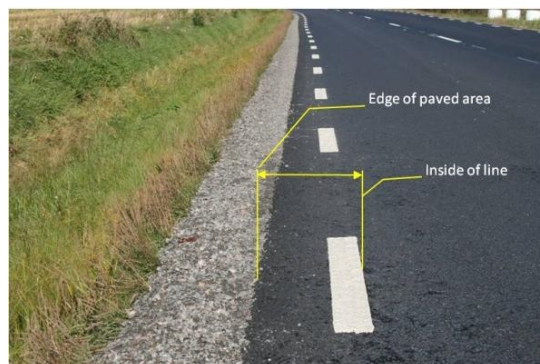
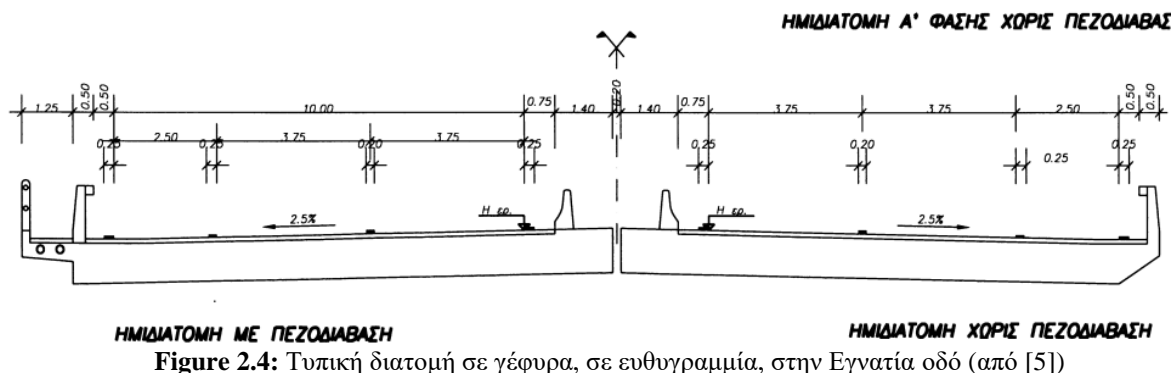


Figure 2.3: Ο ορισμός του πλάτους ερείσματος στην περίπτωση οδού με πλακόστρωτη επιφάνεια στα άκρα. Διακρίνεται ότι στο πλάτος συμπεριλαμβάνεται και το πλάτος της διαγράμμισης καθοδήγησης (από [52])

Το δεύτερο παράδειγμα αφορά διατομές οδοποιίας γεφυρών με πεζοδιάβαση ή χωρίς πεζοδιάβαση, στις οποίες τα μη σταθεροποιημένα ερείσματα (edge lanes) καταλήγουν σε πεζοδρόμια ή σε στηθαία ασφαλείας, αντίστοιχα. Με βάση τυπική διατομή γέφυρας σε ευθυγραμμία στην Εγνατία Οδό [5] (βλ. Figure 2.4), επαναλαμβάνεται και στις δύο περιπτώσεις το ίδιο σκεπτικό μέτρησης του πλάτους του ερείσματος με την προαναφερθείσα περίπτωση των πλακόστρωτων επιφανειών. Βέβαια, θα πρέπει να τονισθεί ότι στην οδοποιία ως έρεισμα νοείται το πλάτος που περιλαμβάνει τόσο το τμήμα από την οριογραμμή μέχρι το όριο του κράσπεδου όσο και το τμήμα του πεζοδρομίου. Για τις ανάγκες της εργασίας ως έρεισμα θα νοείται το τμήμα από την οριογραμμή μέχρι το κράσπεδο του πεζοδρομίου

Τέλος, το πλάτος του ερείσματος σε περίπτωση μη υπερυψωμένων ερεισμάτων μπορεί να φθάσει μέχρι και τα 0,50m [6]. Η τιμή του πλάτους αυτού επαληθεύεται και από την τυπική διατομή γέφυρας του Figure 2.4, τόσο για την περίπτωση ερείσματος που καταλήγει στο στηθαίο ασφαλείας, όσο και στην περίπτωση του ερείσματος που καταλήγει στο κράσπεδο του πεζοδρομίου. Επομένως, για τη διατομή της γέφυρας θα εφαρμοσθεί πλάτος ερείσματος μετρούμενο από το εσωτερικό τμήμα της οριογραμμής μέχρι το κράσπεδο του πεζοδρομίου ίσο με:

$$w_{\text{ερείσματος}} = 0,50m$$



• **Λωρίδες κυκλοφορίας γέφυρας:** Η γέφυρα θα φιλοξενεί δύο κατευθύνσεις κυκλοφορίας πάνω στον φορέα του καταστρώματος, και η κάθε κατεύθυνση θα αποτελείται από δύο λωρίδες κυκλοφορίας. Εφόσον πρόκειται για γέφυρα με tram, νοείται ότι η γέφυρα καλείται να εξυπηρετεί αστική κυκλοφορία. Αυτό σημαίνει ότι η λωρίδα κυκλοφορίας που γειτονεύει με τα πεζοδρόμια θα πρέπει να σχεδιαστεί με σκοπό την εξυπηρέτηση μέσω μαζικής μεταφοράς ή γενικότερα βαρέων οχημάτων. Η κυκλοφορία των βαρέων οχημάτων θα γίνεται μόνο σε αυτήν τη λωρίδα με παράλληλη επιβολή ορίου ταχύτητας. Η δεύτερη λωρίδα κυκλοφορίας θα φιλοξενεί την κίνηση κυρίως μεμονωμένων οχημάτων.

Για να σχεδιαστεί η διατομή της οδοποιίας, θα πρέπει να επιλεγεί μία από τις βασικές ομάδες οδών από τις ΟΜΟΕ. Στη συγκεκριμένη περίπτωση πρόκειται για αστικό αυτοκινητόδρομο που ανήκει στην ομάδα Β. Ο σχεδιασμός βασίζεται σε τυπική διατομή με 2 λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση δηλ. στη β4νσ, χωρίς όμως να περιλαμβάνεται Λ.Ε.Α. Με βάση τον Table 2-1 για υψηλό φόρτο κυκλοφορίας βαρέων οχημάτων το ικανοποιητικό πλάτος λωρίδας κυκλοφορίας ισούται με 3,50m, ενώ το περιορισμένο σε 3,25m. Γενικά, θα μπορούσε η λωρίδα της βαρέας κυκλοφορίας να έχει μεγαλύτερο πλάτος από τη δεύτερη και να ληφθούν πλάτη ίσα με 3,50m και 3,25m, αντίστοιχα, και αυτά είναι τα πλάτη που έχουν επιλεγεί για τον σχεδιασμό της γέφυρας.

Το πλάτος της λωρίδας κυκλοφορίας που είναι κοντά στο πεζοδρόμιο μετριέται από το εσωτερικό όριο της διαγράμμισης καθοδήγησης μέχρι το μέσον της αξονικής διαγράμμισης. Με αντίστοιχη λογική μετριέται και το πλάτος της λωρίδας κυκλοφορίας κοντά στο tram.

Με τις επιλεγμένες διαστάσεις είναι εφικτή η κυκλοφορία των βασικών αστικών οχημάτων. Οι τυπικές διαστάσεις των οχημάτων με βάση τις ΟΜΟΕ δίνονται στον Table 2-2. Οι διαστάσεις αυτές (τυπικό πλάτος και τυπικό ύψος) ουσιαστικά αντιστοιχούν σε ένα παραλληλόγραμμο το οποίο δίνει τα όρια κυκλοφορίας ενός τυπικού οχήματος. Με βάση αυτές επαληθεύεται εάν επαρκούν οι επιλεγμένες διαστάσεις. Σημειώνεται ότι με βάση τις διατάξεις το μέγιστο ύψος που αφορά οχήματα κινούμενα το ένα δίπλα στο άλλο είναι 4,5m, και είναι μικρότερο από το ύψος ελέγχου, 5,7m το οποίο λαμβάνεται για τον έλεγχο λήψης δράσεων πρόσκρουσης οχημάτων στον φορέα, όπως εξηγείται στο Κεφάλαιο 2.3.

Table 2-1: Προτεινόμενα πλάτη λωρίδων κυκλοφορίας με βάση τις ΟΜΟΕ [45]

Φόρτοι λεωφορείων γραμμής και βαρέων οχημάτων εκφρασμένοι επί του συνόλου των οχημάτων (σύνθεση κυκλοφορίας)	Πλάτος λωρίδας κυκλοφορίας σε βαθμό	
	Ικανοποιητικό	Περιορισμένο
Υψηλοί: ποσοστό > 20%	3,50m	3,25m
Μεσαίοι: ποσοστό = 5-20%	3,25m	3,00m
Μικροί: ποσοστό < 5%	3,00m	2,75m

Table 2-2: Τυπικές διαστάσεις σχεδιασμού οχημάτων κυκλοφορίας στο κατάστρωμα της γέφυρας

Είδος οχήματος	Πηγή	Βασικό πλάτος οχήματος (χωρίς καθρέφτες)	Πλάτος με εξωτερικούς καθρέφτες	Ύψος οχήματος
Αστικό λεωφορείο	ΟΜΟΕ [45]	2,5m	2,75m-3m	3,05m-3,15m
Αστικό λεωφορείο σε διατομές β έως ε	ΟΜΟΕ [44]	2,5m	3m	4m
Διώροφα / Double Decker	ΟΜΟΕ [45]	2,5m	3m	4m
Τουριστικά / Πούλμαν	ΟΜΟΕ [45]	2,5m	-	3,40m
Φορτηγό	ΟΜΟΕ [45]	2,5m	-	4m
Μεμονωμένο όχημα	ΟΜΟΕ [45]	1,75m	2,25m	1,70m
Μεμονωμένο όχημα 2	ΟΜΟΕ [45]	2,10m	2,60m	2,40m

Για τη μία διεύθυνση κίνησης πάνω στη γέφυρα οι επιλεγμένες διαστάσεις των δύο λωρίδων κυκλοφορίας, το πλάτος του ερείσματος που καταλήγει στο πεζοδρόμιο, τα πλάτη των οριογραμμών και οι διαστάσεις δύο τυπικών οχημάτων με βάση τις ΟΜΟΕ (αστικού λεωφορείου και μεμονωμένου οχήματος) απεικονίζονται στο Figure 2.5.

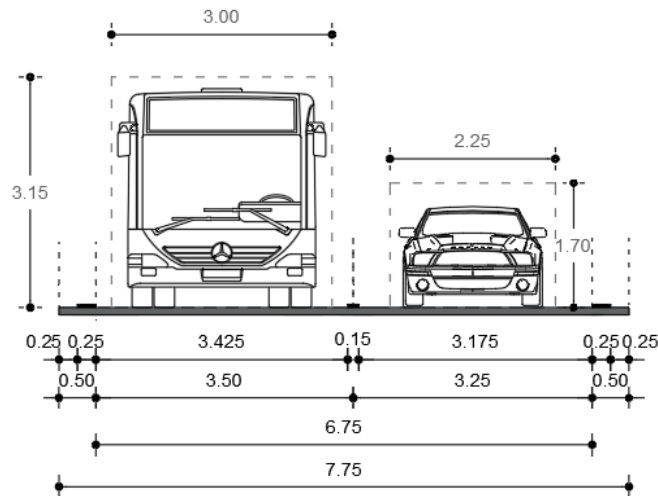


Figure 2.5: Η διατομή οδοποιίας για την οδική κυκλοφορία της μελετώμενης γέφυρας. Απεικονίζονται οι δύο λωρίδες κυκλοφορίας, το έρεισμα δίπλα από το πεζοδρόμιο, οι τρεις διαγραμμίσεις σήμανσης, διαστάσεις οχημάτων ΟΜΟΕ

•**Εγκάρσια κλίση οδοποιίας:** Για την απορροή των υδάτων το κατάστρωμα θα πρέπει να σχεδιάζεται με μία εγκάρσια κλίση, με τυπικές τιμές ίσες με 2%, 2.5%. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, καθώς πρόκειται για ευθυγραμμία το κατάστρωμα θα είναι αμφικλινές με κλίση 2,5%.

•**Πεζοδρόμιο - υπερυψωμένο έρεισμα:** Τα πεζοδρόμια κατασκευάζονται ως διατομές ωπλισμένου σκυροδέματος. Υπενθυμίζεται ότι με βάση τις ΟΜΟΕ-Δ §2.1 [44] τα πεζοδρόμια στην επιστήμη της οδοποιίας αποτελούν στην ουσία υπερυψωμένα ερείσματα που διαχωρίζονται με κράσπεδο από την επιφάνεια κυκλοφορίας. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι το ύψος ή αλλιώς το πάχος της διατομής σκυροδέματος του πεζοδρομίου στη γεφυροποιία εξαρτάται από το ύψος του κράσπεδου.

Με βάση τις ΟΜΟΕ-Δ §2.3.8 [44] το τυπικό ύψος του κράσπεδου είναι 15 cm. Βέβαια το ύψος ενός κράσπεδου εξαρτάται και από τον τύπο του. Για παράδειγμα κράσπεδα τύπου Trief ξεπερνούν τα 15cm. Σε αυτές τις περιπτώσεις το ύψος θα πρέπει να είναι το πολύ 20 cm (ΟΜΟΕ-Δ §2.3.8 [44]). Τέτοιου τύπου κράσπεδα θα μπορούσαν να τοποθετηθούν για το διαχωρισμό πεζοδρόμων και ποδηλατοδρόμων από τις λωρίδες οδικής κυκλοφορίας, αν δεν προβλέπεται η τοποθέτηση στηθαίων ασφαλείας (ΟΜΟΕ-Δ §2.3.8 [44]). Τέτοιου είδους τακτική θα μπορούσε αποτελεσματικά να μειώσει το απαιτούμενο πλάτος για την τοποθέτηση στηθαίων ασφαλείας πάνω στο πεζοδρόμιο, μειώνοντας το πλάτος του πεζοδρομίου, και εν συνεχεία το ίδιο βάρος σκυροδέματος.

Στη γεφυροποιία η ασφαλική στρώση σταματάει στην κατακόρυφη επιφάνεια έναρξης του κράσπεδου. Αυτό σημαίνει ότι το κράσπεδο για να έχει ύψος 15cm θα πρέπει να προεξέχει από την άνω ίνα της στρώσης ασφάλτου κατά τα 15 αυτά cm. Η γέφυρα θα μελετηθεί για ασφαλική στρώση πάχους 10cm, και επομένως θα απαιτηθεί στο εσωτερικό όριο του πεζοδρομίου συνολικό ύψος ίσο με:

$$h_{\text{footpath,int}} = h_{\text{curb}} + h_{\text{asphalt}} = 10 + 15 = 25\text{cm}$$

Η διατομή των πεζοδρομίων υλοποιείται με τη δημιουργία μιας εγκάρσιας κλίσης η οποία στη συγκεκριμένη περίπτωση ισούται με 4%. Για την υλοποίηση αυτής της κλίσης το πεζοδρόμιο μορφώνεται με μεταβλητό ύψος κατά το πλάτος της γέφυρας. Επομένως, το ύψος του εξωτερικού ορίου του πεζοδρομίου εξαρτάται από το συνολικό πλάτος του πεζοδρομίου.

Σύμφωνα με τις ΟΜΟΕ-Δ §2.3.6 [44] το ελάχιστο πλάτος των πεζοδρόμων με δύο λωρίδες είναι 2,25 m. Στην περίπτωση κατασκευής μεικτής λειτουργίας πεζοδρόμων-ποδηλατοδρόμων λαμβάνεται από ΟΜΟΕ-Δ §2.3.6 [44] ότι οι πεζοδρόμοι και οι ποδηλατοδρόμοι κατά κανόνα διαμορφώνονται ως ενιαίες κυκλοφοριακές επιφάνειες με ελάχιστο πλάτος 2,00 m. Πλάτη μεγαλύτερα των 2,50 m δεν κρίνονται σκόπιμα στην προκειμένη περίπτωση, δεδομένου ότι η κοινή επιφάνεια των πεζών και των ποδηλάτων μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελεί λωρίδα κυκλοφορίας αυτοκινήτων.

Συνήθως σε οδικές γέφυρες χρησιμοποιούνται πεζοδρόμια με πολύ μικρό πλάτος. Η τυπική διατομή στην περίπτωση αυτήν δίνεται στο Figure 2.6, όπου το συνολικό πλάτος του πεζοδρομίου ανέρχεται στα 1,75m. Λαμβάνοντας υπόψη και τα απαιτούμενα πλάτη για τα κιγκλιδώματα (π.χ. 0,25m), για τα στηθαία ασφαλείας (π.χ. 0,40m), αλλά και το ενδεχόμενο πρόσθετο πλάτος μπροστά από το στηθαίο ασφαλείας (π.χ. 0,30m) (το οποίο σημειώνεται ότι δεν απεικονίζεται στο Figure 2.6), προκύπτει ένα καθαρό πλάτος για την κίνηση των πεζών περί το 1m.

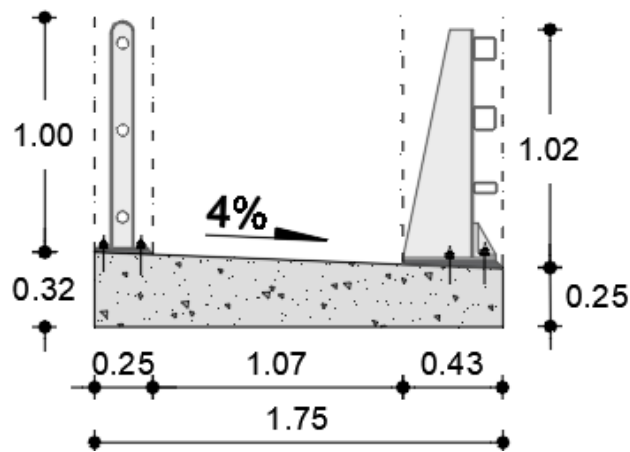


Figure 2.6: Τυπική διατομή πεζοδρομίου σε οδικές γέφυρες. Τομή παράλληλη με το πλάτος του καταστρώματος.

Ωστόσο, και όπως έχει ήδη τονισθεί, οι γέφυρες με κυκλοφορία tram εξυπηρετούν αστική λειτουργία. Επομένως, κρίνεται ότι τα πεζοδρόμια της μελετώμενης γέφυρας δεν μπορούν να υλοποιηθούν με βάση την τυπική διατομή του Figure 2.6, αλλά θα πρέπει να σχεδιαστούν εκ νέου με μεικτή λειτουργία πεζοδρομίου-ποδηλατοδρόμου. Το καθαρό πλάτος μέσα στο οποίο θα κινούνται οι πεζοί και ποδηλάτες θα είναι ίσο με το ελάχιστο πλάτος που δίνουν οι ΟΜΟΕ-Δ, ενώ θα πρέπει να συμπεριληφθούν και τα απαιτούμενα πλάτη για τα κιγκλιδώματα, το στηθαίο ασφαλείας, και ενδεχομένως πρόσθετο πλάτος μπροστά από το στηθαίο.

Από τα παραδείγματα γεφυρών που έχουν δοθεί στο Κεφάλαιο 1.1 κρίνεται ότι δεν είναι απαραίτητη η χρήση στηθαίων ασφαλείας σε αστικές γέφυρες. Αντί αυτού και περισσότερο για ψυχολογικούς λόγους θα τοποθετηθεί στο άκρο ένα απλό προστατευτικό τύπου κιγκλιδώματος, πλάτους 0,25m. Στο άλλο άκρο του πεζοδρομίου θα τοποθετηθεί επίσης κιγκλιδώμα για τους πεζούς, πλάτους 0,25m. Μεταξύ των κιγκλιδωμάτων αυτών επιλέγεται καθαρό πλάτος πεζοδρομίου ίσο με 2,25m. Η διατομή δίνεται στο Figure 2.7. Το συνολικό μήκος των πεζοδρομίων θα είναι:

$$w_{footway} = 2,75m$$

Επομένως, για την υλοποίηση της εγκάρσιας κλίσεως των 4% (που ισοδυναμεί με μία γωνία ως προς το οριζόντιο επίπεδο ίση με 2,29°) το πάχος των πεζοδρομίων μεταβάλλεται από 25 cm στα όρια του οδοστρώματος, έως 36 cm στο εξωτερικό της γέφυρας.

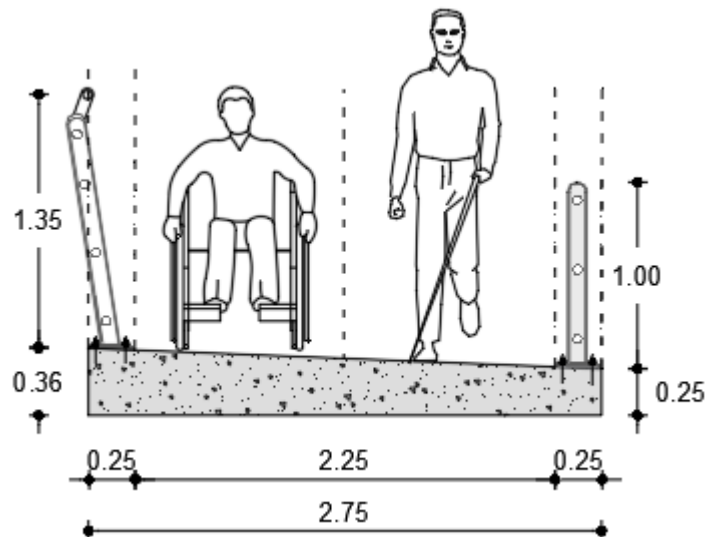


Figure 2.7: Η επιλεγμένη διατομή πεζοδρομίου για τη μελετώμενη γέφυρα. Τομή παράλληλη με το πλάτος του καταστρώματος.

2.2 Μόρφωση διατομής οδοποιίας: τροχιόδρομος

2.2.1 Ορισμοί

Αρχικά, αξίζει να σημειωθεί ότι στην ελληνική γλώσσα ο όρος tram μεταφράζεται ως **τροχιοδρομικό μέσο**, ενώ το σύστημα των συρμών του τροχιοδρομικού μέσου ονομάζεται **τροχιόδρομος**. Στα πλαίσια της εργασίας χρησιμοποιούνται και οι παρακάτω όροι: Α) περιοχή tram ή νησίδα tram ή διάδρομοι tram, για να δηλωθεί ο όρος του tram reserve, δηλ. της περιοχής που είναι προορισμένη για την εγκατάσταση του τροχιοδρομικού μέσου. Β) Στύλος ηλεκτροκίνησης – electric traction pole ή tram pole, είναι οι στύλοι/κολώνες που φέρνουν τις γραμμές του τροχιοδρόμου – wires ή overhead line.

2.2.2 Μελετώμενο όχημα τροχιοδρομικού μέσου Αθήνας

Η γέφυρα σχεδιάζεται για την περιοχή της Αττικής και θα φιλοξενεί τροχιοδρόμους με βάση τους συρμούς 2^{ης} γενιάς του Τραμ – Alstom Citadis X05-305 – οι οποίοι βρίσκονται σε χρήση από το 2021. Τα τραμ της νέας γραμμής έχουν μήκος 33,42m, πλάτος 2,40m, ύψος (εκτιμάται) περί τα 3,4-3,6m και αποτελείται συνολικά από 5 αρθρωτά βαγόνια. Η μεταφορική ικανότητα αντιστοιχεί σε 294 επιβάτες που ισοδυναμεί σε πυκνότητα 4 επιβατών ανά m². Το συγκεκριμένο αυτό τροχιοδρομικό μέσο δίνεται στο Figure 2.8. Το εύρος της γραμμής, δηλ. η απόσταση των συρμών – track gauge – ανήκει στην κατηγορία κανονικού εύρους συρμών, δηλ. ισούται με 1,435m. Το μέγεθος αυτό αποτελεί μια τυπική τιμή που χαρακτηρίζει την πλειοψηφία των τροχιοδρόμων. Τονίζεται ότι το πλάτος/εύρος των συρμών του tram ορίζεται ως η απόσταση από τον άξονα του ενός συρμού μέχρι τον άξονα του επόμενου. Η μέγιστη ταχύτητα κίνησης είναι 70km/h.



Figure 2.8: Συρμοί 2^{ης} γενιάς του τροχιοδρόμου της Αθήνας, Alstom Citadis X05-305. Σε χρήση από το 2021. [(αριστερά) από wikipedia.org, (δεξιά) από metaforespress.gr].

2.2.3 Κατηγορίες διαδρόμων κυκλοφορίας τροχιοδρομικών μέσων

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι τροχιόδρομοι ταξινομούνται με βάση την τυπολογία του διαδρόμου κυκλοφορίας σε πέντε κατηγορίες. Αναλυτικά για τις κατηγορίες αυτές δίνονται πληροφορίες σε εργασίες όπως η [39]. Οι κατηγορίες αυτές είναι οι εξής:

- i. **Κατηγορία Α – Εντελώς αποκλεισμένος διάδρομος:** Πρόκειται για έργο, είτε οδοποιίας είτε γέφυρας, που προσδιορίζεται μόνον για κυκλοφορία tram και δεν περιλαμβάνει οδική κυκλοφορία. [Figure 2.9 (α)]
- ii. **Κατηγορία Β – Αποκλειστικός προστατευόμενος διάδρομος:** Πρόκειται για έργο είτε οδοποιίας είτε γέφυρας, που προσδιορίζεται για οδική κυκλοφορία και τροχιόδρομο, αλλά με την πρόβλεψη αποκλειστικού διαδρόμου τροχιοδρόμου στην οποία απαγορεύεται η είσοδος των οχημάτων οδικής κυκλοφορίας. Στην περίπτωση αυτή η τροχιοδρομική γραμμή είναι τελείως διαχωρισμένη από την κυκλοφορία οδικών οχημάτων και πεζών. Ο διαχωρισμός μπορεί να γίνει με τεχνητά ή φυσικά μέσα (δενδροστοιχία, φυτά, κιγκλιδώματα, τοιχία κ.α.). [Figure 2.9 (β)]. Αυτή η κατηγορία χρησιμοποιείται για την μελετώμενη γέφυρα.
- iii. **Κατηγορία C – Αποκλειστικός διάδρομος τραμ:** Πρόκειται για οδικό άξονα πάνω στον οποίον όμως κινούνται αποκλειστικά τροχιοδρομικά μέσα και πεζοί. (Figure 2.10)
- iv. **Κατηγορία D – Αποκλειστικός διαχωρισμένος διάδρομος:** Η περίπτωση αυτή θυμίζει την Κατηγορία Β, με τη διαφορά ότι δεν κατασκευάζεται ειδικός διάδρομος για τη διέλευση των τροχιοδρομικών μέσων, αλλά το μέσο κινείται πάνω σε ενιαίο οδόστρωμα οδικής κυκλοφορίας και τραμ, με την τροχιοδρομική γραμμή όμως να είναι διαχωρισμένη από τους διαδρόμους κυκλοφορίας των οδικών οχημάτων. Ο διαχωρισμός μπορεί να γίνει είτε με οριζόντια σήμανση επί του οδοστρώματος (λευκές ταινίες διαγράμμισης), είτε με εμπόδια βατά από τους πεζούς (μικρού ύψους διαζώματα από σκυρόδεμα). (Figure 2.11)
- v. **Κατηγορία E – Κοινός διάδρομος:** Στην περίπτωση αυτή η κυκλοφορία των σιδηροδρομικών οχημάτων εμπλέκεται με την κυκλοφορία των οδικών οχημάτων και την κυκλοφορία των πεζών. (Figure 2.12)

Για μία σύγχρονη γέφυρα κρίνεται ότι την πιο ασφαλή επιλογή αποτελεί η Κατηγορία Β και με βάση αυτήν θα σχεδιαστεί η διατομή της οδοποιίας. Χάρη σε αυτήν την επιλογή δεν αλληλοεμπλέκονται τα φορτία των οχημάτων οδικής κυκλοφορίας με τα φορτία της κυκλοφορίας του tram κατά την ανάλυση της γέφυρας. Ωστόσο, αυξάνεται σημαντικά το απαιτούμενο πλάτος καταστρώματος.



(α)



(β)

Figure 2.9: (α) Κατηγορία A – Εντελώς αποκλεισμένος διάδρομος: Εφαρμογή σε γέφυρα στο Γκντάνσκ, Πολωνία. (από transport-publiczny.pl), και (β) Κατηγορία B – Αποκλειστικός προστατευόμενος διάδρομος. Εφαρμογή στη γέφυρα Troja, Τσεχία. (από live.staticflickr.com)



Figure 2.10: Κατηγορία C – Αποκλειστικός διάδρομος τραμ (από [39])



Figure 2.11: Κατηγορία D – Αποκλειστικός διαχωρισμένος διάδρομος (από siskom.waw.pl)



Figure 2.12: Κατηγορία E – Κοινός διάδρομος (από wongm.com και fr.123rf.com)

2.2.4 Μεθοδολογία διαμόρφωσης του τροchioδρόμου της μελετώμενης γέφυρας

Για τη διαμόρφωση της τυπικής διατομής διαδρόμου κυκλοφορίας τραμ σε οδούς εντός αστικών περιοχών λαμβάνονται τα εξής:

1. Διαμόρφωση του τροchioδρόμου με βάση την *Κατηγορία Β – Αποκλειστικός προστατευόμενος διάδρομος*.
2. Σχεδιάζονται δύο διευθύνσεις, δηλ. δύο διάδρομοι κίνησης tram. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι μπορούν να κινούνται παράλληλα στη γέφυρα δύο τροchioδρομικά μέσα, το κάθε ένα σε διαφορετικό ζεύγος συρμών.
3. Γίνεται η παραδοχή απαγόρευσης εισόδου στη γέφυρα δύο tram ταυτόχρονα στην ίδια γραμμή. Αυτό έχει σημαντικές επιπτώσεις στον τρόπο μελέτης των δράσεων του tram.
4. Η τοποθέτηση των «διαδρόμων του tram» (*tram reserve*) θα πραγματοποιηθεί στο μέσον του πλάτους του καταστρώματος. Η εναλλακτική λύση της τοποθέτησης της κάθε γραμμής χωριστά στο κάθε ένα άκρο εγκαρσώς του καταστρώματος θεωρείται αποτρεπτική, καθώς θα προκαλέσει προβλήματα χωρητικότητας και ελεύθερου ύψους μεταξύ κεκλιμένων τόξων και του ύψους του τραμ ή του στύλου ηλεκτροκίνησης.
5. Οι δύο γραμμές θα εξυπηρετούνται από έναν κοινό κεντρικό στύλο ηλεκτροκίνησης, ώστε να μειωθεί το απαιτούμενο πλάτος για την εγκατάστασή σε σχέση με την περίπτωση χρήσης δύο στύλων, μία για την κάθε γραμμή. (Οι λόγοι μείωσης εξηγούνται και στη συνέχεια).
6. Η γραμμή του τραμ σχεδιάζεται δίχως στάσεις σε όλο το άνοιγμα της γέφυρας. Επομένως, για την απόσταση μεταξύ των συρμών και τον καθορισμό του συνολικού εύρους κατάληψης του τροchioδρόμου λαμβάνονται οι σχετικές αποστάσεις που αφορούν τον στύλο ηλεκτροκίνησης. Αυτές είναι: α) η ελάχιστη διάμετρος d του στύλου ηλεκτροκίνησης, και β) οι απαιτούμενες και προδιαγραφόμενες ελάχιστες αποστάσεις από τα όρια του στύλου ηλεκτροκίνησης.
7. Με βάση τον Natschka [14], η ελάχιστη διάμετρος του στύλου ηλεκτροκίνησης λαμβάνεται ως:

$$d_{tram\ pole, min} = 0,40m$$

8. Και πάλι με βάση τον Natschka [14], η προδιαγραφόμενη απόσταση μεταξύ του ορίου του στύλου ηλεκτροκίνησης και του ορίου του δυναμικού περιτυπώματος του οχήματος του tram ισούται με 0.30m. Με βάση τις οδηγίες της [50] θα ήταν 0,2m, και αυτή η τελευταία απεικονίζεται στο Figure 2.14. Υπέρ της ασφαλείας επιλέγεται η πρώτη και η απόσταση αυτή εφαρμόζεται εκατέρωθεν του στύλου ηλεκτροκίνησης. Δηλ. λαμβάνεται:

$$e_{tram\ pole} = 0,30m$$

9. Επομένως, το συνολικό πλάτος ή η συνολική απόσταση μεταξύ των ορίων των τροchioδρομικών μέσων θα είναι:

$$e_{tram\ limits} = d_{tram\ pole, min} + 2 \cdot e_{tram\ pole} = 0,40 + 2 \cdot 0,30m \Leftrightarrow e_{tram\ limits} = 1m$$

10. Σημειώνεται ότι το πλάτος του 1m είναι το αποτέλεσμα της σχεδιαστικής επιλογής διελεύσεως των tram κεντρικά στο πλάτος του καταστρώματος με παράλληλη χρήση ενός κεντρικού στύλου, και ταυτίζεται με την απόσταση μεταξύ των δυναμικών περιτυπώματων των οχημάτων tram. Η απόσταση μεταξύ αυτών των περιτυπώματων θα μπορούσε να μειωθεί στην ελάχιστη δυνατή απόσταση που ισούται με βάση την [46] με 0,1m. Σε αυτήν την περίπτωση, όμως, θα έπρεπε να προβλέπονται δύο στύλοι ηλεκτροκίνησης μεταξύ οδοστρώματος οχημάτων και του δυναμικού περιτυπώματος του ενός τροchioδρομικού μέσου. Αυτό σημαίνει ότι θα υπήρχε η απαίτηση για δύο πλάτη του 1m, που θα περιείχαν τη διάμετρο του στύλου και τις ελάχιστες αποστάσεις εκατέρωθεν του. Με άλλα λόγια, θα αυξανόταν και άλλο το πλάτος του καταστρώματος κατά 1,1m.
11. Υπάρχουν περιπτώσεις γεφυρών όπου η καλωδίωση των τροchioδρομικών γραμμών αντί να στηρίζεται σε στύλους ηλεκτροκίνησης, στηρίζεται στον φορέα της γέφυρας. Στη περίπτωση της τοξωτής γέφυρας μια τέτοια επιλογή δεν είναι εφικτή λόγω του μεγάλου ύψους των τόξων, που καθιστά αδύνατη τη συντήρηση της καλωδίωσης. Παράλληλα αποφεύγεται η στήριξη της καλωδίωσης του τροchioδρόμου στους αναρτήρες της γέφυρας. Ο λόγος αυτός, αποτελεί ακόμη μία αιτιολόγηση χρήσης ενός στύλου ηλεκτροκίνησης.
12. Το πλάτος του Alstom Citadis 305 σύμφωνα με τις προδιαγραφές του ισούται με 2.40m. Με βάση αυτό το πλάτος ορίζεται και το πλάτος του *στατικού περιτυπώματος* του τροchioδρομικού μέσου (*static vehicle profile*) (δηλ. της περιμέτρου του οχήματος) που έχει ληφθεί στον σχεδιασμό των γραμμών στην Αθήνα [36] (βλ. Figure 2.13). Με βάση τα σχήματα της [46] ερμηνεύεται ότι ο έλεγχος των ελάχιστων αποστάσεων μετρίεται με βάση το στατικό περιτύπωμα του οχήματος, π.χ. ο προηγούμενος έλεγχος των ελάχιστων αποστάσεων από τον στύλο ηλεκτροκίνησης. Στην εργασία όμως θα γίνεται βάσει του δυναμικού. Τελικά, λαμβάνεται:

$$w_{tram\ static\ envelope} = 2,40m$$

13. Το στατικό περιτύπωμα αυξάνεται τόσο κατά πλάτος όσο και κατά ύψος κατά κάποια μεγέθη «ανοχής». Αυτό οφείλεται στην κατακόρυφη κίνηση που εκτελεί το όχημα κατά τη λειτουργία του, αλλά και σε πιθανές αστοχίες. Μερικές από τις αστοχίες είναι: λανθασμένη ανάρτηση, πιθανή κατακόρυφη και οριζόντια μετατόπιση κατά την κατασκευή κ.α. Το μέγεθος «ανοχών» κατά πλάτος σύμφωνα με την [50] πρέπει να είναι της τάξεως των 300mm

(και 400 mm όταν το όχημα κινείται σε σήραγγα ή κάτω από γέφυρα), και ταυτίζεται με τα όσα έχουν επιλεγεί στον σχεδιασμό των τροchioδρομικών μέσων στην Αθήνα [36] (βλ. Figure 2.13). Η προσαύξηση του στατικού περιτυπώματος οδηγεί στη δημιουργία του *δυναμικού περιτυπώματος* ενός οχήματος. Επομένως, είναι:

$$W_{tram\ dynamic\ envelope} = W_{tram\ static\ envelope} + 2 \cdot e_{tram\ dynamic} = 2,40m + 2 \cdot 0,30m = 3m$$

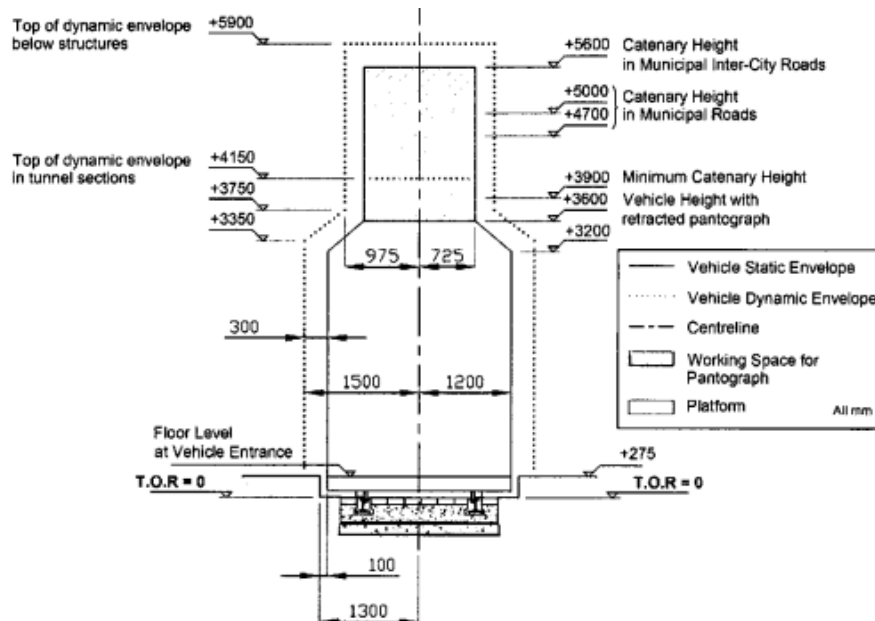


Figure 2.13: Στατικό και δυναμικό περιτύπωμα οχημάτων του τροchioδρόμου που έχει ληφθεί στον σχεδιασμό των γραμμών στην Αθήνα (από [36])

14. Σημειώνεται ότι το όριο του δυναμικού περιτυπώματος ικανοποιεί τον προαναφερθέντα έλεγχο περί ελάχιστης απόστασης των 0,3m από το όριο του στύλου ηλεκτροκίνησης. Πρακτικά τα όρια του δυναμικού περιτυπώματος και του στύλου ηλεκτροκίνησης ταυτίζονται, και είναι κάτι το οποίο θεωρείται αποδεκτό.
15. Με βάση τις οδηγίες της [50] η ελάχιστη απόσταση από το στατικό περιτύπωμα του οχήματος μέχρι το πέρας του κρασπέδου του υπερυψωμένου τροchioδρόμου λαμβάνεται ως 0,20m. Το περιθώριο αυτό φαίνεται και στο Figure 2.14. Ωστόσο, εν τέλει θα ληφθεί ίσο με 0,30m, ώστε να ταυτίζεται με την προσαύξηση του πλάτους για το δυναμικό περιτύπωμα.
16. Επομένως, το συνολικό πλάτος του αποκλειστικού προστατευόμενου διαδρόμου του τροchioδρομικού μέσου (*tram reserve*) είναι ίσο με:

$$W_{tram\ reserve} = e_{tram\ limits} + 2 \cdot W_{tram\ static\ envelope} + 2 \cdot e_{tram\ dyn} = 1m + 2 \cdot 2,40m + 2 \cdot 0,30m = 6,4m$$

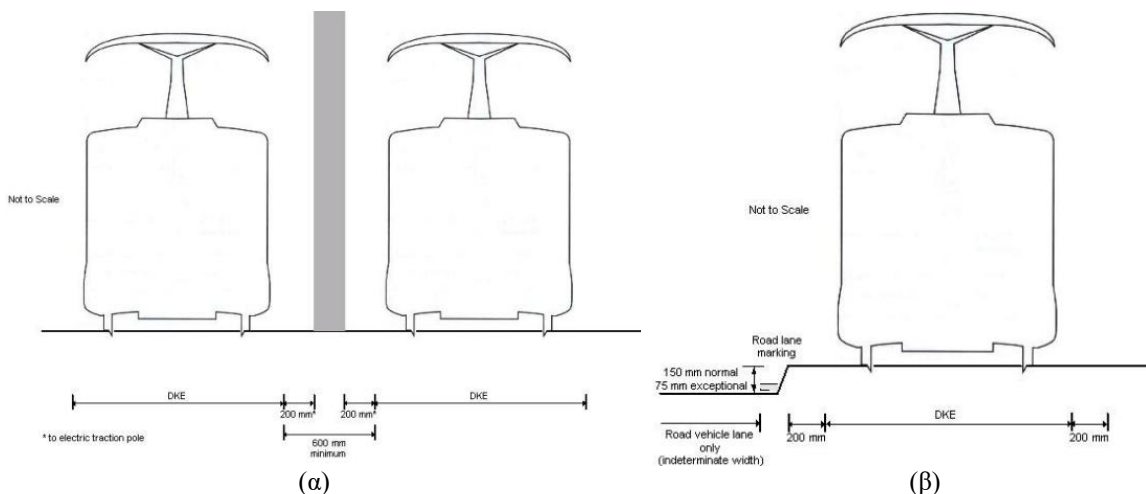


Figure 2.14: (α) Οι ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ τροchioδρομικών μέσων και κεντρικού στύλου ηλεκτροκίνησης. (β) Η ελάχιστη απόσταση του στατικού περιτυπώματος του τροchioδρομικού μέσου από το πέρας του κρασπέδου του υπερυψωμένου διαδρόμου, καθώς και τα ελάχιστα ύψη του κρασπέδου. (από [50])

Στις γέφυρες οι συρμοί των οχημάτων του tram συνηθίζεται να μην εγκιβωτίζονται στη στρώση ωπλισμένου σκυροδέματος του καταστρώματος, αλλά σε μία επιπλέον στρώση, γεγονός που θυμίζει το έρμα στις σιδηροδρομικές γέφυρες. Αυτό φαίνεται να έχει εφαρμοσθεί και στη γέφυρα Troja (βλ. Figure 1.2). Με αυτόν τον τρόπο πρακτικά δημιουργούνται κράσπεδα στα άκρα του διαδρόμου που θα αποτελέσουν προστατευτικά σύνορα από το τμήμα του καταστρώματος, στο οποίο θα κινείται η οδική κυκλοφορία.

Ο τρόπος αυτός επιλέγεται να εφαρμοσθεί και στη μελετώμενη γέφυρα, εξασφαλίζοντας έτσι και τη δημιουργία του αποκλειστικού προστατευόμενου διαδρόμου. Η επιπλέον στρώση σκυροδέματος θα οδηγήσει στην υπερύψωση του διαδρόμου των τροchioδρομικών μέσων. Επομένως, τα επόμενα βήματα της μεθοδολογίας από την οποία προέκυψε η διατομή, έχουν να κάνουν με τον προσδιορισμό του ύψους της υπερύψωσης.

17. Με βάση την [36] οι τύποι των σιδηροτροχιών των διατομών που χρησιμοποιούνται στην Αθήνα είναι οι διατομές Ri60N και S49. Οι διατομές αυτές περιέχονται στους καταλόγους της ArcelorMittal και απεικονίζονται στο Figure 2.15. Για την εργασία το μέγιστο ενδιαφέρον από τα δεδομένα των διατομών αυτών έχουν το ύψος των διατομών, το πλάτος του κάτω πέλματος και το ίδιο βάρος της διατομής. Οι πληροφορίες αυτές δίνονται στον Table 2-3. Για τη γέφυρα επιλέγεται η χρήση της διατομής Ri60N.

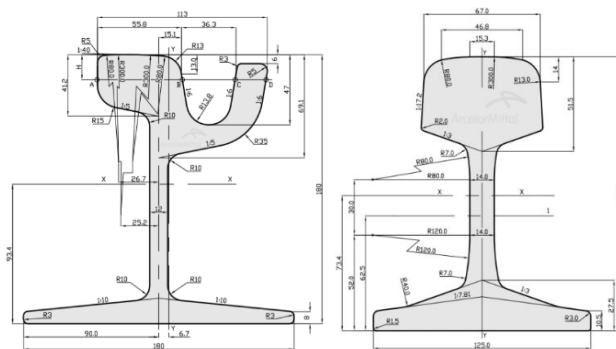


Figure 2.15: Οι διατομές των σιδηροτροχιών του τροchioδρόμου της Αθήνας [36]. Αριστερά – διατομή Ri60N και δεξιά- διατομή S49 (από rails.arcelormittal.com)

Table 2-3: Χαρακτηριστικά διατομών σιδηροτροχιών tram της Αθήνας [36]. Διατομές από rails.arcelormittal.com.

Τύπος διατομής	Ύψος (mm)	Πλάτος κάτω πέλματος (mm)	Ίδιον βάρος
Ri60N	180	180	59,75 kg/m
S49	149	125	49,39 kg/m

18. Οι διατομές Ri60N είναι γνωστές ως «διατομές λαιμού» ή «grooved rail». Τέτοιου είδους διατομές είναι κατάλληλες για εγκιβωτισμό στο οδόστρωμα αστικών οδικών έργων, όπου σε αυτήν την περίπτωση συνήθως η άνω ίνα της διατομής βρίσκεται στην ίδια στάθμη με την άνω ίνα της ασφαλικής στρώσης ή της πλακόστρωτης στρώσης της επιφάνειας. Το υπόλοιπο τμήμα της διατομής που προεξέχει κάτω από την ασφαλική στρώση βρίσκεται εγκιβωτισμένο σε σκυρόδεμα. Αξίζει να σημειωθεί ότι σε σύγχρονα συστήματα τροchioδρόμων δεν χρειάζονται επιπλέον εγκάρσια στοιχεία σύνδεσης των ράγων, όπως π.χ. στρωτήρες (*sleepers*) που χρησιμοποιούνται σε βαρέα σιδηροδρομική γραμμή. Στη βιβλιογραφία το γεγονός αυτό αποδίδεται με τον όρο *sleepersless tramway* [54].

19. Βέβαια, υπάρχουν επιπλέον στοιχεία σύνθεσης μιας σύγχρονης διατομής της ράγας, αλλά αυτά έχουν την ιδιότητα κυρίως τοπικού χαρακτήρα. Χαρακτηριστικά παραδείγματα είναι η μεταλλική πλάκα που συγκολλείται στη βάση της διατομής λαιμού και το ειδικό τεμάχιο υποστήριξης κάτω από τη μεταλλική πλάκα. Σήμερα, συνηθίζεται και η χρήση ενός προστατευτικού υλικού εγκιβωτισμού γύρω από τη διατομή, το οποίο οδηγεί στην απόσβεση του θορύβου και των ταλαντώσεων που προκαλεί η διέλευση του τροchioδρομικού μέσου [54]. Το στοιχείο αυτό είναι γνωστό ως *damping chamber element*. Μια τυπική διατομή για σύγχρονο τροchioδρόμο δίνεται στο Figure 2.16.

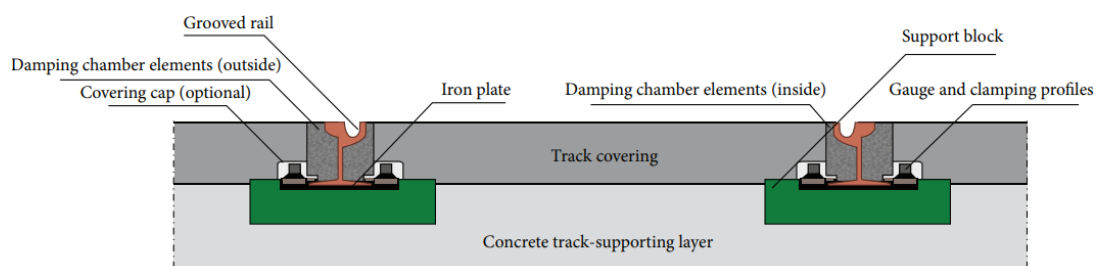


Figure 2.16: Παράδειγμα τυπικής διατομής σύγχρονου τροchioδρόμου σε οδικό έργο (από [30])

20. Σε αντίθεση με τα έργα οδών, σε γέφυρες (όπως π.χ. στην περίπτωση της Troja bridge, βλ. Figure 1.2) συνήθως η διατομή της ράγας με το αρκετά μεγάλο της ύψος, π.χ. στην περίπτωση της R160N ίσο με 180mm, εγκιβωτίζεται σε επιπλέον πλάκα σκυροδέματος. Νοείται ότι το πάχος της πλάκας θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το ύψος της διατομής της ράγας. Καθώς σκοπός της εργασίας είναι να δημιουργηθεί μια διατομή οδοποιίας της γέφυρας όσο γίνεται πιο ρεαλιστική, προκειμένου να ληφθούν και τα κατάλληλα φορτία, επιλέγεται να υλοποιηθεί μια επιπλέον στρώση πλάκας ύψους 25cm.

$$h_{tram \text{ reserve concrete layer}} = 25cm$$

Με αυτόν τον τρόπο θα ληφθεί υπόψη το απαιτούμενο πάχος για: α) τη διατομή της ράγας R160N ύψους 180mm, β) τη μεταλλική πλάκα βάσεως για την οποία εκτιμάται τυπικό πάχος 10mm, και γ) το ειδικό τεμάχιο στήριξης του για το οποίο εκτιμάται πάχος περί 74 έως 84mm. Επίσης, σε προέκταση της απεικονιζόμενης διατομής του Figure 2.16, η λεπτομέρεια θα διαμορφωθεί με αγκύρια που θα τοποθετηθούν σε ειδικά τεμάχια και θα εγκιβωτιστούν μέσα σε ρητίνη για βελτίωση της συνάφειας. Τα αγκύρια θα τοποθετηθούν μέσα στο πάχος της πλάκας σκυροδέματος του καταστρώματος. Η διαμόρφωση αυτή έχει ακολουθήσει την αντίστοιχη διαμόρφωση που φαίνεται στο Figure 2.17 και στο Figure 2.18.



Figure 2.17: Παράδειγμα εφαρμογής μιας σύγχρονης σιδηρογραμμής τροchioδρόμου σε αντιστοιχία με το Figure 2.18 (από rail-fastener.com)

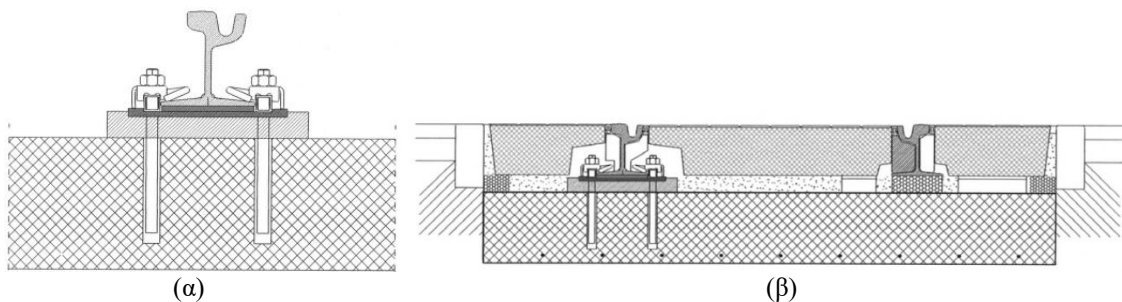


Figure 2.18: (α) Η λεπτομέρεια αγκύρωσης και (β) η τελική διαμόρφωση της διατομής τροchioδρόμου που έχει γίνει στο Ζάγκρεμπ (από [29])

21. Σημειώνεται ότι η στρώση του διαδρόμου των οχημάτων tram με πάχος 250mm και η ασφαλτική στρώση πάχους 100mm ξεκινάνε από τη στάθμη της άνω ίνας της σύμμικτης πλάκας σκυροδέματος. Έτσι, η στρώση σκυροδέματος του τροchioδρόμου θα προεξέχει πάνω από την ασφαλτική στρώση του τμήματος της επιφάνειας του καταστρώματος για την οδική κυκλοφορία. Σύμφωνα με την [50] και την απεικόνιση που φαίνεται στο Figure 2.14 το σχηματιζόμενο πρακτικά κράσπεδο του διαδρόμου τροchioδρομικού μέσου θα πρέπει να έχει ελάχιστο ύψος πάνω από το οδόστρωμα οχημάτων ίσο με 150mm. Επομένως, στη μελετώμενη γέφυρα θα είναι:

$$h_{tram \text{ curb}} = h_{tram \text{ concrete layer}} - t_{ασφαλτικών} = 250mm - 100mm = 150mm \geq h_{tram \text{ curb, min}} = 150mm \text{ OK}$$

22. Σύμφωνα με την [50] το ύψος του καλωδίου επαφής ή οποιουδήποτε άλλου ενεργού τμήματος του εναέριου συστήματος ηλεκτρικής τροφοδοσίας των τροchioδρομικών μέσων δεν πρέπει να είναι μικρότερο από 5.800mm πάνω από την επιφάνεια οποιουδήποτε οδοστρώματος. Εξαιρέση αποτελούν οι περιπτώσεις όπου απαιτείται χαμηλότερο ύψος κάτω από τις υφιστάμενες γέφυρες που διέρχονται πάνω από το τροchioδρομικό μέσο. Η τήρηση αυτού του ελάχιστου ύψους έχει να κάνει με τη μέγιστη θερμοκρασία του καλωδίου, ενώ παράλληλα θα πρέπει να δίνεται προσοχή στο γεγονός ότι δράσεις χιονιού ή πάγου μπορεί να μειώσουν την υψομετρική στάθμη του καλωδίου. Η συνθήκη αυτή εκτιμάται ότι έχει τηρηθεί και στον σχεδιασμό του τροchioδρομικού συστήματος της

Αθήνας, όπου η μέγιστη υψομετρική στάθμη πάνω από την επιφάνεια του οδοστρώματος είναι ίση με 5.900mm, όπως φαίνεται στο Figure 2.13.

-Για την εργασία λαμβάνεται ότι η υψομετρική στάθμη της καλωδίωσης πάνω από την επιφάνεια που κινείται το tram θα είναι ίση:

$$h_{tram,wire} = h_{tram,wire,min} = 5.800mm = 5,8m$$

-Το αριθμητικό προσομοίωμα της γέφυρας μορφώνεται με στάθμη αναφοράς την άνω ίνα του σκυροδέματος της πλάκας καταστρώματος, άρα στην ουσία η στάθμη της καλωδίωσης θα είναι:

$$z_{tram,wire} = h_{tram,wire} + h_{tram\ concrete\ layer} = 5.800mm + 250mm \Leftrightarrow z_{tram,wire} = 6.050mm = 6,05m$$

Με βάση αυτήν την υψομετρική στάθμη ελέγχεται η δυνατότητα διαμόρφωσης της δικτύωσης μεταξύ των τόξων. Δηλ. εάν το πρώτο στοιχείο της δικτύωσης θα είναι οριζόντιο θα πρέπει να βρίσκεται σε υψομετρική στάθμη:

$$z_{horizontal\ arch\ bracing} > z_{tram,wire} = 6,05m \quad (2.1)$$

Σημειώνεται ότι η συνθήκη της Σχέσεως (2.1) θα πρέπει να ελέγχεται με βάση τις πραγματικές διαστάσεις της διατομής της οριζόντιας δικτύωσης στον χώρο. Επίσης, σε περίπτωση που τα πρώτα στοιχεία δικτύωσης δεν είναι οριζόντια, αλλά π.χ. χιαστί ή μορφής Λ, η συνθήκη θα πρέπει να ικανοποιείται μόνον στο μέσον της δικτύωσης, ενώ τα άκρα των στοιχείων μπορεί να είναι χαμηλότερα από τη στάθμη του $z_{tram,wire} = 6,05m$.

23. Οι στύλοι ηλεκτροκίνησης με τα στηρίγματα για τα καλώδια τροφοδότησης τοποθετούνται ανά 30m, έτσι ώστε να συμπίπτουν με θέσεις κάτω από τις οποίες διέρχεται διαδοκίδα.
24. Ο φωτισμός της γέφυρας εγκαθίσταται πάνω στο τόξο. Επιπλέον, προβλέπονται είτε μεμονωμένοι στύλοι φωτισμού, είτε στις θέσεις που συμπίπτουν με τους στύλους ηλεκτροκίνησης γίνεται συνδυασμός και με τον φωτισμό του δρόμου. Χρησιμοποιούνται στύλοι ύψους της τάξεως των 9m. Γενικά, οι στύλοι φωτισμού τοποθετούνται σε αποστάσεις περίπου 2,5-3 φορές το ύψος των στύλων. Για 7m ύψος προκύπτει 22,5-27m. Επιλέγεται η τοποθέτηση στύλων που συνδυάζονται με τους στύλους ηλεκτροκίνησης ανά 30m. Η τοποθέτηση γίνεται ακριβώς πάνω από θέσεις διέλευσης διαδοκίδων, ώστε να μην τίθεται πρόβλημα διάτρησης της πλάκας σκυροδέματος.

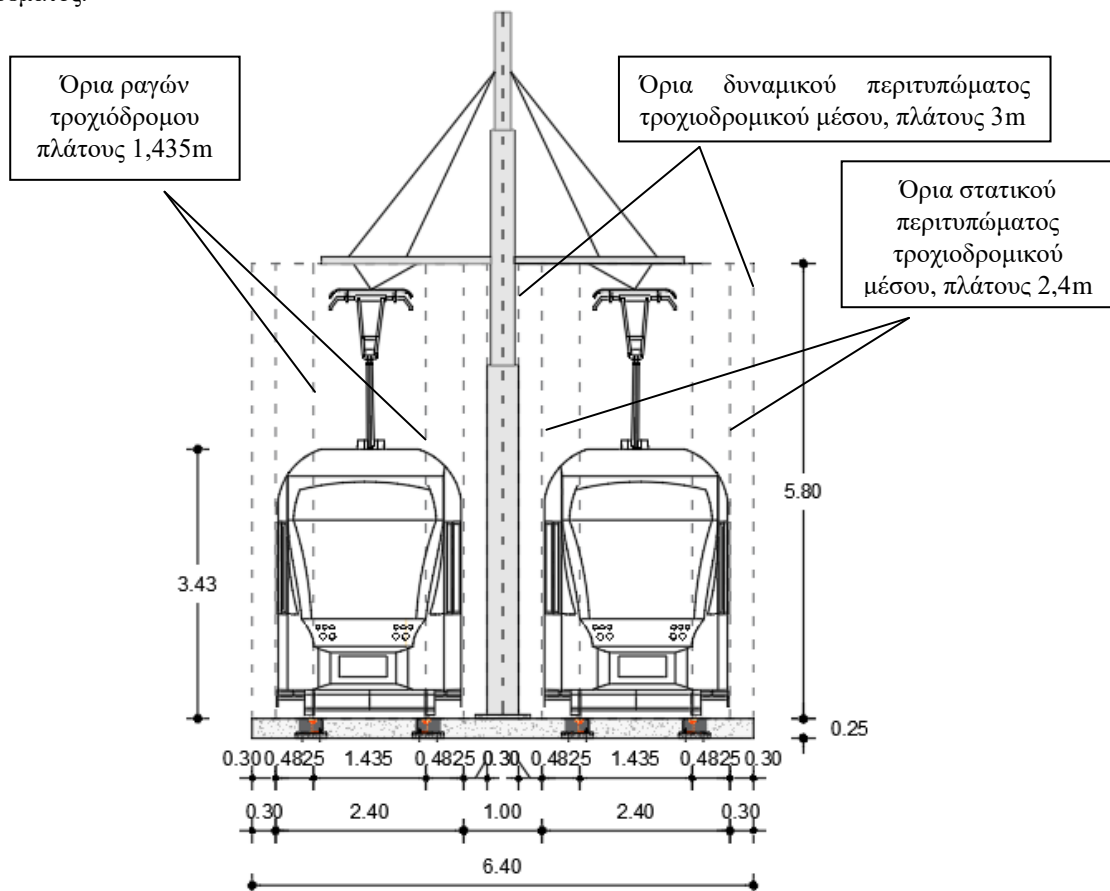


Figure 2.19: Το τμήμα της διατομής οδοποιίας του καταστρώματος για την κίνηση των οχημάτων των τροχιοδρομικών μέσων της μελετώμενης γέφυρας. Σημειώνεται ότι στο σχήμα δεν απεικονίζεται η αμφικλινής εγκάρσια κλίση των 2,5% εκατέρωθεν του κεντρικού στύλου ηλεκτροκίνησης. Διαστάσεις σε [m].

2.3 Περιθώρια ελεύθερου ύψους και τελικό εύρος κατάληψης

Για να μπορέσει να μελετηθεί η γέφυρα με τα τόξα να είναι κεκλιμένα, μια πολύ σημαντική προϋπόθεση, η οποία θα πρέπει να ελεγχθεί, είναι να ικανοποιούνται τα απαιτούμενα ελάχιστα περιθώρια χώρου ή και ελεύθερου ύψους πάνω από το συμβατικό ύψος είτε των χρηστών των πεζοδρομίων της γέφυρας, είτε των οχημάτων που κυκλοφορούν στο οδόστρωμα. Ειδική μέριμνα θα πρέπει να γίνεται και για τον έλεγχο του ύψους των δευτερευόντων συστημάτων, όπως το ύψος των φωτιστικών του δρόμου ή των στύλων ηλεκτροκίνησης των tram.

Συνήθως, για τον έλεγχο αυτόν δίνονται ελάχιστα όρια του ελεύθερου ύψους h μετρούμενου κάθετα από την επιφάνεια του οδοστρώματος, όπως φαίνεται στο Figure 2.20. Εάν το ελεύθερο ύψος είναι μικρότερο από τις απαιτούμενες ελάχιστες τιμές, τότε ενδέχεται, και ειδικά στην περίπτωση των οχημάτων, να πρέπει να εφαρμοσθούν από τον σχεδιαστή της γέφυρας τυχηματικές δράσεις λόγω σύγκρουσης οχήματος στον φορέα της γέφυρας, και πρακτικά στο τόξο. Το μέγεθος h στη βιβλιογραφία είναι γνωστό και ως *headroom*.

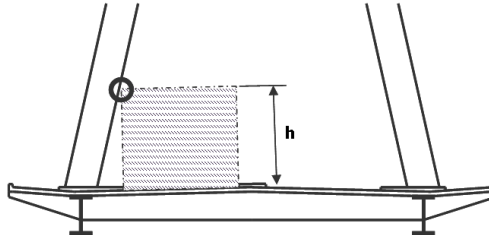


Figure 2.20: Σχηματικά ο έλεγχος των ορίων οχημάτων ή χρηστών πεζοδρομίων σε περίπτωση γέφυρας τόξου-ελκυστήρα με κεκλιμένα τόξα. Το ελεύθερο ύψος h μετριέται κάθετα από την επιφάνεια του οδοστρώματος. (από steelconstruction.info)

Περιθώρια ελεύθερου ύψους για πεζοδρόμια

Για τον έλεγχο λαμβάνεται το επιθυμητό ελάχιστο ελεύθερο ύψος για την περίπτωση κίνησης ποδηλάτη επί των πεζοδρομίων, ήτοι $h=2,7\text{m}$.

Table 2-4: Τιμές περιθωρίων ελεύθερων υψών (overhead heights) (από sustrans.org.uk)

Σενάριο	Πεζός	Ποδηλάτης	Ιππίας
Περιθώριο από κατασκευή (γέφυρα) (επιθυμητό ελάχιστο)	2,3m	2,7m	3,7m
Περιθώριο από κατασκευή (γέφυρα) (απόλυτο ελάχιστο)	2,1m	2,4m	3,4m
Περιθώριο από την αστική βλάστηση	2,3m	2,4m	3,4m
Περιθώριο από πινακίδα σήμανσης	2,3m	2,3m	3,4m

Περιθώρια ελεύθερου ύψους για οχήματα

Τα όρια για τα περιθώρια ελεύθερου ύψους σε οχήματα συνήθως καθορίζονται από την αρμόδια αρχή. Γενικά, για γέφυρες αυτοκινητοδρόμων εκτός από περιθώρια χωρικού-λειτουργικού σκοπού, υπάρχουν και περιθώρια δομοστατικού ενδιαφέροντος. Συγκεκριμένα, στο πρότυπο Design Manual for Roads and Bridges - CD 127: Cross sections and headrooms [47] δίνονται περιθώρια, τα οποία εξασφαλίζουν το ελεύθερο ύψος του οχήματος να μην είναι τόσο μικρό, ώστε, όπως έχει προαναφερθεί, να χρειαστεί να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό τυχηματικές δράσεις λόγω σύγκρουσης οχήματος στον φορέα της γέφυρας. Με βάση το πρότυπο αυτό, όταν το ελεύθερο ύψος h μετρούμενο κάθετα από την επιφάνεια του οδοστρώματος είναι μικρότερο από 5,7m, τότε χρειάζεται να ληφθούν υπόψη τυχηματικές δράσεις σύγκρουσης οχήματος, ενώ όταν είναι μεγαλύτερο από 5,7m δε χρειάζεται.

Έλεγχος περιθωρίων στην εξεταζόμενη γέφυρα – Πρόσθετο πλάτος διαδοκίδων

Για την εξεταζόμενη γέφυρα το κρίσιμο περιθώριο που θα πρέπει να ελεγχθεί αφορά κυρίως τους πεζούς και ποδηλάτες των πεζοδρομίων. Η κρισιμότητα αυτή, παρά τα μικρότερα όρια που δίνονται για πεζοδρόμια σε σχέση με τα όρια οχημάτων, έγκειται στο ότι εκείνα είναι που βρίσκονται πιο κοντά στα κεκλιμένα τόξα.

Ο έλεγχος του περιθωρίου ελεύθερου ύψους στα πεζοδρόμια γίνεται στις θέσεις έναρξης και πέρατος του ανοίγματος της γέφυρας. Πρακτικά ελέγχεται αν τα όρια δεν τέμνονται ούτε εφάπτονται με τη διατομή CHS του τόξου. Υπενθυμίζεται ότι η διατομή αυτή έχει σημαντικές διαστάσεις, και για αυτό ο έλεγχος δεν πρέπει να γίνεται σε 2D Wireframe μοντέλο, αλλά σε τρισδιάστατο Conceptual, ώστε να απεικονίζεται η διατομή του τόξου με τις πραγματικές τις διαστάσεις στον χώρο.

Κυρίως για την ικανοποίηση του ελέγχου, αλλά και για να δοθεί μια απόσταση του καταστρώματος από τις πραγματικές διαστάσεις του τόξου, δίνεται ένα επιπλέον πλάτος από τα όρια των πεζοδρομίων μέχρι το τόξο. Σε αυτό θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και η σύνδεση με την πεπλατυσμένη διατομή στα άκρα του ελκυστήρα. Με βάση αυτό το σκεπτικό, προκύπτει και η μέγιστη κλίση που μπορεί να δοθεί στα κεκλιμένα τόξα. Η κλίση αυτή φροντίζεται να είναι σημαντική, ώστε από τη μία πλευρά και να αυξηθεί η πλευρική στιβαρότητα του φορέα, αλλά από την άλλη, ταυτόχρονα να μειωθεί και το μήκος, άρα και το βάρος, των στοιχείων δικτύωσης των τόξων.

Σημειώνεται ότι η προσαύξηση και στα δύο άκρα των διαδοκίδων εφαρμόζεται ακόμα και σε περιπτώσεις κατακόρυφων τόξων. Συνήθως, τα πρόσθετα μήκη δίνονται από τον άξονα του ελκυστήρα που διέρχεται από το μέσον του πλάτος της διατομής του. Για παράδειγμα, στη γέφυρα Τσακώνα έχει δοθεί και στα δύο άκρα πρόσθετο πλάτος (πέρα από το απαιτούμενο πλάτος της διατομής οδοποιίας) 1,8m, δηλ. 0,9m σε κάθε άκρο [16] μετρούμενο από το πέρασ της οδοποιίας μέχρι το Κ.Β. της κύριας δοκού. Βέβαια στην περίπτωση αυτή πρόκειται για αμιγώς τοξωτή γέφυρα με κατακόρυφα καλώδια. Στην περίπτωση κεκλιμένων τόξων η προσαύξηση αυτή θα πρέπει να είναι ακόμα πιο μεγάλη, έτσι ώστε να καλύπτονται τα όρια του ελεύθερου ύψους. Ενδεικτικά, η προσαύξηση μπορεί να αγγίζει ακόμα και περί τα 2,2m σε κάθε άκρο, δηλ. 4,4m συνολικά μεγαλύτερο πλάτος σε σχέση με το συνολικό πλάτος της οδοποιίας. Στην εξεταζόμενη γέφυρα λαμβάνεται συνολικό πρόσθετο πλάτος 3,6m, δηλ. 1,8m σε κάθε άκρο μετρούμενο από το όριο του πεζοδρομίου μέχρι τον άξονα του ελκυστήρα.

Τελικά εύρη κατάληψεως

Table 2-5: Συγκεντρωτικός πίνακας με τα βασικά συνολικά πλάτη του καταστρώματος

Πλάτος ενός πεζοδρομίου	W_{footway}	2,75	m
Συνολικό πλάτος λωρίδας οδικής κυκλοφορίας μιας διεύθυνσεως	W_{roadway}	7,75	m
Συνολικό πλάτος λωρίδας τροχιοδρόμου	$W_{\text{tram reserve}}$	6,40	m
Συνολικό εύρος κατάληψης οδοποιίας	$W_{\text{οδοποιίας}}$	27,40	m
Πρόσθετο πλάτος – από όριο πεζοδρομίου μέχρι άξονα ελκυστήρα	Δw	1,80	m
Συνολικό πλάτος – αποστάσεις αξόνων ελκυστήρα	W_{tot}	31,00	m

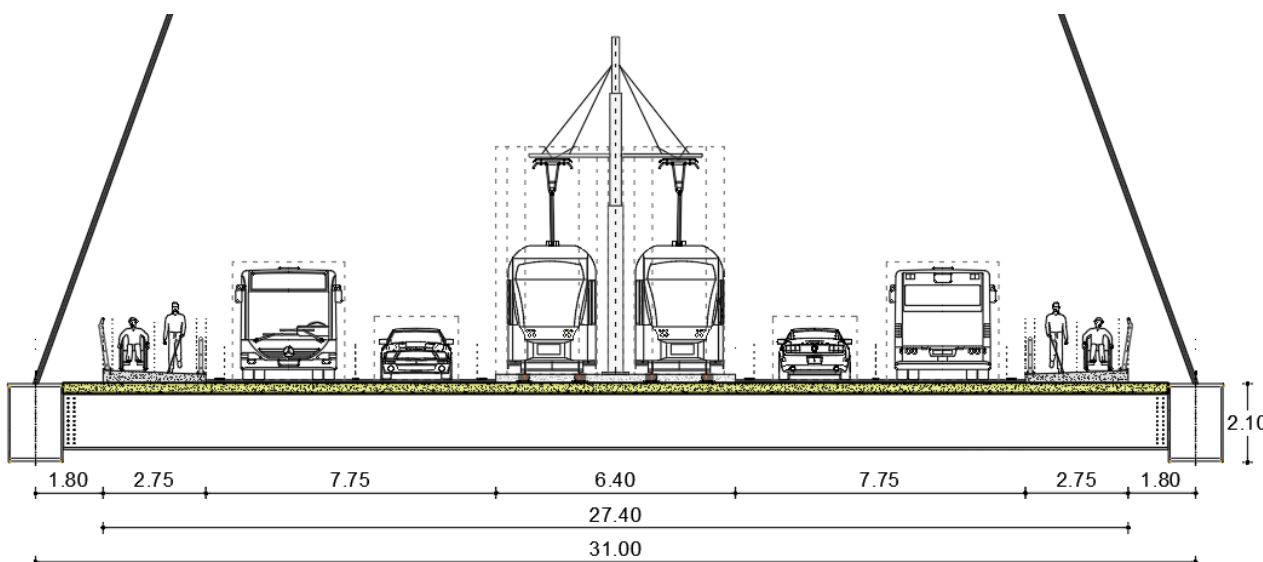


Figure 2.21: Τομή της γέφυρας στην οποία δίνεται το τελικό εύρος κατάληψης των 27,4m της οδοποιίας, τα πρόσθετα πλάτη 1,80m. Επίσης, απεικονίζεται η διαδοκίδα, οι ελκυστήρες και τα κεκλιμένα καλώδια. Αμελείται η εγκάρσια κλίση της γέφυρας.

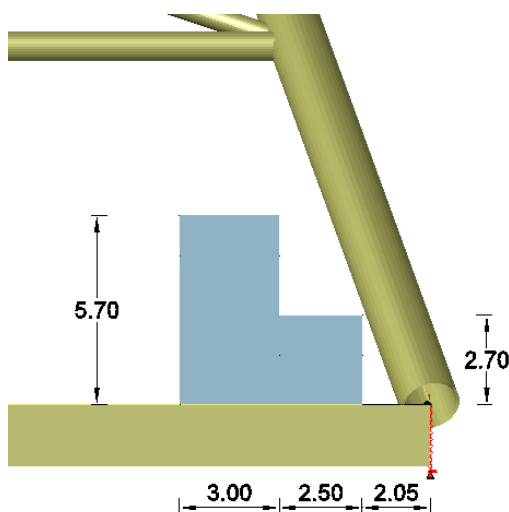


Figure 2.22: Έλεγχος περιθωρίου ύψους με κατακόρυφη πλευρά του εξωτερικού κιβωτίου ελέγχου ύψους 2,7m από το εσωτερικό όριο του εξωτερικού κιγκλιδώματος του πεζοδρομίου.

3 Φορέας γέφυρας, διατομές, προσομοιώματα

Εξεταζόμενος φορέας και διαστάσεις γέφυρας

Σκοπός του θέματος είναι να μελετηθεί γέφυρα της οποίας ο φορέας μορφώνεται ως τόξο-ελκυστήρας. Τέτοιου είδους γέφυρες είναι αρκετά αποδοτικές για μεσαία ανοίγματα 100-200m. Επομένως, επιλέγεται για τις ανάγκες της εργασίας να εξεταστεί ένα μεσαίο άνοιγμα, το οποίο ισούται με 150m. Το πλάτος της γέφυρας έχει προσδιορισθεί ήδη στο Κεφάλαιο 2 και είναι ίσο με 31m μετρούμενο μεταξύ των αξόνων των δύο ελκυστήρων. Επιλέγεται οι φορείς των τόξων-ελκυστήρων να βρίσκονται στις δύο ακραίες πλευρές του πλάτους αυτού.

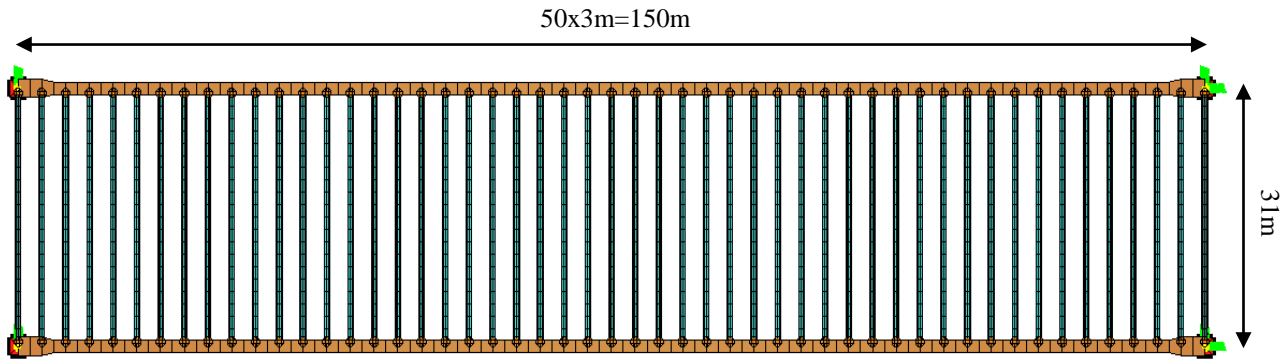


Figure 3.1: Κάτοψη XY γέφυρας στην οποία απεικονίζονται μόνο οι ελκυστήρες και οι διαδοκίδες

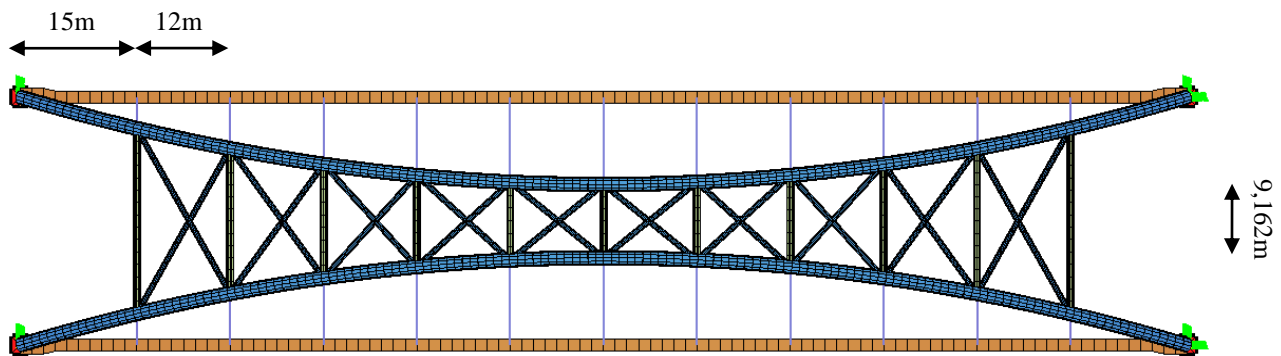


Figure 3.2: Κάτοψη XY γέφυρας. Απεικονίζονται μόνο οι ελκυστήρες, τα τόξα, η ένωση των τόξων και οι αναρτήρες

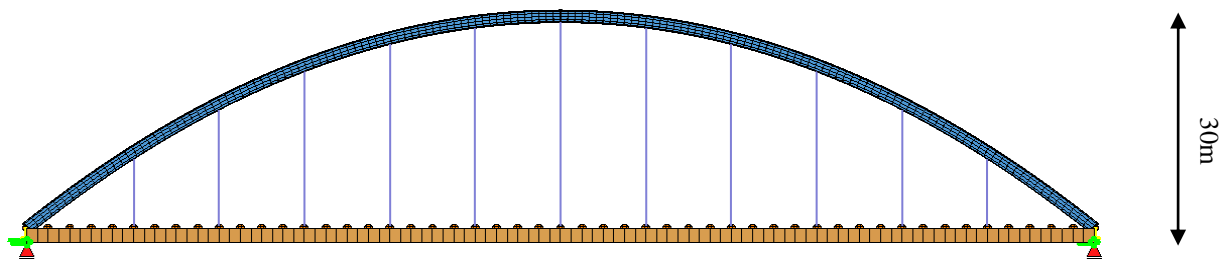


Figure 3.3: Όψη XZ γέφυρας

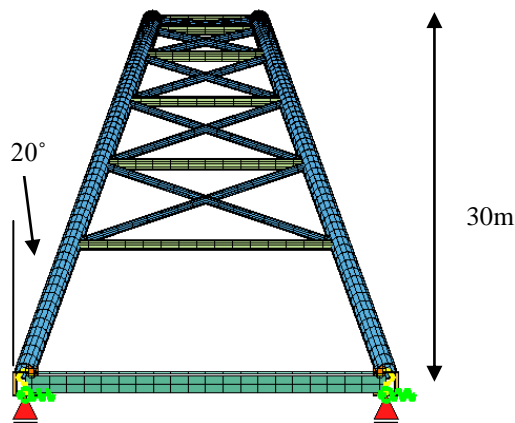


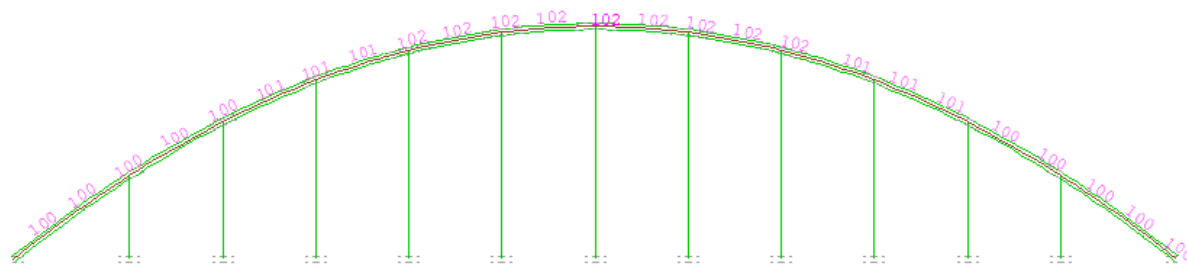
Figure 3.4: Όψη YZ γέφυρας

Τόξα

Η γέφυρα διαθέτει δύο τόξα τα οποία επιλέγεται να διαμορφωθούν βάσει εξίσωσης δευτέρου βαθμού. Για τον προσδιορισμό της εξίσωσης αυτής επιλέγεται το τόξο να έχει το μέγιστό του ύψος στο μέσον του ανοίγματος, δηλ. στα 75m από το άκρο. Το ύψος ενός τόξου συνήθως επιλέγεται, έτσι ώστε ο λόγος του ύψους του προς το άνοιγμα, f/L , να κυμαίνεται μεταξύ του $1/6$ και $1/5$. Για την εξεταζόμενη γέφυρα επιλέγεται ύψος τόξου 30m, που αντιστοιχεί σε λόγο $f/L=30m/150m=1/5$. Το συνολικό μήκος της παραβολικής καμπύλης του τόξου είναι 166,53m, ενώ η καμπύλη του τόξου ακολουθεί την εξίσωση $z(x) = -0,00533 \cdot x^2 + 0,8 \cdot x$.

Επιπλέον, τα τόξα επιλέγεται να μορφωθούν ως κεκλιμένα. Χάρη σε αυτό επιτυγχάνονται: α) η αύξηση της πλευρικής στιβαρότητας του φορέα, β) η μείωση του μήκους των μελών της δικτύωσης των τόξων, και επομένως οικονομία υλικού και ιδίου βάρους, γ) καλύτερη αισθητική. Η κλίση έπειτα από δοκιμές επιλέγεται ίση με 20° ως προς τον κατακόρυφο άξονα. Τονίζεται ότι το ύψος των 30m αφορά το κεκλιμένο τόξο και όχι το κατακόρυφο (βλ. και Figure 3.4).

Όπως παρουσιάζεται στα κεφάλαια που αφορούν τον έλεγχο του τόξου, μέριμνα της εργασίας έχει αποτελέσει ο έλεγχος της ευστάθειας του. Για τον λόγο αυτό τα τόξα αποτελούνται από κοίλες κυκλικές διατομές CHS με σταθερή διάμετρο ίση με 1.800mm, και μεταβαλλόμενο πάχος 80-75-70mm. Η μεταβολή του πάχους αλλά και οι θέσεις στις οποίες λαμβάνει μέρος, είναι το αποτέλεσμα και πάλι των ελέγχων λυγισμού των τόξων. Για παράδειγμα, η μεγαλύτερη διατομή των 80mm «τρέχει» από το άκρο του τόξου και η αλλαγή της γίνεται μετά τον δεύτερο αναρτήρα. Οι αλλαγές δίνονται στο Figure 3.5.



CHS 1.800x80: 0-30m → CHS 1.800x75: 30m-50m → CHS 1.800x70: 50-100m → CHS 1.800x75: 100m-120m → CHS 1.800x80: 120-150m

Figure 3.5: Οψη XZ γέφυρας, οι διατομές και οι θέσεις αλλαγών κατά τον διαμήκη άξονα X.

Σύμμικτο κατάστρωμα: Ελκυστήρες + (σύμμικτες) διαδοκίδες + γαλβδόφυλλο + πλάκα σκυροδέματος

Το κατάστρωμα της γέφυρας μορφώνεται ως σύμμικτο με συνεργασία χάλυβα και ωπλισμένου σκυροδέματος και αποτελείται από τους 2 ελκυστήρες στους οποίους συνδέονται 51 διαδοκίδες και μια πλάκα ωπλισμένου σκυροδέματος.

Όπως έχει αναφερθεί, η διατομή CHS του τόξου έχει προκύψει με σημαντική διάμετρο των 1.800mm. Γίνεται κατανοητό ότι στις άκρες της γέφυρας, ένας ελκυστήρας διατομής διπλού-ταν ή κιβωτίου θα πρέπει να έχει πλάτος άνω πέλματος σημαντικά μεγαλύτερο από τη διάμετρο του τόξου προκειμένου να γίνει εφικτή και υλοποιήσιμη η σύνδεση του κόμβου του τόξου με τον ελκυστήρα. Έτσι λοιπόν, κρίθηκε ως καλύτερη επιλογή η χρήση στα ακραία τμήματα του ελκυστήρα συγκολλητών κιβωτιοειδών διατομών. Το συνολικό ύψος της διατομής είναι 2.100mm, το πλάτος του άνω και του κάτω πέλματος είναι ίσο με 2.200mm. Το πάχος των πελμάτων είναι ίσο με 80mm και το πάχος των κορμών 40mm. Η διατομή αυτή συνεχίζει και στο άνοιγμα της γέφυρας με όλες τις διαστάσεις σταθερές εκτός από το πλάτος το οποίο μειώνεται σε 1.500mm. Η μείωση αυτή θα πρέπει να είναι ομαλή, και με βάση τον κανονισμό 1:4. Τελικά επιλέγεται ένα μήκος μεταβολής του πλάτους από 2.200mm σε 1.500mm ίσο με 1,5m. Στο λογισμικό επιλέγεται η αλλαγή να γίνει στη θέση της 2^{ης} διαδοκίδας, αν και στην πραγματικότητα θα γίνει λίγο πιο πέρα. Λαμβάνονται δύο περιπτώσεις: α) συντηρητικά για τον έλεγχο ΟΚΑ ένα μοντέλο χωρίς τη μεταβολή και β) για τον ορθό υπολογισμό των τάσεων έγινε προσομοίωση και της μεταβολής. Σημειώνεται ότι για λόγους αναλύσεων στο Sofistik έχει ληφθεί μια απλοποιημένη μορφή της διατομής, ενώ μια πιο λεπτομερή εξετάζεται στο Idea Statica. Οι διατομές δίνονται στο Figure 3.6 και η μεταβολή στις άκρες του ελκυστήρα στο Figure 3.9.

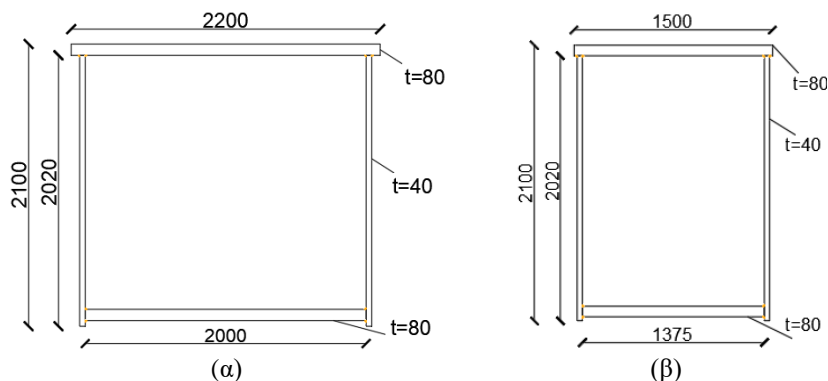


Figure 3.6: Οι διαστάσεις της διατομής του κιβωτίου του ελκυστήρα (α) στην άκρη και (β) στο υπόλοιπο τμήμα

Οι διαδοκίδες λαμβάνονται στο προσομοίωμα με ένα άνοιγμα ίσο με 31m και τοποθετούνται ανά 3m (βλ. Figure 3.1) και αποτελούνται από συγκολλητές διατομές σχήματος διπλού-ταν Ι. Οι 47 από τις 51 διαδοκίδες έχουν ύψος 1.510mm, άνω πέλμα με πλάτος 500mm και πάχος 30mm, κάτω πέλμα με πλάτος 700mm και πάχος 55mm, ενώ το πάχος του κορμού είναι ίσο με 20mm. Σημειώνεται ότι οι διαστάσεις αυτές και κυρίως το πάχος του κάτω πέλματος είναι το αποτέλεσμα του ελέγχου σε κόπωση των διαδοκίδων, και της προσέγγισης με την οποία αυτός έγινε για τις ανάγκες της εργασίας. Για τον ίδιο λόγο υπάρχει και μία επιπλέον ιδιαιτερότητα. Συγκεκριμένα, οι διαδοκίδες που έχουν τη διατομή αυτήν είναι οι δύο ακραίες ($x=0&155m$) και οι ενδιάμεσες στις θέσεις $6m<x<144m$, ενώ στις θέσεις $x=3,6,144,147m$ τοποθετούνται διατομές με τις ίδιες διαστάσεις, αλλά με μεγαλύτερο πάχος κάτω πέλματος ίσο με 75mm.

Η πλάκα του σκυροδέματος σκυροδετείται πάνω σε γαλβανισμένα χαλυβδόφυλλα Symdeck100 της Έλαστρον, με ύψος 100mm και πάχος 1,5mm. Αυτά στηρίζονται αμφιέριστα στις διαδοκίδες, καθώς απαγορεύεται η συγκόλληση των ήλων δια μέσω χαλυβδόφυλλου στο εργοτάξιο, και στην ουσία αποτελούν θυσιάσιμο μέλος κατά τη φάση λειτουργίας, καθώς είναι εκτεθειμένα στην επιρροή του περιβάλλοντος. Για τον λόγο αυτό πρέπει να έχουν και ένα σημαντικό πάχος, ήτοι 1,5mm. Το χαλυβδόφυλλο στην ουσία λειτουργεί ως μεταλλότυπος στη φάση κατασκευής, ενώ αμελείται η ύπαρξή του στη φάση λειτουργίας, και επομένως η πλάκα καταστρώματος δε μελετάται ως σύμμικτη. Το συνολικό συμπαγές πάχος της πλάκας πάνω από την άνω ίνα του χαλυβδόφυλλου λαμβάνεται ίσο με 250mm.

Στη φάση κατασκευής οι διαδοκίδες μελετώνται ως αμιγώς χαλύβδινες. Για την προστασία από πλευρικό λυγισμό προβλέπεται πλευρική εξασφάλιση του άνω πέλματος μέσω δευτερευόντων οριζόντιων στοιχείων δυσκαμψίας. Συγκεκριμένα προβλέπονται 7 φατνώματα χιαστί μελών και 6 διαμήκη στοιχεία που τρέχουν σε όλο το άνοιγμα της γέφυρας και χωρίζουν τη διαδοκίδα σε 6 τμήματα ίσου μήκους. Τα στοιχεία αυτά είναι ενεργά μόνο κατά τη φάση κατασκευής. Στη φάση λειτουργίας λαμβάνεται πλέον σύμμικτη λειτουργία των διαδοκίδων. Για τον σκοπό αυτό προβλέπεται συγκόλληση διατμητικών ήλων στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού. Οι σύμμικτες διαδοκίδες μοντελοποιούνται με το συμπαγές τμήμα της πλάκας σκυροδέματος των 250mm, αγνοώντας το σκυρόδεμα στο ύψος των 100mm του χαλυβδόφυλλου (πρακτικά λαμβάνεται ως κενό), αλλά λαμβάνοντας το σκυρόδεμα ανάμεσα στα όρια της διακοπής του χαλυβδόφυλλου πάνω στο άνω πέλμα. Τα όρια λαμβάνονται ως κατακόρυφα στο πέρασ του πλάτους εδράσεως του χαλυβδόφυλλου που είναι ίσο με 60mm. Όλες οι ενδιάμεσες διαδοκίδες μοντελοποιούνται με το συνεργαζόμενο πλάτος, ενώ οι ακραίες με το μισό, θεωρώντας ως επίπεδο διακοπής το πέρασ του άνω πέλματος. Οι διαδοκίδες που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα δίνονται στο Figure 3.7. Επιπλέον, στον Table 3-1δίνονται τα χαρακτηριστικά των ενδιάμεσων σύμμικτων διατομών.

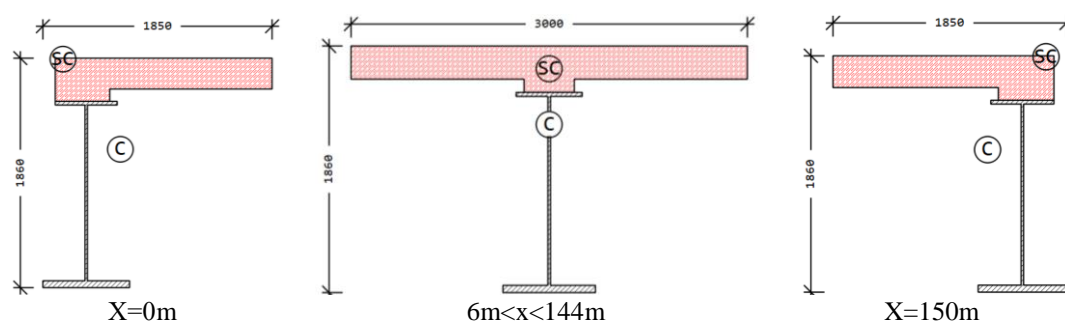


Figure 3.7: Η σύμμικτη διατομή που χρησιμοποιείται για τους υπολογισμούς και στα αριθμητικά προσομοιώματα

Table 3-1: Χαρακτηριστικά σύμμικτης διατομής για τους εξεταζόμενους τύπους φόρτισης και χρόνους ελέγχου

Σύμμικτη διατομή		Q - t=0	G - t=∞	S - t=∞
Λόγος ισοδυναμίας	n	6,269	29,729	17,999 [-]
Εμβαδόν ισοδύναμης διατομής σκυροδέματος	$A_{c,tot,eq,a}$	1.257,05	265,06	437,81 cm ²
Εμβαδόν συνολικής σύμμικτης διατομής	A_I	2.077,05	1.085,06	1.257,81 cm ²
Κ.Β. από άνω ίνα σκυροδέματος	$Z_{K.B.1}$	59,67	102,02	89,84 cm
Ροπή αδρανείας περί ισχυρό άξονα της ισοδύναμης διατομής σκυρ/τος	$I_{yy,c,eq,a}$	80.488,48	16.971,78	16.971,78 cm ⁴
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ισχυρό άξονα σύμμικτης διατομής	$I_{yy,1}$	9.922.437,23	5.783.798,39	6.955.651,76 cm ⁴
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα άνω ίνας σκυροδέματος	$W_{el,y,co}$	-1.042.414,21	-1.685.398,52	-1.393.478,39 cm ³
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα κάτω ίνας σκυροδέματος	$W_{el,y,cu}$	-2.521.344,56	-2.565.549,05	-2.282.782,43 cm ³
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα άνω ίνας σιδηροδοκού	$W_{el,y,ao}$	-402.214,49	-86.297,75	-126.829,36 cm ³
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα κάτω ίνας σιδηροδοκού	$W_{el,y,au}$	78.543,49	68.872,31	72.336,10 cm ³
Απόσταση Κ.Β. της πλάκας σκυροδέματος από Κ.Β. σύμμικτης διατομής	$Z_{pavla,1,0}$	46,33	88,68	76,50 cm
Στατική ροπή πλάκας σκυρ/τος ως προς το Κ.Β. της σύμμικτης διατομής	S_I	58.233,50	23.504,93	33.491,57 cm ³
Λόγος για υπολογισμό διατμητικής ροής για ελαστική συμπεριφορά	$S_I/I_{yy,1}$	0,587	0,406	0,482 1/m

Αναρτήσεις

Οι ελκυστήρες και γενικά το σύμμικτο κατάστρωμα αναρτώνται από το τόξο μέσω 2x11 κεκλιμένων καλωδίων. Σε κάθε τόξο προβλέπονται 11 καλώδια, το πρώτο και το τελευταίο βρίσκονται σε απόσταση 15m από το άκρο του ελκυστήρα, ενώ τα υπόλοιπα τοποθετούνται σε ίσες αποστάσεις των 12m (βλ. Figure 3.2). Οι θέσεις σύνδεσης των αναρτήρων με τον ελκυστήρα επιλέγονται προκειμένου να ταυτίζονται με τις θέσεις σύνδεσης του ελκυστήρα με τις διαδοκίδες αλλά και τις θέσεις σύνδεσεις τόξου και μελών δικτύωσης. Έτσι, μπορεί να επιτευχθεί μείωση των προβλεπόμενων εγκάρσιων διαφραγμάτων. Πρακτικά δημιουργείται ένα μοτίβο κατά το οποίο ανάμεσα σε 2 διαδοχικά καλώδια υπάρχουν τρεις ενδιάμεσες διαδοκίδες και δύο διαδοκίδες στις θέσεις των καλωδίων. Οι αναρτήσεις αποτελούν πλεκτά συρματόσχοινα κλειστού τύπου (fully locked coil ropes) της εταιρίας Pfeifer και έχουν όλα την ίδια διάμετρο ίση με 130mm. Τα καλώδια ακολουθούν την κεκλιμένη κλίση του τόξου, που είναι ίση με 20° ως προς τον κατακόρυφο άξονα. Τα μήκη των καλωδίων και οι θέσεις κατά τον διαμήκη άξονα X δίνονται στον Table 3-2.

Δικτύωση τόξων

Για τη «σύνδεση» των δύο τόξων και για τη δημιουργία ενός συστήματος με καλύτερη πλευρική στιβαρότητα προβλέπονται μέλη δικτύωσης. Έπειτα από δοκιμές διαφόρων διατάξεων επιλέγεται διαμόρφωση με χρήση οριζόντιων στοιχείων και χιαστί στοιχείων ανάμεσα στα οριζόντια. Μια βασική παραδοχή κατά της δοκιμές ήταν η επιλογή τοποθέτησης των οριζόντιων στοιχείων σε κοινούς κόμβους με τις θέσεις των καλωδίων ανάρτησης. Σημειώνεται ότι τέτοιος σχεδιασμός δεν είναι δεσμευτικός, δηλ. τα καλώδια μπορεί να καταλήγουν σε ενδιάμεσες θέσεις. Οι διατομές του συστήματος επιλέγεται να έχουν τον ίδιο τύπο με το τόξο. Για λόγους απλοποίησης όλα τα οριζόντια μέλη αποτελούνται από διατομές τύπου CHS 914x20 και όλα τα χιαστί από CHS 711x20. Λόγω της λοξότητας των τόξων τα στοιχεία προκύπτουν με ποικίλα μήκη, ξεκινώντας για τα οριζόντια στοιχεία από 23,138m στην άκρη και καταλήγοντας σε 9,162m στο μέσον. Τα μήκη των στοιχείων και οι θέσεις κατά τον διαμήκη άξονα X των οριζόντιων δίνονται στον Table 3-2. Η δικτύωση απεικονίζεται στο Figure 3.2.

Table 3-2: Θέσεις x καλωδίων και στοιχείων δικτύωσης τόξων κατά τον διαμήκη άξονα και τα μήκη τους

No.	Θέση X κοινών κόμβων καλωδίων και οριζόντιων μελών δικτύωσης	Μήκος οριζόντιου στοιχείου	Μήκος χιαστί στοιχείων	Μήκος κεκλιμένου καλωδίου
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	15 – 135	23,138	24,841	11,493
2	27 – 123	18,107	20,826	18,849
3	39 – 111	14,193	17,958	24,570
4	51 – 99	11,398	16,150	28,656
5	63 – 87	9,721	15,288	31,108
6	75	9,162	---	31,925

Σύστημα στήριξης γέφυρας

Πρακτικά ο φορέας της γέφυρας είναι σεισμικά μονωμένος. Συγκεκριμένα στα 4 άκρα της γέφυρας κάτω από τον κόμβο σύνδεσης του τόξου με τον ελκυστήρα προβλέπονται εφένδρανα ολίσθησης σε σφαιρική επιφάνεια, γνωστά και ως εφένδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς (friction pendulum bearings-FPS ή friction isolation pendula-FIP). Για την περίπτωση της γέφυρας χρησιμοποιήθηκαν εφένδρανα διπλής επιφάνειας ολίσθησης, με κυλινδρικό σχήμα διαμέτρου 1.450mm και ύψους 356mm. Η ενσωμάτωση των FPS στο αριθμητικό προσομοίωμα πραγματοποιήθηκε με χρήση μιας κατακόρυφης κύλισης η οποία αντιπροσωπεύει την αρκετά μεγάλη αξονική στιβαρότητα (δυστένεια) των εφενδράνων, και δύο οριζόντιων γραμμικών ελατηρίων κατά X (παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας) και κατά Y (παράλληλα με το πλάτος της γέφυρας). Οι τιμές των ελατηρίων προκύπτουν από τους υπολογισμούς με τη Μέθοδο της Θεμελιώδους Ιδιομορφής. Όλες οι σχετικές πληροφορίες δίνονται στο Κεφάλαιο 26, τα χαρακτηριστικά των FPS δίνονται στον Table 26-1, ενώ η απεικόνιση της προσομοίωσής τους δίνεται στο Figure 3.9.

Table 3-3: Συγκεντρωτικός πίνακας διατομών εξεταζόμενης γέφυρας

Στοιχείο	Διατομή
Τόξο	CHS 1.800x80 – CHS 1.800x75 – CHS 1.800x70
Ελκυστήρας	Box 2.200x2.100x80x40 → Box 1.500x2.100x80x40 (b_f - h_{tot} - b_f - t_w)
Οριζόντιο μέλος δικτύωσης τόξων	CHS 914x20
Χιαστί μέλος δικτύωσης τόξων	CHS 711x20
Διαδοκίδα ($x=0&150m + 6m < x < 144m$)	Built-up I – 1.510x500x700x20x30x55 (h_{tot} - b_{fo} - b_{fu} - t_w - t_{fo} - t_{fu})
Διαδοκίδα ($x=3&6&144&147m$)	Built-up I – 1.510x500x700x20x30x75 (h_{tot} - b_{fo} - b_{fu} - t_w - t_{fo} - t_{fu})
Αναρτήρας	Fully locked coil rope – Pfeifer PVS 1.730 – VVS-3 – $d_s=130mm$

Προσομοιώματα

Για την ανάλυση, τον έλεγχο, τη διαστασιολόγηση της κατασκευής και για λόγους διερευνήσεων δημιουργήθηκε πληθώρα τρισδιάστατων αριθμητικών προσομοιωμάτων με τη χρήση του λογισμικού SOFiStiK 2020. Σημειώνεται ότι όλα τα μοντέλα μοντελοποιήθηκαν αποκλειστικά με τη γλώσσα προγραμματισμού CADINP του λογισμικού, δημιουργώντας μεταβλητές, όπως το άνοιγμα της γέφυρας, το πλάτος της οδοποιίας, το πρόσθετο πλάτος καταστρώματος, το ύψος των τόξων, τις θέσεις των καλωδίων κλπ. Συγκεκριμένα προγραμματίστηκαν:

- 1. Προσομοίωμα για τη φάση κατασκευής:** Τονίζεται ότι τα πλαίσια της εργασίας δεν περιλαμβάνουν αναλυτική ενασχόληση με φάσεις σκυροδετήσεως, προοδευτική διαμόρφωση του καταστρώματος και των τόξων κλπ. Αντιθέτως, για τη «φάση κατασκευής» έχει δημιουργηθεί ένα απλοποιητικό μοντέλο όπου περιλαμβάνονται όλα τα χαλύβδινα στοιχεία, χωρίς την πλάκα σκυροδέματος (λαμβάνεται δηλ. νωπό σκυρόδεμα). Μια τέτοια περίπτωση θα μπορούσε να αφορά γεφύρωση σε ποταμό, κατά την οποία η γέφυρα «συναρμολογείται» σε ένα χώρο κοντά στην τελική της τοποθεσία, έπειτα ακολουθεί η μεταφορά της με πλωτούς γερανούς και στο τέλος γίνεται σκυροδέτηση της πλάκας καταστρώματος. Στο μοντέλο αυτό λαμβάνεται και το παροδικό σύστημα πλευρικής εξασφάλισης, το οποίο δίνεται στο Figure 3.8 και είναι εν μέρει ενδεικτικό.

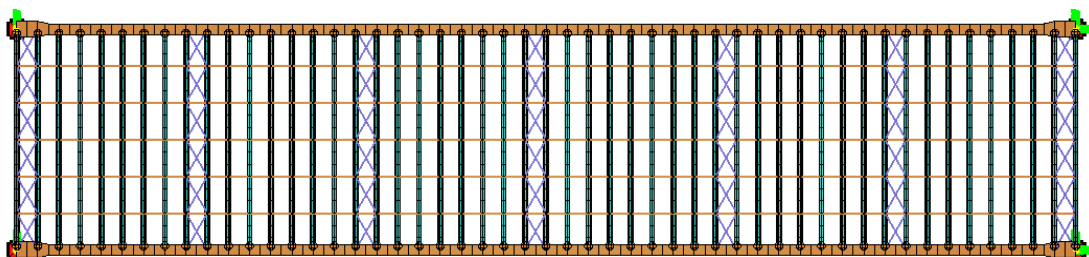


Figure 3.8: Προσομοίωμα στη φάση κατασκευής. Κάτοψη στην οποία απεικονίζονται μόνο οι ελκυστήρες, οι διαδοκίδες και τα μέλη της πλευρικής εξασφάλισης του άνω πέλματος.

- 2. Προσομοίωμα με πεπερασμένα στοιχεία δοκών για όλα τα μέλη στη φάση κατασκευής:** Στο προσομοίωμα αυτό χρησιμοποιούνται μόνο πεπερασμένα στοιχεία δοκών για όλα τα μέλη. Οι διαδοκίδες μοντελοποιούνται με στοιχεία δοκών που έχουν τις διατομές του Figure 3.7. Με αυτό το προσομοίωμα γίνεται ο βασικός σχεδιασμός όλης της γέφυρας, λαμβάνονται τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των διαδοκίδων, και γίνονται οι διερευνήσεις για την ευστάθεια των τόξων. Σημειώνεται ότι στα άκρα των διαδοκίδων λαμβάνεται ελευθέρωση στρωφών. Όλα τα στοιχεία του καταστρώματος μοντελοποιούνται με κατάλληλα offsets ώστε να μην έχουν κοινούς κόμβους, αλλά ταυτόχρονα να βρίσκονται στην επιθυμητή υψομετρική στάθμη. Οι στηρίξεις λαμβάνονται και αυτές στην κάτω ίνα του ελκυστήρα και ενώνονται με τον άξονά του με τη χρήση των constraint lines. (βλ. Figure 3.9).

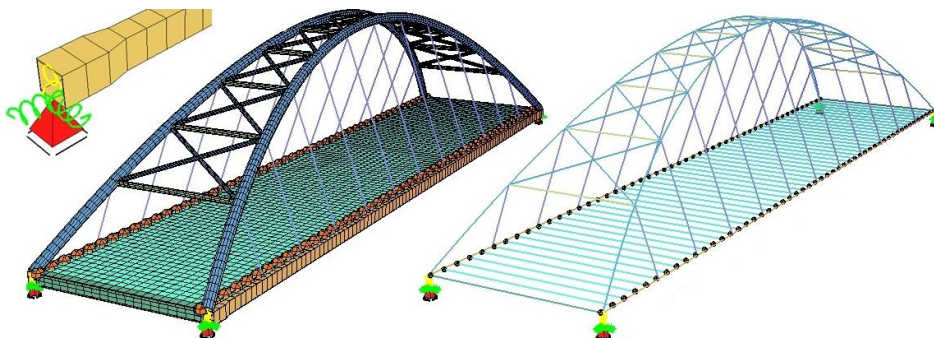


Figure 3.9: Προσομοίωμα με πεπερασμένα στοιχεία δοκών όλων των στοιχείων (και των σύμμικτων δοκών), η λεπτομέρεια μεταβολής του πλάτους του ελκυστήρα στα άκρα του, τα οριζόντια ελατήρια και η κύλιση για τα FPS

- 3. Προσομοίωμα εσχάρας για τη δυναμική ανάλυση:** Για τον έλεγχο των FPS και τη δυναμική και σεισμική ανάλυση της γέφυρας έγινε χρήση προσομοιώματος εσχάρας. Στο προσομοίωμα μοντελοποιήθηκε το σκυρόδεμα κατά τη διαμήκη έννοια με υλικό μηδενικού ειδικού βάρους. Δημιουργήθηκαν 31 ράβδοι πλάτους 1m. Το πάχος των στοιχείων λήφθηκε ίσο με το πάχος του συμπαγούς τμήματος της πλάκας (250mm).

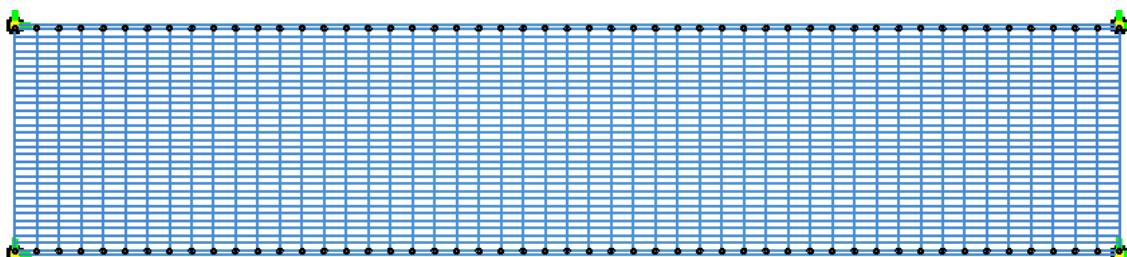


Figure 3.10: Κάτοψη προσομοιώματος εσχάρας. Απεικονίζονται μόνο οι ελκυστήρες, οι διαδοκίδες, και τα διαμήκη στοιχεία πλάκας

4. **Προσομοίωμα με σύμμικτες διαδοκίδες και ορθότροπη πλάκα σκυροδέματος:** Πρακτικά στο αρχικό προσομοίωμα όπου οι σύμμικτες διαδοκίδες έχουν μοντελοποιηθεί με ραβδωτά πεπερασμένα στοιχεία δοκού έχει γίνει προσθήκη της πλάκας σκυροδέματος. Η πλάκα εισάγεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία και το μόνο πάχος της πλάκας που λαμβάνεται υπόψη είναι το συμπαγές των 250mm. Για να μη ληφθεί δύο φορές η στιβαρότητα της πλάκας στην εγκάρσια διεύθυνση έχει ληφθεί τροποποίηση με χρήση συντελεστών στον επιλυτή ASE τόσο για την καμπτική στιβαρότητα όσο και για την αξονική κατά την εγκάρσια διεύθυνση Y. Επίσης γίνεται χρήση αντίστοιχων συν/στων για τη διερεύνηση μεταβαλλόμενης τιμής του μέτρου ελαστικότητας στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας X. Τα επιφανειακά πεπερασμένα λαμβάνονται και πάλι με offset, ώστε να έχουν κοινούς κόμβους με τις διαδοκίδες και να ληφθεί υπόψη η σύνδεση των δύο στοιχείων. Σημειώνεται ότι η πλάκα σκυροδέματος σταματάει ακριβώς στο τοίχωμα του κορμού του ελκυστήρα, και άρα, για να αποφευχθεί η ένωση της πλάκας σκυροδέματος με τον ελκυστήρα, επιλέγεται τα επιφανειακά στοιχεία να έχουν ως όριο τη θέση αυτή. Με αυτόν τον τρόπο το γραμμικό στοιχείο του ελκυστήρα δεν θα έχει κοινούς κόμβους με τα επιφανειακά στοιχεία της πλάκας.
5. **Προσομοίωμα με χαλύβδινες διαδοκίδες και ισόρροπη πλάκα σκυροδέματος:** Σε αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση οι διαδοκίδες μοντελοποιούνται μόνο με το τμήμα της σιδηροδοκού. Τα πεπερασμένα στοιχεία λαμβάνονται και πάλι με το συμπαγές τμήμα των 250mm. Ωστόσο, αυτήν τη φορά χρησιμοποιούνται συντελεστές για την τροποποίηση του μέτρου ελαστικότητας μόνο για τη διαμήκη διεύθυνση.

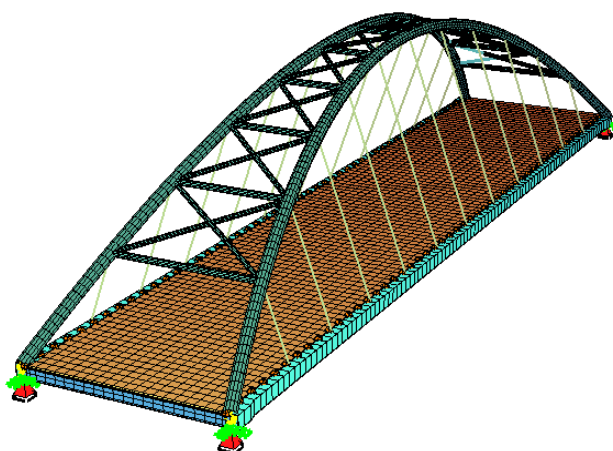


Figure 3.11: Προσομοίωμα με χαλύβδινες διαδοκίδες και επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για την πλάκα σκυροδέματος.

6. **Προσομοίωμα με πεπερασμένα στοιχεία δοκών με απώλεια καλωδίων:** Για την εξέταση της περίπτωσης ήπιας αντικατάστασης (Κεφάλαιο 22) και τυχηματικής απώλειας (Κεφάλαιο 23) καλωδίων δημιουργούνται λόγω συμμετρίας μόνο 6 προσομοιώματα με απώλεια ενός καλωδίου – από το 1^ο μέχρι το 6^ο, και μόνο στο ένα από τα δύο τόξα. (βλ. Figure 3.12)

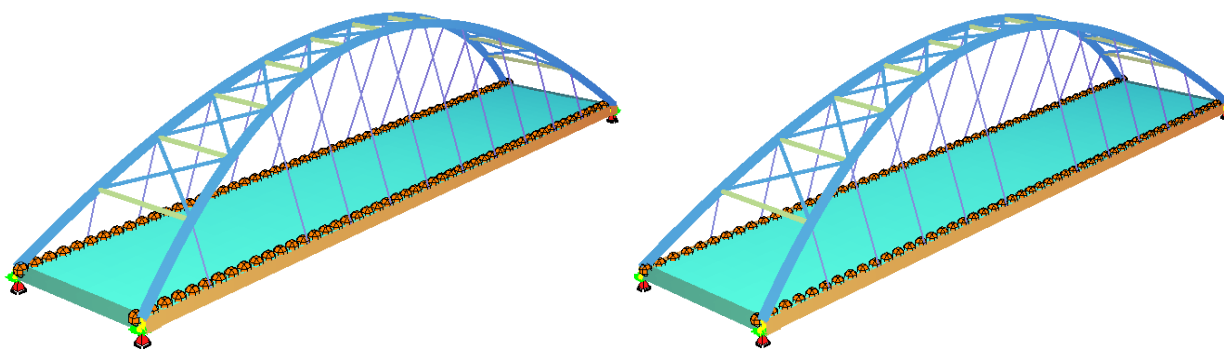


Figure 3.12: Προσομοίωμα για την απώλεια καλωδίων. Απώλεια: αριστερά) 2^{ου} καλωδίου, δεξιά) 6^{ου} καλωδίου

4 Δομικά υλικά

4.1 Δομικός χάλυβας

Συντελεστές ασφαλείας

Σχετικά με τους συντελεστές ασφαλείας του δομικού χάλυβα που προορίζονται για τους διάφορους ελέγχους, θα πρέπει να τονιστεί ότι ο συντελεστής αντοχής των μελών σε αστάθεια που προσδιορίζονται από ελέγχους μελών, γ_{M1} , διαφέρει στην περίπτωση της γεφυροποιίας σε σχέση με τα κτηριακά έργα, και ισούται με 1,1 αντί της τιμής 1. Επίσης, στην περίπτωση ελέγχων σύμμικτων δομικών στοιχείων προβλέπεται ένας συντελεστής, ο γ_M , για τον οποίο σύμφωνα τόσο με βάση τη διάταξη για σύμμικτα κτηριακά EN 1994-1-1:2004 §2.4.1.2 (4), όσο και με βάση τη διάταξη για σύμμικτες γέφυρες EN 1994-2:2004 §2.4.1.2 (4) ισχύει ότι:

$$\gamma_M = \gamma_{M0} \quad (4.1)$$

Table 4-1: Συντελεστές ασφαλείας δομικού χάλυβα για επιμέρους κατασκευές

Περιγραφή χρήσης συντελεστή ασφαλείας / Συμβολισμός		Μεταλλικά κτηριακά	Σύμμικτα κτηριακά	Γέφυρες
Αντοχή διατομών, όποια και αν είναι η κατηγορία	γ_{M0}	1	-	1
Αντοχή των μελών σε αστάθεια που προσδιορίζεται από ελέγχους μελών	γ_{M1}	1	-	1,10
Αντοχή διατομών σε εφελκυσμό μέχρι τη θραύση	γ_{M2}	1,25	-	1,25
Συν/στης για έλεγχο σύμμικτων διαδοκίδων	γ_M	-	1	1

Ποιότητα χάλυβα για τη μελετώμενη γέφυρα

Στους δομικούς χάλυβες τα μεγέθη του ονομαστικού ορίου διαρροής f_y και της οριακής αντοχής εφελκυσμού f_u εξαρτώνται από το πάχος των ελασμάτων. Στον Πίνακα 3.1 του EN 1993-1-1:2005 δίνονται διαφορετικές τιμές για ονομαστικό πάχος στοιχείων μικρότερο ή ίσο των 40mm και διαφορετικές για στοιχεία των οποίων το ονομαστικό πάχος κυμαίνεται μεταξύ τιμών μεγαλύτερων των 40mm με μέγιστη τιμή τα 80mm. Ωστόσο, και όπως αναγράφεται στην [1], η τιμή του ορίου διαρροής στο δομικό χάλυβα είναι εγγυημένη ελάχιστη τιμή και όχι μια χαρακτηριστική τιμή ως ποσοστημόριο, όπως συμβαίνει π.χ. στο σκυρόδεμα. Γι' αυτό στη γεφυροποιία επιλέγεται στην ποιότητα του χάλυβα που θα χρησιμοποιηθεί να προδιαγράφεται εγγυημένη τάση διαρροής f_y , η οποία θα είναι πάντοτε μεγαλύτερη από μία τιμή. Επίσης, επειδή είναι αρκετά πιθανόν για μεγάλα ανοίγματα να προκύψουν ανάγκες για πάχη ελασμάτων μεγαλύτερα των 80mm, οι εγγυημένες τάσεις διαρροής θα πρέπει να προδιαγράφονται ανεξαρτήτως πάχους. Σημειώνεται ότι αυτή η τακτική έχει χρησιμοποιηθεί για τον δομικό χάλυβα του τόξου στην περίπτωση της τοξωτής γέφυρας Τσακάνας [16].

Επομένως, στη μελετώμενη γέφυρα επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί ποιότητα S355 (EN-10025), για την οποία θα προδιαγράφεται εγγυημένη τάση διαρροής $f_{yk} \geq 355 \text{MPa}$ και οριακή αντοχή εφελκυσμού $f_{uk} \geq 470 \text{MPa}$. Οι τιμές αυτές θα λαμβάνονται για όλα τα στοιχεία δομικού χάλυβα της γέφυρας (τόξο, ελκυστήρας, διαδοκίδες, σύνδεση τόξων, μέσα σύνδεσης) και για όλα τα ελάσματα των διατομών, ανεξαρτήτως πάχους.

Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής α

Ο συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής (*linear thermal expansion factor*) α για τις σύμμικτες διαδοκίδες της γέφυρας λαμβάνεται με βάση την EN 1994-2:2005 §5.4.2.5 (3) ως εξής:

1. Για λόγους απλοστευσης στη γενική ανάλυση και στον υπολογισμό των τάσεων σε σύμμικτους φορείς, η τιμή του συντελεστή γραμμικής θερμικής διαστολής του δομικού χάλυβα μπορεί να ληφθεί πρακτικά ίδια με αυτήν του σκυροδέματος, δηλ.:

$$\alpha = 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

2. Για τον υπολογισμό της μεταβολής του μήκους της γέφυρας και για ελέγχους όπως ο έλεγχος των εφεδράνων, η τιμή του συντελεστή γραμμικής θερμικής διαστολής του δομικού χάλυβα, αλλά και όλων των υπόλοιπων δομικών υλικών της γέφυρας (σκυροδέματος, χάλυβα οπλισμού κ.α.) θα λαμβάνεται ως:

$$\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5} \frac{1}{^\circ\text{C}}$$

4.2 Χάλυβας καλωδίων αναρτήρων

Η επιλογή του χάλυβα των καλωδίων των αναρτήρων γίνεται κάνοντας χρήση των μέγιστων τιμών της f_u που δίνεται στην EN 1993-1-11 §3.1 (1) – Note 6. Με βάση αυτήν τη διάταξη, η μέγιστη τιμή για λόγους ανθεκτικότητας των καλωδίων έχει ως εξής:

A) για χαλύβδινα σύρματα (*steel wires*) τύπου *round wires* είναι $f_{u,max} = 1.770 \text{ MPa}$

B) για χαλύβδινα σύρματα (*steel wires*) τύπου *Z wires* είναι $f_{u,max} = 1.570 \text{ MPa}$

C) για ανοξείδωτα χαλύβδινα σύρματα (*stainless steel wires*) τύπου *round wires* είναι $f_{u,max} = 1.470 \text{ MPa}$

Για τον σχεδιασμό των καλωδίων επιλέγονται *fully locked coil ropes* των οποίων η εξωτερική περιφέρεια αποτελείται από *Z wires*. Έτσι, εισάγεται στο Sofistik χάλυβας καλωδίων Y1570C. Τα χαρακτηριστικά του δίνονται στον Table 4-2. Το μέτρο ελαστικότητας και το ειδικό βάρος παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 21.

Table 4-2: Τα χαρακτηριστικά του χάλυβα των καλωδίων των αναρτήρων Y1570C

Χάλυβας καλωδίων αναρτήρων – Y1570C			
Όριο διαρροής	f_y	1.300	MPa
Όριο θραύσης/εφελκυστική αντοχή	f_u	1.570	MPa
Μέτρο ελαστικότητας	$E_{a,cables}$	160±10 → 160	GPa
Ειδικό βάρος	γ_{cables}	83	kN/m ³

4.3 Χάλυβας οπλισμού

Για την όπλιση της πλάκας σκυροδέματος του καταστρώματος επιλέγεται χάλυβας B500C. Το όριο διαρροής, f_{ys} , είναι ίσο με 500MPa. Για σύμμικτες κατασκευές, η τιμή σχεδιασμού του μέτρου ελαστικότητας, E_s , μπορεί να λαμβάνεται ίση με την τιμή για τον δομικό χάλυβα, ήτοι $E_s = 210 \text{ GPa}$. Ο συντελεστής θερμικής διαστολής λαμβάνεται όπως και στην περίπτωση του δομικού χάλυβα.

4.4 Δομικός χάλυβας για διατμητικούς ήλους κεφαλής

Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής που χρησιμοποιούνται για τη διατμητική σύνδεση προέρχονται από κοινό δομικό χάλυβα κατηγορίας C235J2+C450. Για τους υπολογισμούς λαμβάνονται τα μεγέθη αυτού του χάλυβα, και συγκεκριμένα $f_y = 350 \text{ MPa}$ και $f_u = 450 \text{ MPa}$.

4.5 Σκυρόδεμα

Για σύμμικτες γέφυρες προβλέπεται σύμφωνα με το EN 1994-2 η χρήση κατηγοριών από C20/25 έως C60/75. Η συνηθέστερη κατηγορία σκυροδέματος για το σκυρόδεμα καταστρώματος είναι η C35/45 [1], και είναι αυτή που επιλέγεται για τη μελέτη της γέφυρας.

Table 4-3: Τα μεγέθη του σκυροδέματος C35/45 που χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς

Σκυρόδεμα C35/45			
Χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου του σκυροδέματος στις 28 ημέρες	f_{ck}	35	MPa
Τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου του σκυροδέματος	f_{cd}	23,333	MPa
Σταθερή τιμή θλιπτική αντοχής σχεδιασμού από Ο.Α. μέχρι την πλέον θλιβόμενη ίνα	$0,85 \cdot f_{cd}$	19,833	MPa
Μέση εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος	f_{ctm}	3,210	MPa
Μέση τιμή θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος 28 ημερών	f_{cm}	43	MPa
Μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας	E_{cm}	33,5	GPa
Ειδικό βάρος ξηρού σκυροδέματος	γ_{dry}	25	kN/m ³
Ειδικό βάρος νωπού σκυροδέματος	γ_{wet}	26	kN/m ³

4.6 Ανθεκτικότητα σκυροδέματος

1. Κατηγορίες έκθεσης

-Το EN 1992-1-1 διακρίνει ανάλογα με τις συνθήκες περιβάλλοντος 18 κατηγορίες έκθεσης. Οι κατηγορίες ξεκινάνε από τη X0 (χωρίς κίνδυνο διάβρωσης) μέχρι τη XA3 (πολύ υψηλά διαβρωτικό χημικό περιβάλλον). Οι βασικές κατηγορίες για γέφυρες συνοψίζονται στον Table 4-4.

Table 4-4: Συνιστώμενη κατηγορία έκθεσης για γέφυρες (απόσπασμα από Πίνακα 4.1 του EN 1992-1-1:2004)

Κατηγορία έκθεσης	Περιγραφή
XC3	Γέφυρες μακριά από τη θάλασσα
XS1	Γέφυρες κοντά στη θάλασσα
XF3	Γέφυρες που διαστρώνεται αλάτι
XF4	Γέφυρες εκτεθειμένες σε παράγοντες απόψυξης

-Η γέφυρα είναι σε περιοχές κοντά στη θάλασσα, και επομένως λαμβάνεται κατηγορία έκθεσης XS1.

2. Κατηγορίες κατασκευής

-Η κατηγορία κατασκευής προσδιορίζεται ξεκινώντας από την κατηγορία αναφοράς S4, δηλ. κατηγορία κατασκευής 4. Για κατηγορία έκθεσης XS1 η κατηγορία αναφοράς S4 τροποποιείται με βάση τον Table 4-5 ως εξής:

- Η κατασκευή σχεδιάζεται για 100 χρόνια και όχι 50 → άρα, για κατηγορία έκθεσης XS1 λαμβάνεται αύξηση της κατηγορίας κατά 2 → από S4 σε S6.
- Η κατηγορία αντοχής σκυροδέματος της κατασκευής είναι η C35/40 < C40/50 → άρα, για κατηγορία έκθεσης XS1 δεν λαμβάνεται καμία τροποποίηση → από S6 παραμένει S6.
- Το δομικό στοιχείο αποτελεί γεωμετρία πλάκας (συγκεκριμένα εξετάζεται κυρίως το συμπαγές τμήμα της πλάκας), και επομένως η θέση του οπλισμού δεν επηρεάζεται από τη διαδικασία κατασκευής) → άρα, για κατηγορία έκθεσης XS1 λαμβάνεται μείωση της κατηγορίας κατά 1 → από S6 σε S5.
- Διασφάλιση ειδικού ελέγχου ποιότητας παραγωγής σκυροδέματος (π.χ. προκατασκευασμένα στοιχεία) → θεωρείται ότι δεν λαμβάνεται τέτοιου είδους έλεγχος → άρα, για κατηγορία έκθεσης XS1 δεν λαμβάνεται καμία τροποποίηση → από S5 παραμένει S5.

Τελικά, η γέφυρα μελετάται για κατηγορία κατασκευής 5.

Table 4-5: Συνιστώμενη κατηγορία κατασκευής (Πίνακας 4.3N EN1992-1-1:2004)

Κριτήριο	Κατηγορία έκθεσης σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1 EN1992-1-1:2004						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Χρόνος ζωής σχεδιασμού 100 χρόνια	αύξηση κατηγορίας κατά 2	αύξηση κατηγορίας κατά 2	αύξηση κατηγορίας κατά 2	αύξηση κατηγορίας κατά 2	αύξηση κατηγορίας κατά 2	αύξηση κατηγορίας κατά 2	αύξηση κατηγορίας κατά 2
Κατηγορία αντοχής	≥ C30/37 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥ C30/37 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥ C35/45 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥ C40/50 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥ C40/50 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥ C40/50 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥ C45/55 μείωση κατηγορίας κατά 1
Δομικό στοιχείο με γεωμετρία πλάκας (η θέση του οπλισμού δεν επηρεάζεται από τη διαδικασία κατασκευής)	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1
Διασφάλιση ειδικού ελέγχου ποιότητας παραγωγής σκυροδέματος	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1

3. Υπολογισμός $c_{min,dur}$

-Η ελάχιστη τιμή λόγω περιβαλλοντικών συνθηκών $c_{min,dur}$ δίνεται με βάση τον Table 4-6. Για κατηγορία έκθεσης XS1 και κατηγορία κατασκευής 5 λαμβάνεται η τιμή:

$$c_{min,dur} = 40mm$$

Table 4-6: Απαιτήσεις τιμών ελάχιστης επικάλυψης, $c_{min,dur}$, από άποψη ανθεκτικότητας σε διάρκεια για χάλυβα χαλαρού οπλισμού (Πίνακας 4.4N του EN 1992-1-1:2004)

Περιβαλλοντολογική απαίτηση για την $c_{min,dur}$ (mm)							
Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία έκθεσης σύμφωνα με τον Πίνακα 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

4. Υπολογισμός $\Delta c_{dur,\gamma}$

-Η επικάλυψη των οπλισμών πρέπει να αυξάνεται κατά μια πρόσθετη παράμετρο ασφαλείας, $\Delta c_{dur,\gamma}$, η οποία προσδίδει πρόσθετη ασφάλεια στο στοιχείο. Η τιμή της $\Delta c_{dur,\gamma}$ για χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0 mm. Επομένως, είναι:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0mm$$

5. Υπολογισμός $\Delta c_{dur,st}$

-Όπου χρησιμοποιείται ανοξείδωτος χάλυβας, ή όπου έχουν ληφθεί άλλα ειδικά μέτρα, η ελάχιστη επικάλυψη μπορεί να μειωθεί κατά $\Delta c_{dur,st}$. Σε τέτοιες περιπτώσεις πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι επιδράσεις επί όλων των ιδιοτήτων του υλικού, συμπεριλαμβανομένης της συνάφειας. Η τιμή της $\Delta c_{dur,st}$ για χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή, χωρίς άλλη προδιαγραφή, είναι 0 mm.

$$\Delta c_{dur,st} = 0mm$$

6. Υπολογισμός $\Delta c_{dur,add}$

-Για σκυρόδεμα με πρόσθετη προστασία επίστρωσης η ελάχιστη επικάλυψη μπορεί να μειώνεται κατά $\Delta c_{dur,add}$. Η τιμή της $\Delta c_{dur,add}$ για χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή, χωρίς άλλη προδιαγραφή, είναι 0 mm.

$$\Delta c_{dur,add} = 0mm$$

7. Υπολογισμός $c_{min,b}$

-Η $c_{min,b}$ είναι η ελάχιστη τιμή που εξασφαλίζει την καλή συνάφεια της ράβδου. Η εξασφάλιση αυτής της ελάχιστης απαίτησης είναι απαραίτητη προκειμένου να μεταφερθούν με ασφάλεια οι δυνάμεις συνάφειας και να διασφαλιστεί επαρκής συμπύκνωση του σκυροδέματος. Η τιμή της ελάχιστης τιμής εξαρτάται από τη μέγιστη ονομαστική διάμετρο αδρανούς του σκυροδέματος, $d_{aggr,max}$, η οποία συνήθως κυμαίνεται από 18mm έως 35mm.

Table 4-7: Απαιτήσεις ελάχιστης επικάλυψης $c_{min,b}$ από άποψη συνάφειας για χάλυβα χαλαρού οπλισμού (με βάση τον Πίνακα 4.2 του EN 1992-1-1:2004)

Απαίτηση συνάφειας		
Διάταξη ράβδων	Ελάχιστη επικάλυψη $c_{min,b}$	
	Διάμετρος αδρανών $d_{aggr,max} \leq 32mm$	Διάμετρος αδρανών $d_{aggr,max} > 32mm$
Μεμονωμένες	Διάμετρος ράβδου $\rightarrow c_{min,b} = \Phi$	Διάμετρος ράβδου $\rightarrow c_{min,b} = \Phi + 5mm$
Δεσμίδα	Ισοδύναμη διάμετρος $\rightarrow c_{min,b} = \emptyset n$	Ισοδύναμη διάμετρος $\rightarrow c_{min,b} = \emptyset n + 5mm$

-Σε περίπτωση που δεν είναι γνωστή ακόμη η διάμετρος των οπλισμών μπορεί να χρησιμοποιηθεί η εκτιμώμενη μέγιστη διάμετρος οπλισμού που ενδέχεται να χρησιμοποιηθεί σε ένα στοιχείο. Για τη γέφυρα εκτιμάται ότι η μέγιστη διάμετρος μεμονωμένων ράβδων που θα χρησιμοποιηθεί θα είναι η $\Phi 25$ και ότι η μέγιστη ονομαστική διάμετρος αδρανούς θα είναι μικρότερη των 32mm. Επομένως, είναι:

$$c_{min,b} = d_{bar,max} \Leftrightarrow c_{min,b} = 25mm$$

8. Υπολογισμός c_{min}

-Πρέπει να χρησιμοποιηθεί η μεγαλύτερη τιμή c_{min} που να ικανοποιεί τις απαιτήσεις τόσο για τις συνθήκες συνάφειας όσο και για τις περιβαντολογικές.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} + \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

$$\Leftrightarrow c_{min} = \max\{25mm; 40mm + 0 - 0 + 0; 10mm\}$$

$$\Leftrightarrow c_{min} = 40mm$$

9. Υπολογισμός Δc_{dev}

-Προκειμένου να υπολογιστεί η ονομαστική επικάλυψη, c_{nom} , πρέπει να γίνει μια προσαύξηση στην ελάχιστη επικάλυψη ώστε να ληφθούν υπόψη οι αποκλίσεις (Δc_{dev}). Η απαιτούμενη ελάχιστη επικάλυψη πρέπει να αυξάνεται κατά την απόλυτη τιμή της αποδεκτής αρνητικής παρέκκλισης. Για τα κτήρια, το ENV 13670-1 δίνει την τιμή της ανεκτής παρέκκλισης. Αυτό είναι επίσης αρκετό και για άλλα είδη κατασκευών. Η προσαύξηση αυτή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν επιλέγεται η τιμή της ονομαστικής επικάλυψης του σκυροδέματος. Η τιμή της Δc_{dev} για χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 10 mm. Υπάρχουν περιπτώσεις όπου μπορεί να γίνει μείωση της τιμής αυτής, οι οποίες, όμως, εδώ δεν λαμβάνονται υπόψη. Επομένως, είναι:

$$\Delta c_{dev} = 10mm$$

10. Υπολογισμός c_{nom}

-Η ονομαστική τιμή της επικάλυψης του σκυροδέματος πρέπει να χρησιμοποιείται στους υπολογισμούς και να δηλώνεται στα σχέδια, εκτός εάν προδιαγράφεται τιμή άλλη εκτός της ονομαστικής (π.χ. η ελάχιστη τιμή). Η ονομαστική επικάλυψη του σκυροδέματος προσδιορίζεται από την εξίσωση:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40mm + 10mm \Leftrightarrow c_{nom} = 50mm$$

11. Τελική επιλογή επικάλυψης c

-Η επικάλυψη ορίζεται ως η καθαρή απόσταση μεταξύ της επιφάνειας του ακραίου οπλισμού και της ελεύθερης επιφάνειας του σκυροδέματος. Η τελική τιμή της επικάλυψης που θα χρησιμοποιηθεί επιλέγεται να είναι ίση με την ονομαστική τιμή.

$$c = c_{nom} \Leftrightarrow c = 50mm$$

-Τέλος, επισημαίνεται ότι η επικάλυψη αυτή αφορά τόσο τον χαλαρό οπλισμό της πλάκας σκυροδέματος όσο και την επικάλυψη των διατμητικών ήλων κεφαλής.

•Στους υπολογισμούς που αφορούν το σκυρόδεμα περιλαμβάνονται και εκείνοι που αφορούν α) τον ερπυσμό και β) τη συστολή ξηράνσεως. Οι υπολογισμοί αυτοί επιλέγεται να δοθούν σε ξεχωριστά κεφάλαια, και παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 5 και στο Κεφάλαιο 6, αντίστοιχα.

5 Επιρροές ερπυσμού στις σύμμικτες διαδοκίδες

5.1 Γενικά

Το σκυρόδεμα υπό φόρτιση υπόκειται σε χρόνιες παραμορφώσεις, οι οποίες έχουν επιπτώσεις στις παραμορφώσεις του φορέα (π.χ. βέλη της σύμμικτης δοκού), προκαλούν ανακατανομή τάσεων από το σκυρόδεμα στη χαλύβδινη δοκό, έτσι ώστε να μειώνονται οι τάσεις στο σκυρόδεμα και να αυξάνονται στον χάλυβα, καθώς και ενδέχεται να επηρεάζουν ή όχι ακόμη και τα εντατικά μεγέθη. Οι διαφορές στον τρόπο που επηρεάζει ο ερπυσμός τη σύμμικτη διαδοκίδα έχουν να κάνουν με το εάν οι επιρροές του ερπυσμού είναι πρωτογενείς ή δευτερογενείς και δευτερογενείς. Για το ποιες από τις επιπτώσεις αυτές του ερπυσμού λαμβάνουν θέση σε μία κατασκευή καθορίζεται από το στατικό σύστημα. Έτσι:

- Πρωτογενείς επιρροές εμφανίζονται σε ισοστατικά συστήματα, όπως σε αμφιέρειστες δοκούς.
- Δευτερογενείς επιρροές εμφανίζονται σε υπερστατικά συστήματα, όπως σε συνεχείς δοκούς

Υπολογιστικά ο ερπυσμός του σκυροδέματος λαμβάνεται μέσω ισοδύναμης μείωσης του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος. Παρακάτω δίνονται αναλυτικά όλα τα βήματα υπολογισμού που οδηγούν στον προσδιορισμό της μείωσης αυτής.

5.2 Βήματα υπολογισμού

1. *Εμβαδόν A_c διατομής του σκυροδέματος για τον υπολογισμό του ιδεατού πάχους h_0*
 - Λαμβάνεται υπόψη όλο το εμβαδόν της διατομής σκυροδέματος, **ανεξαρτήτως** τους υπολογισμούς και τις απομειώσεις που γίνονται για τον υπολογισμό της περιμέτρου στη συνέχεια.
 - Για μια απλή περίπτωση γεωμετρίας της διατομής όπως π.χ. μια ορθογωνική πλάκα το εμβαδόν δίνεται από τη σχέση:

$$A_c = b_g \cdot h_{slab,i} \quad (5.1)$$

όπου:

b_g

το γεωμετρικό πλάτος του σκυροδέματος που αντιστοιχεί στο μοντέλο που εξετάζεται:

-Αν εξετάζεται μία σύμμικτη κύρια δοκός → θα είναι το γεωμετρικό πλάτος της κύριας δοκού

-Αν εξετάζεται μία σύμμικτη διαδοκίδα → θα είναι το γεωμετρικό πλάτος της διαδοκίδας

-Αν εξετάζεται συνολικά ένα 3d μοντέλο που έχει όλα τα μέλη → θα είναι όλο το γεωμετρικό πλάτος μέσα στο οποίο υπάρχει σκυρόδεμα

-Σημειώνεται ότι πάντα θα πρόκειται για το γεωμετρικό πλάτος b_g και **όχι** το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff}

$h_{slab,i}$

το ύψος της πλάκας σκυροδέματος

-Για ορθογωνική συμπαγής πλάκα θα είναι κανονικά όλο το ύψος h της πλάκας

-Για ορθογωνική συμπαγής πλάκα + χαλυβδόφυλλο → ως ύψος θα λαμβάνεται το ισοδύναμο ύψος της συνολικής πλάκας με την κατάλληλη προσαύξηση λόγω ponding effects

2. *Περίμετρος u της διατομής σκυροδέματος που είναι σε επαφή με την ατμόσφαιρα για τον υπολογισμό του ιδεατού πάχους h_0*
 - Λαμβάνονται υπόψη μόνο οι πλευρές, οι οποίες έρχονται σε επαφή με την ατμόσφαιρα.
 - Σε ειδικές περιπτώσεις κάποιες από τις πλευρές ενδέχεται να λαμβάνονται υπόψη με κατάλληλη απομείωση.
 - Προσεγγιστικά μπορεί να ειπωθεί ότι η περίμετρος ισούται με:

$$u = \sum_i (Απομείωση)_i \cdot (\text{μήκος πλευράς διατομής σκυροδέματος})_i \quad (5.2)$$

όπου:

$\left(\begin{array}{l} \text{μήκος πλευράς} \\ \text{διατομής} \\ \text{σκυροδέματος} \end{array} \right)_i$

-Στην παραπάνω επεξηγηματική σχέση λαμβάνονται υπόψη όλες οι πλευρές της διατομής του σκυροδέματος ανεξαρτήτως αν βρίσκονται σε επαφή με την ατμόσφαιρα ή όχι.

-Λαμβάνονται υπόψη τόσο οι οριζόντιες πλευρές όσο και οι κατακόρυφες πλευρές με το πραγματικό/γεωμετρικό τους μήκος.

$(Απομείωση)_i$

-Η κατάλληλη απομείωση του μήκους της κάθε πλευράς της διατομής του σκυροδέματος. Λαμβάνει τις παρακάτω τιμές:

-0% → όταν η εξεταζόμενη πλευρά i του σκυροδέματος έρχεται σε επαφή με άλλο σκυρόδεμα (δηλ. δεν λαμβάνεται υπόψη η πλευρά αυτή)

-0% → όταν η εξεταζόμενη πλευρά i του σκυροδέματος έρχεται σε επαφή με ασφαλική

στρώση (δηλ. δεν λαμβάνεται υπόψη η πλευρά αυτή)

-0% → όταν η εξεταζόμενη πλευρά i του σκυροδέματος έρχεται σε επαφή με χαλύβδινη διατομή, π.χ. το άνω πέλμα της χαλύβδινης διατομής (δηλ. δεν λαμβάνεται υπόψη η πλευρά αυτή)

-50% → όταν η εξεταζόμενη πλευρά i του σκυροδέματος έρχεται σε επαφή με χαλυβδόφυλλο!

-Άρα, στην περίπτωση της σύμμικτης διαδοκίδας οι κατακόρυφες πλευρές έρχονται σε επαφή με άλλο σκυρόδεμα επομένως δεν λαμβάνονται υπόψη, η ανώτερη οριζόντια πλευρά έρχεται σε επαφή με ασφαλική στρώση και επομένως δεν λαμβάνεται υπόψη, και τέλος, η κατώτερη οριζόντια πλευρά έρχεται σε επαφή με χαλυβδόφυλλο και θα ληφθεί υπόψη με το 50%, ενώ παράλληλα θα αφαιρείται και το πλάτος του άνω πέλματος της σιδηροδοκού.

$$u = 50\% \cdot (b_g - b_{fo})$$

-Η παραπάνω προσέγγιση είναι η πιο ακριβής. Ωστόσο, για να αποφευχθούν οι αλλαγές στους συντελεστές κατά την προδιαστασιολόγηση των διαδοκίδων μπορεί να ληφθεί, με αμελητέα σχεδόν επιρροή στα τελικά αποτελέσματα:

$$u = 50\% \cdot b_g$$

3. Ιδεατό πάχος h_0 του στοιχείου:

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (5.3)$$

όπου:

h_0 το ιδεατό πάχος του στοιχείου (το αποτέλεσμα πρέπει να βγει σε mm)

A_c το εμβαδόν διατομής του σκυροδέματος (m^2)

u η περίμετρος διατομής σκυροδέματος σε επαφή με την ατμόσφαιρα (m)

4. Σχετική υγρασία περιβάλλοντος RH [Relative Humidity]

-Οι τιμές της σχετικής υγρασίας δίνονται σε %.

-Τιμές από 0 έως 100%.

-Τυπικές τιμές → $RH = 70\%, 80\%$

5. Συντελεστές επιρροής του σκυροδέματος

$$a_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,7} \quad (5.4)$$

$$a_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,2} \quad (5.5)$$

$$a_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} \quad (5.6)$$

6. Συντελεστής για την επίδραση της σχετικής υγρασίας στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού

$$\text{Για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad \varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad (5.7)$$

$$\text{Για } 35 \text{ MPa} < f_{cm} \quad \varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot a_1\right) \cdot a_2 \quad (5.8)$$

7. Συντελεστής για την επίδραση της αντοχής του σκυροδέματος στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (5.9)$$

8. Καθορισμός της ηλικίας t_0 [σε ημέρες] του σκυροδέματος κατά τη χρονική στιγμή της αρχικής φόρτισης

-Ως αρχική φόρτιση μπορεί να νοείται η χρονική στιγμή όπου απομακρύνεται ο ξυλότυπος.

-Για σύμμικτες διαδοκίδες καταστρώματος γέφυρας το σκυρόδεμα συνδέεται με τις υποκείμενες χαλύβδινες δοκούς μέσω των διατμητικών συνδέσεων, ενώ παράλληλα δε γίνεται χρήση ξυλοτύπου, αλλά μεταλλοτύπου λόγω του χαλυβδόφυλλου. Εάν στη φάση κατασκευής οι μεταλλικές δοκοί δεν έχουν προσωρινή υποστήριξη, τότε το σκυρόδεμα φορτίζεται από την πρώτη κιόλας ημέρα.

-Για γέφυρες που σκυροδετούνται τμηματικά, ο χρόνος t_0 διαφοροποιείται για το σκυρόδεμα κάθε τμήματος. Μπορεί όμως προσεγγιστικά να ληφθεί μία μέση τιμή t_0 για όλα τα τμήματα (segments), λόγω του ότι η επιρροή μικρών μεταβολών του t_0 στον συντελεστή ερπυσμού είναι μικρή και τα εντατικά μεγέθη ακόμα μικρότερα.

-Σημειώνεται ότι όσο μικρότερη είναι η t_0 , τόσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής ερπυσμού, και επομένως οι επιλογές μικρών τιμών είναι γενικώς συντηρητικές και υπέρ της ασφαλείας.

a. για σύμμικτες διαδοκίδες με χαλυβδόφυλλο συντηρητικά λαμβάνεται:

$$t_0 = 1 \text{ ημέρα}$$

b. για σύμμικτες διαδοκίδες με χαλυβδόφυλλο όπου λαμβάνεται υπόψη η τμηματική σκυροδέτηση μπορεί να ληφθεί ως μέση ηλικία αρχικών φορτίσεων των τμημάτων (segments) η:

$$t_0 = 7 \text{ ημέρες}$$

-Επιλέγεται η πρώτη προσέγγιση υπέρ της ασφαλείας.

9. Συντελεστής β_{t_0} για την επίδραση της ηλικίας του σκυροδέματος κατά την αρχική φόρτιση στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού

$$\beta_{t_0} = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \quad (5.10)$$

10. Βασική τιμή φ_0 του συντελεστή ερπυσμού ή αλλιώς ο ιδεατός συντελεστής ερπυσμού

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5.11)$$

11. Συντελεστής β_H :

$$\text{Για } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad \beta_H = \min\{1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 ; 1500\} \quad (5.12)$$

$$\text{Για } 35 \text{ MPa} < f_{cm} \quad \beta_H = \min\{1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot a_3 ; 1500 \cdot a_3\} \quad (5.13)$$

12. Ηλικία t σκυροδέματος στον εξεταζόμενο χρόνο σε ημέρες

Table 5-1: Ενδεικτικά διάφορες τιμές χρόνου ελέγχου

Συμβολισμός εξεταζόμενου χρόνου	Περιγραφή εξεταζόμενου χρόνου	Τύπος υπολογισμού (εάν υφίσταται)	Συνήθεις τιμές
	Εξέταση στον χρόνο παράδοσης της γέφυρας στην κυκλοφορία.		$t = 100 \text{ ημέρες}$
$t = \infty$	Εξέταση σε χρόνο άπειρο.	$t = (T_{ζωής \text{ έργου}}) \cdot (365,25)$	$t = (100 \text{ χρόνια}) \cdot (365,25 \text{ ημέρες})$ $\Leftrightarrow t = 36.525 \text{ ημέρες}$
$t = \infty$	Εξέταση στην τελική ηλικία του σκυροδέματος, δηλ. σε χρόνο άπειρο.		$t = 30.000 \text{ ημέρες}$ (Δίνεται για $T_{ζωής \text{ έργου}} = 100 \text{ χρόνια}$ Και ισοδυναμεί με τις 36.525 ημέρες)

όπου:

$T_{ζωής \text{ έργου}}$ η διάρκεια ζωής του έργου (σε χρόνια)

(365,25 ημέρες) οι θεωρούμενες ημέρες ενός χρόνου για τους υπολογισμούς

t η ηλικία του σκυροδέματος στον εξεταζόμενο χρόνο (σε ημέρες)

13. Συντελεστής $\beta_c(t, t_0)$ της εξέλιξης του ερπυσμού με το χρόνο

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (5.14)$$

14. Συντελεστής $\varphi(t, t_0)$ ερπυσμού στο χρονικό διάστημα (t, t_0)

$$\varphi(t, t_0) = \beta_c(t, t_0) \cdot \varphi_0 \quad (5.15)$$

15. Βραχυχρόνιος λόγος ισοδυναμίας n_o

-Ο ερπυσμός υπολογιστικά ισοδυναμεί με μείωση του μέτρου ελαστικότητας. Στις σύμμικτες γέφυρες οι πράξεις γίνονται μέσω του λόγου ισοδυναμίας n_o για βραχυχρόνιες φορτίσεις, που είναι ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας του χάλυβα προς του σκυροδέματος.

$$n_o = \frac{E_a}{E_{cm}} \quad (5.16)$$

όπου:

- n_o ο λόγος ισοδυναμίας για βραχυχρόνιες φορτίσεις
- E_a το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα
- E_{cm} η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος

16. Πολλαπλασιαστής ψ_L ερπυσμού εξαρτώμενος από τον τύπο της δράσης

-Γενικά, η χρόνια ερπυστική συμπεριφορά του σκυροδέματος εξαρτάται από τον τύπο φόρτισης L. Διακρίνονται 3 τύποι φόρτισης L και οι τιμές δίνονται στον Table 5-2.

Table 5-2: Αποτελέσματα από τους υπολογισμούς για τον προσδιορισμό του συντελεστή ερπυσμού φ

Τύπος δράσης	Τύπος L	Περιγραφή	ψ_L
Μόνιμη φόρτιση (Permanent)	L=P	→ Μόνιμες δράσεις αμετάβλητες του χρόνου, δηλ. σταθερής έντασης, κατά τις οποίες η επιβαλλόμενη τάση είναι σταθερή. •π.χ. ίδια βάρη	1,10
Παροδικά μόνιμη φόρτιση (Temporarily Permanent) Δευτερογενείς επιρροές	L=PT	→ Φορτίσεις μεταβλητής έντασης κατά τις οποίες η αναπτυσσόμενη τάση μειώνεται με τον χρόνο •Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού	0,55
Επιβαλλόμενες μετατοπίσεις (Displacement)	L=D	→ Φορτίσεις καταναγκασμού σταθερής μετατόπισης και ανηγμένης παραμόρφωσης Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων, διαφορικές καθιζήσεις	1,50

17. Ο λόγος ισοδυναμίας n_L για μακροχρόνιες φορτίσεις δίνεται εν τέλει από τη σχέση

$$n_L = n_o \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (5.17)$$

18. Το απομειωμένο μέτρο ελαστικότητας μπορεί να υπολογιστεί ως εξής

-Πολλές φορές για την επίλυση στο λογισμικό μπορεί να οριστεί υλικό με τροποποιημένη τιμή μέτρου ελαστικότητας ίση με την τιμή κατά τη χρονική στιγμή ελέγχου.

$$n_L = n_o \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] \Leftrightarrow \frac{E_a}{E_{cm,L}} = \frac{E_a}{E_{cm,0}} \cdot [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] \Leftrightarrow E_{cm,L} = \frac{E_{cm,0}}{[1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (5.18)$$

Επομένως, για τους διάφορους ελέγχους, όπως ο έλεγχος τάσεων, στο λογισμικό εισάγεται ο συντελεστής που διαιρεί το μετρώ ελαστικότητας και η τιμή του θα είναι η:

$$coeff_E = [1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)] \quad (5.19)$$

5.3 Υπολογισμοί λόγων ισοδυναμίας n για $t=\infty$

Στους πίνακες από Table 5-3 έως Table 5-5 δίνονται τα αποτελέσματα τα οποία προέκυψαν από όλα τα βήματα υπολογισμού που δόθηκαν στην Ενότητα 5.2. Στην εργασία ελέγχεται μόνο η χρονική κατάσταση για $t = \infty$.

Table 5-3: Αποτελέσματα από τους υπολογισμούς για τον προσδιορισμό του συντελεστή ερπυσμού φ

Προσδιορισμός συντελεστή ερπυσμού φ			
Εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος	A_c	9.000	cm ²
Περίμετρος πλάκας σε επαφή με ατμόσφαιρα	u	150	cm
Ισοδύναμο ύψος στοιχείου	h_o	120	cm
Μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος	f_{cm}	43	MPa
Συντελεστής επιρροής 1	α_1	0,8658	[-]
Συντελεστής επιρροής 2	α_2	0,9597	[-]
Συντελεστής επιρροής 3	α_3	0,9022	[-]
Σχετική υγρασία	RH	70	%
Συντελεστής επίδρασης σχετικής υγρασίας	φ_{RH}	1,4650	[-]
Συντελεστής επίδρασης αντοχής σκυροδέματος	$\beta(f_{cm})$	2,5620	[-]
Χρόνος αρχικής φόρτισης	t_0	1	days
Συντελεστής επίδρασης χρόνου αρχικής φόρτισης	$\beta(t_0)$	0,9091	[-]
Βασική τιμή συντελεστή ερπυσμού	φ_0	3,4121	[-]
Επιμέρους συντελεστής - τιμή 1	$\beta_{H,1}$	413,35	[-]
Επιμέρους συντελεστής - τιμή 2	$\beta_{H,2}$	1.353,29	[-]
Επιμέρους συντελεστής - τελική τιμή	β_H	413,35	[-]
Χρόνος ελέγχου	t	36.525	days
Συντελεστής χρονικής εξέλιξης ερπυσμού	$\beta_c(t,t_0)$	0,9966	[-]
Τελικός συντελεστής ερπυσμού	$\varphi(t,t_0)$	3,401	[-]
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος	E_{cm}	33,5	GPa

Table 5-4: Αποτελέσματα για τους λόγους ισοδυναμίας n λόγω ερπυσμού

Λόγοι ισοδυναμίας σκυροδέματος						
A) Βραχυχρόνια φόρτιση						
Βραχυχρόνιος λόγος ισοδυναμίας	n_0	6,269	[-]			
B) Μακροχρόνιες φορτίσεις						
Μόνιμα φορτία	ψ_L	1,1	$1+\psi_L*\varphi(t,t_0)$	4,741	$n_P(t)$	29,718 [-]
Δευτερογενείς επιρροές	ψ_L	0,55	$1+\psi_L*\varphi(t,t_0)$	2,870	$n_{PT}(t)$	17,993 [-]
Επιβαλλόμενες παραμορφώσεις	ψ_L	1,5	$1+\psi_L*\varphi(t,t_0)$	6,101	$n_D(t)$	38,245 [-]

Table 5-5: Αποτελέσματα για τις τιμές των μέτρων ελαστικότητας λόγω ερπυσμού

Μέτρα ελαστικότητας λόγω ερπυσμού						
A) Βραχυχρόνια φόρτιση						
Βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας	E_{cm}	33,5	GPa			
B) Μακροχρόνιες φορτίσεις						
Μόνιμα φορτία	ψ_L	1,1	$1/[1+\psi_L*\varphi(t,t_0)]$	0,211	$E_{cm,P}$	7,066 GPa
Δευτερογενείς επιρροές	ψ_L	0,55	$1/[1+\psi_L*\varphi(t,t_0)]$	0,348	$E_{cm,PT}$	11,671 GPa
Επιβαλλόμενες παραμορφώσεις	ψ_L	1,5	$1/[1+\psi_L*\varphi(t,t_0)]$	0,164	$E_{cm,D}$	5,491 GPa

6 Επιρροές συστολής ξήρανσης στις σύμμικτες διαδοκίδες

6.1 Γενικά

Ορισμός

Χρόνιες παραμορφώσεις αναπτύσσονται στο σκυρόδεμα ακόμα και αν δεν βρίσκεται υπό τάση. Μία κατηγορία τέτοιων χρόνιων παραμορφώσεων είναι οι παραμορφώσεις που οφείλονται στη σταδιακή μετανάστευση του νερού δια μέσου του σκληρυμένου σκυροδέματος και της πυκνότερης διάταξης των κρυστάλλων. Οι αναπτυσσόμενες αυτές παραμορφώσεις οδηγούν στη συστολή του σκυροδέματος, αλλά θα πρέπει να σημειωθεί ότι μόνο ο τσιμεντοπολτός είναι το συστατικό που συστέλλεται. Το φαινόμενο αυτό είναι γνωστό ως συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος, και όπως επισημάνθηκε στην αρχή της παραγράφου, λαμβάνει χώρα ανεξαρτήτως του μεγέθους των επιβεβλημένων τάσεων.

Παραγόντες που επηρεάζουν τη συστολή ξηράνσεως

-Η συστολή ξηράνσεως αυξάνεται με:

1. Την ανάπτυξη υψηλών θερμοκρασιών από μια αρχική χαμηλή θερμοκρασία κατά την έναρξη της σκλήρυνσης.
2. Την αύξηση της περιεκτικότητας σε τσιμέντο (λόγω του ότι μόνο ο τσιμεντοπολτός συστέλλεται).
3. Τη μείωση της περιεκτικότητας σε αδρανή (λόγω του ότι μόνο ο τσιμεντοπολτός συστέλλεται).
4. Την αύξηση του νερού.
5. Την ακατάλληλη σύσταση αδρανών.

Μέθοδοι βελτίωσης ιδιοτήτων σκυροδέματος για καλύτερη αντιμετώπιση συστολής ξηράνσεως

-Γενικώς, βελτίωση των ιδιοτήτων του σκυροδέματος έναντι συστολής ξηράνσεως μπορεί να γίνει με:

- a. Την προσθήκη κατάλληλων προσμίκτων κατά τις πρώτες μέρες μετά τη σκυροδέτηση ή
- b. Τη διαβροχή και διάστρωση κατάλληλων μεμβρανών κατά τις πρώτες μέρες μετά τη σκυροδέτηση.

Οι παράγοντες στους οποίους οφείλεται η συστολή ξηράνσεως.

Η συστολή ξήρανσης οφείλεται κυρίως σε δύο παράγοντες ή ισοδύναμα μπορεί να υποστηριχθεί ότι η συνολική ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συστολής ξηράνσεως έχει δύο συνιστώσες. Οι παράγοντες ή οι συνιστώσες είναι οι εξής:

1. «Αυτογενή ξήρανση» ή αλλιώς «αυτογενής συστολή»
-Αναπτύσσεται/εξελίσσεται κατά τη διάρκεια της σκλήρυνσης του σκυροδέματος και ολοκληρώνεται κατά τις πρώτες ημέρες μετά τη σκυροδέτηση.
2. «Συρρίκνωση» ή αλλιώς «σταδιακή αποξήρανση»
-Αναπτύσσεται/εξελίσσεται αργά.
-Εξελίσσεται λόγω σταδιακής απώλειας ύδατος στο σκληρυμένο σκυρόδεμα.

Μελέτη

Ο Ευρωκώδικας παρέχει πρακτικά ένα τυπολόγιο με το οποίο υπολογίζεται η συνολική ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συστολής ξηράνσεως για έναν συγκεκριμένο εξεταζόμενο χρόνο t ημερών. Η συστολή ξηράνσεως λαμβάνεται υπόψη μόνον στις αρηγμάτωτες περιοχές, ενώ δεν λαμβάνεται υπόψη στις ρηγματωμένες περιοχές, καθώς σε αυτές και μόνο θεωρείται αμελητέα.

Αναφορικά με τα είδη των κατασκευών:

- a. Σύμμικτες κατασκευές - οικοδομικά (EN 1994-1-1:2004):
 - Η συστολή ξήρανσης λόγω αυτογενούς ξήρανσης αγνοείται εν γένει στις σύμμικτες κατασκευές.
 - Επομένως, μπορεί να ληφθεί υπόψη μόνον η συστολή ξηράνσεως λόγω συρρίκνωσης.
- b. Σύμμικτες κατασκευές - γέφυρες (EN 1994-2:2005):
 - Στις σύμμικτες γέφυρες λαμβάνεται υπόψη η συστολή ξηράνσεως μόνο λόγω συρρίκνωσης με βάση το EN 1994-2.
 - Η συστολή ξηράνσεως λόγω αυτογενούς ξήρανσης καλύπτεται δε στη γεφυροποιία με εξέταση διαφοράς θερμοκρασίας μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος.
 - Ωστόσο, η συστολή ξήρανσης λόγω αυτογενούς ξήρανσης μπορεί να συνυπολογίζεται σε:
 - Ελέγχους ΟΚΛ στις φάσεις κατασκευής.

Στο Κεφάλαιο 6.2 δίνονται αναλυτικά όλα τα βήματα υπολογισμού που οδηγούν στον υπολογισμό της συνολικής ανηγμένης παραμόρφωσης λόγω συστολής ξηράνσεως

6.2 Βήματα υπολογισμού

Βήματα υπολογισμού συστολής λόγω αυτογενούς ξήρανσης

1. Η συνολική (δηλ. σε άπειρο χρόνο) ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{ca}(t = \infty)$ αυτογενούς συστολής

$$\varepsilon_{ca}(t = \infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (6.1)$$

όπου:

$\varepsilon_{ca}(t = \infty)$ η συνολική (δηλ. σε άπειρο χρόνο) ανηγμένη παραμόρφωση αυτογενούς συστολής
 f_{ck} η χαρακτηριστική τιμή θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος (σε MPa)

2. Η συνάρτηση που εκφράζει το τμήμα της αυτογενούς συστολής που υπολείπεται μετά από t ημέρες

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \cdot \sqrt{t})} \quad (6.2)$$

όπου:

$\beta_{as}(t)$ η συνάρτηση που εκφράζει το τμήμα της αυτογενούς συστολής που υπολείπεται μετά από t ημέρες.
 t η ηλικία του σκυροδέματος στον εξεταζόμενο χρόνο (σε ημέρες)

3. Το τμήμα $\varepsilon_{ca}(t)$ της συνολικής (δηλ. σε άπειρο χρόνο) ανηγμένης παραμόρφωσης λόγω αυτογενούς συστολής που υπολείπεται μετά από t ημέρες

$$\varepsilon_{ca}(t) = [\beta_{as}(t)] \cdot [\varepsilon_{ca}(t = \infty)] \quad (6.3)$$

όπου:

$\varepsilon_{ca}(t)$ το τμήμα $\varepsilon_{ca}(t)$ της συνολικής (δηλ. σε άπειρο χρόνο) ανηγμένης παραμόρφωσης λόγω αυτογενούς συστολής που υπολείπεται μετά από t ημέρες.

$\beta_{as}(t)$ η συνάρτηση που εκφράζει το τμήμα της αυτογενούς συστολής που υπολείπεται μετά από t ημέρες.

$\varepsilon_{ca}(t = \infty)$ η συνολική (δηλ. σε άπειρο χρόνο) ανηγμένη παραμόρφωση αυτογενούς συστολής

t η ηλικία του σκυροδέματος στον εξεταζόμενο χρόνο (σε ημέρες)

Βήματα υπολογισμού συστολής ξήρανσης λόγω συρρίκνωσης ή αλλιώς σταδιακής αποξήρανσης

4. Μοντέλο αριθμητικού προσομοιώματος

-Αρχικά, θα πρέπει να εξεταστεί για ποιο μοντέλο γίνονται οι υπολογισμοί, και ανάλογα με το μοντέλο να ληφθεί η κατάλληλη διατομή του σκυροδέματος για τους υπολογισμούς.

π.χ.1: Αν εξετάζεται ένα «απλό» μοντέλο π.χ. μόνο για μια κύρια δοκό θα πρέπει να ληφθεί η ζώνη επιρροής του σκυροδέματος που αντιστοιχεί στην κύρια δοκό.

π.χ.2: Αν εξετάζεται ένα χωρικό μοντέλο για όλη την κατασκευή θα πρέπει να ληφθεί όλη η διατομή του σκυροδέματος για τον υπολογισμό.

5. Το εμβαδόν A_c διατομής του σκυροδέματος: όπως δόθηκε στο Κεφάλαιο 5.2.

6. Η περίμετρος u διατομής σκυροδέματος σε επαφή με την ατμόσφαιρα: όπως δόθηκε στο Κεφάλαιο 5.2.

7. Το ιδεατό πάχος h_o του στοιχείου

$$h_o = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (6.4)$$

8. Η ηλικία t_s του σκυροδέματος κατά την έναρξη της συρρίκνωσης.

-Λαμβάνεται ως:

$$t_s = 1 \text{ ημέρα} \quad (6.5)$$

όπου:

t_s η ηλικία του σκυροδέματος κατά την έναρξη συρρίκνωσης (σε ημέρα)

9. Η ηλικία t σκυροδέματος στον εξεταζόμενο χρόνο σε ημέρες: όπως δόθηκε στο Κεφάλαιο 5.2.

10. Η συνάρτηση που εκφράζει τη χρονική εξέλιξη της συρρίκνωσης

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \cdot \sqrt{(h_o)^3}} \quad (6.6)$$

όπου:

- t η ηλικία t του σκυροδέματος στον εξεταζόμενο χρόνο (σε ημέρες)
 t_s η ηλικία του σκυροδέματος κατά την έναρξη συρρίκνωσης (σε ημέρα)
 h_o το ιδεατό πάχος του στοιχείου (σε mm)

11. Ο συντελεστής k_h που εξαρτάται από την τιμή του ιδεατού πάχους h_o

- Οι τιμές του δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Table 6-1: Οι τιμές του k_h ανάλογα με το h_o

Πίνακας τιμών k_h ανάλογα με το h_o	
h_o	k_h
Για $h_o = 100mm$	$k_h = 1.00$
Για $h_o = 200mm$	$k_h = 0.85$
Για $h_o = 300mm$	$k_h = 0.75$
Για $h_o \geq 500mm$	$k_h = 0.70$
Για ενδιάμεσες τιμές γίνεται γραμμική παρεμβολή	

12. Οι συντελεστές a_{ds1} και a_{ds2}

- Οι συντελεστές έχουν να κάνουν με την κατηγορία τσιμέντου (S, N ή R)
 - Οι τιμές τους δίνονται στον Table 6-2.

Table 6-2: Οι τιμές των συντελεστών a_{ds1} και a_{ds2} ανάλογα με την κατηγορία τσιμέντου

Κατηγορία τσιμέντου	S	N	R
a_{ds1}	3	4	6
a_{ds2}	0,13	0,12	0,11

13. Η σχετική υγρασία περιβάλλοντος RH [Relative Humidity]: όπως δόθηκε στο Κεφάλαιο 5.2.

14. Ο συντελεστής β_{RH} που λαμβάνει υπόψη του τη σχετική υγρασία περιβάλλοντος RH

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100\%} \right)^3 \right] \quad (6.7)$$

όπου:

- β_{RH} ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη σχετική υγρασία περιβάλλοντος RH
 RH η τιμή της σχετικής υγρασίας περιβάλλοντος (σε %)

15. Η βασική ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cd,0}$ της συρρίκνωσης

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot [(220 + 110 \cdot a_{ds1}) \cdot e^{(-a_{ds2} \cdot f_{cm} \cdot 0,1)}] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (6.8)$$

όπου:

- $\varepsilon_{cd,0}$ η βασική ανηγμένη παραμόρφωση της συρρίκνωσης
 a_{ds1}, a_{ds2} οι συντελεστές που έχουν να κάνουν με την κατηγορία τσιμέντου (S, N ή R)
 β_{RH} ο συντελεστής που λαμβάνει υπόψη του τη σχετική υγρασία περιβάλλοντος RH
 f_{cm} η μέση τιμή θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος (σε MPa)

16. Η ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cd}(t)$ λόγω συρρίκνωσης σε χρόνο t ημερών

$$\varepsilon_{cd}(t) = [\beta_{ds}(t, t_s)] \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (6.9)$$

όπου:

- $\varepsilon_{cd}(t)$ η ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cd}(t)$ λόγω συρρίκνωσης σε χρόνο t
 $\varepsilon_{cd,0}$ η ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συρρίκνωσης σε χρόνο t
 k_h ο συντελεστής που εξαρτάται από την τιμή του ιδεατού πάχους h_o
 $\beta_{ds}(t, t_s)$ η συνάρτηση που εκφράζει τη χρονική εξέλιξη της συρρίκνωσης

Η συνολική συστολή ξήρανσης

17. Η συνολική ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cs}(t)$ συστολής ξήρανσης σε χρόνο t ημερών προκύπτει ως το άθροισμα των δύο συνιστωσών

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) \quad (6.10)$$

όπου:

- $\varepsilon_{cs}(t)$ η συνολική ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cs}(t)$ συστολής ξήρανσης σε χρόνο t ημερών
 $\varepsilon_{ca}(t)$ το τμήμα $\varepsilon_{ca}(t)$ της συνολικής (δηλ. σε άπειρο χρόνο) ανηγμένης παραμόρφωσης λόγω αυτογενούς συστολής που υπολείπεται μετά από t ημέρες
 $\varepsilon_{cd}(t)$ η ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cd}(t)$ λόγω συρρίκνωσης σε χρόνο t ημερών

6.3 Υπολογισμοί συνολικής παραμόρφωσης συστολής ξηράνσεως για $t=\infty$

Table 6-3: Αποτελέσματα για τον προσδιορισμό της ανηγμένης παραμόρφωσης λόγω συστολής ξηράνσεως

Προσδιορισμός συστολής ξήρανσης			
1. Αυτογενής συστολή ξήρανσης			
Χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου του σκυροδέματος στις 28 ημέρες	f_{ck}	35	MPa
Συνολική (δηλ. σε άπειρο χρόνο) τιμή αυτογενούς συστολής	$\varepsilon_{ca}(t=\infty)$	0,0000625	[-]
Συνάρτηση που εκφράζει το τμήμα της αυτογενούς συστολής σε χρόνο t	$\beta_{as}(t)$	1	[-]
Ανηγμένη παραμόρφωση αυτογενούς συστολής σε χρόνο t	$\varepsilon_{ca}(t)$	0,0000625	[-]
2. Συστολή ξήρανσης λόγω συρρίκνωσης ή αλλιώς σταδιακής αποξηράνσεως			
Εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος	A_c	8.963,32	cm ²
Περίμετρος πλάκας σε επαφή με ατμόσφαιρα	u	150	cm
Ισοδύναμο ύψος στοιχείου	h_o	1.195,11	mm
Ηλικία σκυροδέματος κατά την έναρξη της συρρίκνωσης	t_s	1	days
Χρόνος ελέγχου	t	36.525	days
Συνάρτηση χρονικής εξέλιξης σταδιακής αποξηράνσεως	$\beta_{ds}(t, t_s)$	0,957	[-]
Συντελεστής που εξαρτάται από την τιμή του ισοδύναμου ύψους του στοιχείου	k_h	0,7	[-]
Κατηγορία τσιμέντου	CEM	N	[-]
Συντελεστής 1 που εξαρτάται από την κατηγορία τσιμέντου	a_{ds1}	4	[-]
Συντελεστής 2 που εξαρτάται από την κατηγορία τσιμέντου	a_{ds2}	0,12	[-]
Σχετική υγρασία	RH	70	%
Συντελεστής επίδρασης σχετικής υγρασίας	β_{RH}	1,018	[-]
Μέση θλιπτική αντοχή σκυροδέματος	f_{cm}	43	MPa
Βασική τιμή ανηγμένης παραμόρφωσης λόγω συρρίκνωσης	$\varepsilon_{cd,0}$	0,0003410	[-]
Ανηγμένη παραμόρφωση συρρίκνωσης στον εξεταζόμενο χρόνο	$\varepsilon_{cd}(t)$	0,0002284	[-]
3. Συνολική συστολή ξήρανσης			
Συνολική ανηγμένη παραμόρφωση συστολής ξηράνσεως στον εξεταζόμενο χρόνο	$\varepsilon_{cs}(t)$	0,0002909	[-]

6.4 Επιπτώσεις συστολής ξήρανσεως

Η συνολική ανηγμένη παραμόρφωση $\varepsilon_{cs}(t)$ συστολής ξήρανσης προκαλεί ουσιαστικά βράχυνση του σκυροδέματος. Υπολογιστικά αυτό μπορεί να μεταφραστεί σε μία ισοδύναμη θλιπτική αξονική δύναμη, η οποία ασκείται στο κέντρο βάρους του σκυροδέματος και προκαλεί τη βράχυνση του σκυροδέματος. Η δύναμη αυτή μπορεί να υπολογισθεί ως εξής:

$$\sigma_c = \varepsilon_{cs} \cdot E_c \Leftrightarrow \frac{N_c}{A_c} = \varepsilon_{cs} \cdot E_c \Leftrightarrow N_c = \varepsilon_{cs} \cdot E_c \cdot A_c \quad (6.11)$$

Ωστόσο, σε μία σύμμικτη δοκό η βράχυνση του σκυροδέματος παρεμποδίζεται λόγω της διατμητικής σύνδεσης της πλάκας σκυροδέματος με τη σιδηροδοκό. Αυτό σημαίνει ότι στην πλάκα σκυροδέματος θα πρέπει να αναπτυχθεί μία ίση και αντίθετη αξονική δύναμη, η οποία θα παρεμποδίζει την ισοδύναμη θλιπτική αξονική δύναμη που δόθηκε προηγουμένως. Δηλαδή, εν τέλει λόγω της παρεμπόδισης στο σκυροδέμα θα αναπτυχθεί μία εφελκυστική αξονική δύναμη. Ο καταναγκασμός αυτός, δημιουργεί μία αυτεντατική κατάσταση, με αποτέλεσμα να δημιουργείται μία ίση και αντίθετη θλιπτική δύναμη στη συνολική σύμμικτη δοκό. Σε αυτήν τη φάση υπάρχει μία εφελκυστική αξονική δύναμη στο κέντρο βάρους του σκυροδέματος και μία ίση και αντίθετη θλιπτική δύναμη στο κέντρο βάρους της σύμμικτης δοκού. Αυτό σημαίνει ότι προκαλείται μία ροπή λόγω αυτού του ζεύγους δυνάμεων. Για να μπορέσει όμως η δοκός να ισορροπεί, θα πρέπει να αναπτυχθεί μία ίση και αντίθετη ροπή στη σύμμικτη διατομή.

Όπως προαναφέρθηκε, η συστολή ξήρανσης μπορεί να αντιμετωπιστεί ως διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος. Η διαφορά όμως μεταξύ συστολής ξήρανσης και διαφοράς θερμοκρασίας είναι ότι σε αντίθεση με την τελευταία που θεωρείται ως βραχυχρόνια φόρτιση και υπολογίζεται με συντελεστή ισοδυναμίας n_0 , η συστολή ξήρανσης μεταβάλλεται με το χρόνο. Έτσι, για τον εξεταζόμενο χρόνο πρέπει να προσδιορίζονται το μέγεθός της και τα χαρακτηριστικά της διατομής με βάση τους συντελεστές ισοδυναμίας n_s . Επομένως, εν τέλει υπολογίζονται τα εξής:

1. Εφελκυστική αξονική δύναμη στο κέντρο βάρους της πλάκας σκυροδέματος για την εξεταζόμενη χρονική στιγμή

$$N_{sh} = \varepsilon_{cs}(t) \cdot \frac{n_0}{n_s(t)} \cdot E_{cm} \cdot A_c \quad (6.12)$$

2. Θλιπτική αξονική δύναμη στο κέντρο βάρους της συνολικής σύμμικτης διατομής για την εξεταζόμενη χρονική στιγμή

$$N_{sh} = -\varepsilon_{cs}(t) \cdot \frac{n_0}{n_s(t)} \cdot E_{cm} \cdot A_c \quad (6.13)$$

3. Ροπή στο κέντρο βάρους της συνολικής σύμμικτης διατομής για την εξεταζόμενη χρονική στιγμή η οποία έχει φορά τέτοια ώστε να εφελκύνονται οι κάτω ίνες της διαδοκίδας

$$M_{sh} = N_{sh} \cdot \bar{z}_{1,s} \Leftrightarrow M_{sh} = N_{sh} \cdot (z_{1,s} - z_c) \quad (6.14)$$

όπου:

$\varepsilon_{cs}(t)$ η συνολική ανηγμένη παραμόρφωση συστολής ξήρανσης σε χρόνο t ημερών

n_0 ο λόγος ισοδυναμίας για βραχυχρόνια φόρτιση

$n_s(t)$ ο λόγος ισοδυναμίας για μακροχρόνια φόρτιση και συγκεκριμένα για τύπο φόρτισης κατάλληλο για τη συστολή ξήρανσης στον εξεταζόμενο χρόνο t. Είτε πρόκειται για πρωτογενείς επιρροές είτε πρόκειται και για δευτερογενείς επιρροές θα λαμβάνεται ο λόγος ισοδυναμίας για τύπο δράσης $L=PT$ (δευτερογενείς δράσεις) $\psi_L = 0,55$

E_{cm} η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος (χωρίς κανέναν συντελεστή, δηλ. με τιμή όπως ακριβώς δίνεται σε πίνακες)

A_c το πλήρες εμβαδόν του σκυροδέματος. Δηλ. με βάση το γεωμετρικό πλάτος και όχι το συνεργαζόμενο πλάτος.

$z_{1,s}$ η απόσταση του κέντρου βάρους της ισοδύναμης αρηγμάτωτης (δείκτης 1) σύμμικτης διατομής από την ανώτερη ίνα του σκυροδέματος υπολογισμένη με λόγο ισοδυναμίας $n_s(t)$

z_c η απόσταση του κέντρου βάρους του σκυροδέματος από την ανώτερη ίνα του σκυροδέματος

Το παραπάνω σύστημα δυνάμεων και ροπών προκαλεί:

- A. *Ισοστατικοί και υπερστατικοί φορείς*: Πρωτογενείς επιρροές, οι οποίες ουσιαστικά θα αποτελούν τις παραμένουσες τάσεις σε όλη τη σύμμικτη διατομή λόγω του αυτεντατικού συστήματος. Το σκυρόδεμα θα έχει εφελκυστικές τάσεις, ενώ η σιδηροδοκός θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις.
- B. *Ισοστατικοί φορείς*: η αυτεντατική κατάσταση λόγω των πρωτογενών επιρροών της συστολής ξήρανσης σε έναν ισοστατικό φορέα δεν προκαλεί εντατικές καταστάσεις. Δηλ. παρά το γεγονός ότι υπάρχουν τάσεις σε όλες τις διατομές (π.χ. μιας αμφιέριστης δοκού) το διάγραμμα ροπής θα εμφανίζεται μηδενικό λόγω συστολής ξήρανσης. Αντί της ανάπτυξης εντατικών μεγεθών, όμως, εκδηλώνονται ελεύθερα παραμορφώσεις στη δοκό, δηλ. βέλη κάμψης και στροφές.
- C. *Υπερστατικοί φορείς*: Δευτερογενείς επιρροές → Δηλ. οι παραμορφώσεις λόγω πρωτογενών επιρροών παρεμποδίζονται και έτσι αναπτύσσονται εντατικά μεγέθη, π.χ. ροπές. Αυτά τα εντατικά μεγέθη αποτελούν τις δευτερογενείς επιρροές.

Πρωτογενείς επιρροές

A. Αυτεντατική κατάσταση στις διατομές των σύμμικτων διαδοκίδων

Λόγω των δυνάμεων που παρουσιάστηκαν προηγουμένως θα αναπτυχθούν καθ' ύψος της σύμμικτης διατομής τάσεις, οι οποίες λαμβάνονται υπόψη στους ελέγχους για ΟΚΛ, αλλά όχι για ΟΚΑ. Υπολογίζονται: α) η θλιπτική ορθή τάση που δρα σε όλη τη σύμμικτη διατομή λόγω της θλιπτικής αξονικής δύναμης N_{sh} - οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τον λόγο ισοδυναμίας για δευτερογενείς επιρροές $n_s(t)$, β) αποκλειστικά για το σκυρόδεμα η εφελκυστική ορθή τάση λόγω της εφελκυστικής αξονικής δύναμης N_{sh} , και γ) οι ορθές τάσεις λόγω της M_s που ασκείται σε όλη τη σύμμικτη διατομή. Οι τάσεις αυτές υπολογίζονται από τους εξής τύπους:

$$\text{Άνω ίνα σκυροδέματος} \quad \sigma_{co,s} = \left[(+) \frac{N_{sh}}{A_c} \right] + \left[(-) \frac{N_{sh}}{A_{1,s} \cdot n_s(t)} \right] + \left[\frac{M_s}{W_{el,y,co,s}} \right] \quad (6.15)$$

$$\text{Κάτω ίνα σκυροδέματος} \quad \sigma_{cu,s} = \left[(+) \frac{N_{sh}}{A_c} \right] + \left[(-) \frac{N_{sh}}{A_{1,s} \cdot n_s(t)} \right] + \left[\frac{M_s}{W_{el,y,cu,s}} \right] \quad (6.16)$$

$$\text{Άνω ίνα σιδηροδοκού} \quad \sigma_{ao,s} = \left[(-) \frac{N_{sh}}{A_{1,s}} \right] + \left[\frac{M_s}{W_{el,y,ao,s}} \right] \quad (6.17)$$

$$\text{Κάτω ίνα σιδηροδοκού} \quad \sigma_{au,s} = \left[(-) \frac{N_{sh}}{A_{1,s}} \right] + \left[\frac{M_s}{W_{el,y,au,s}} \right] \quad (6.18)$$

Υπολογισμοί για ενδιάμεσες διαδοκίδες

-Η τιμή της αξονικής δύναμης είναι ίση με:

$$N_{sh} = \varepsilon_{cs}(t) \cdot \frac{n_0}{n_s(t)} \cdot E_{cm} \cdot A_c = 0,0002909 \cdot \frac{6,269}{17,999} \cdot 33,5GPa \cdot 7.880cm^2 \Leftrightarrow N_{sh} = 2.674,25kN$$

-Η τιμή της ροπής είναι ίση με:

$$M_{sh} = N_{sh} \cdot \bar{z}_{1,s} = N_{sh} \cdot (z_{1,s} - z_c) = 2.674,25kN \cdot (89,84cm - 13,34cm) \Leftrightarrow M_{sh} = 2.045,77kNm$$

- Η τάσεις στη σύμμικτη διατομή προκύπτουν εφαρμόζοντας τις αντίστοιχες σχέσεις:

$$\begin{aligned} \bullet \quad \sigma_{co,s} &= \left[(+) \frac{N_{sh}}{A_c} \right] + \left[(-) \frac{N_{sh}}{A_{1,s} \cdot n_s(t)} \right] + \left[\frac{M_s}{W_{el,y,co,s}} \right] \\ \Leftrightarrow \sigma_{co,s} &= \left[(+) \frac{2.674,25kN}{7.880cm^2} \right] + \left[(-) \frac{2.674,25kN}{1.257,81cm^2 \cdot 17,999} \right] + \left[\frac{2.045,77kNm}{-1.393.478,39cm^3} \right] \\ \Leftrightarrow \sigma_{co,s} &= [+3,394MPa] + [-1,181MPa] + [-1,468MPa] \\ \Leftrightarrow \sigma_{co,s} &= +0,744MPa \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad \sigma_{cu,s} &= \left[(+) \frac{N_{sh}}{A_c} \right] + \left[(-) \frac{N_{sh}}{A_{1,s} \cdot n_s(t)} \right] + \left[\frac{M_s}{W_{el,y,cu,s}} \right] \\ \Leftrightarrow \sigma_{cu,s} &= \left[(+) \frac{2.674,25kN}{7.880cm^2} \right] + \left[(-) \frac{2.674,25kN}{1.257,81cm^2 \cdot 17,999} \right] + \left[\frac{2.045,77kNm}{-2.282.782,43cm^3} \right] \end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{cu,s} = [+3,394MPa] + [-1,181MPa] + [-0,896MPa]$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{cu,s} = +1,316MPa$$

$$\bullet \sigma_{ao,s} = \left[(-) \frac{N_{sh}}{A_{1,s}} \right] + \left[\frac{M_s}{W_{el,y,ao,s}} \right] \Leftrightarrow \sigma_{ao,s} = \left[(-) \frac{2.674,25kN}{1.257,81cm^2} \right] + \left[\frac{2.045,77kNm}{-126.829,36cm^3} \right]$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{ao,s} = [-21,261MPa] + [-16,130MPa]$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{ao,s} = -37,391MPa$$

$$\bullet \sigma_{au,s} = \left[(-) \frac{N_{sh}}{A_{1,s}} \right] + \left[\frac{M_s}{W_{el,y,au,s}} \right] \Leftrightarrow \sigma_{au,s} = \left[(-) \frac{2.674,25kN}{1.257,81cm^2} \right] + \left[\frac{2.045,77kNm}{72.336,10cm^3} \right]$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{au,s} = [-21,261MPa] + [+28,281MPa]$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{au,s} = +7,020MPa$$

Table 6-4: Αποτελέσματα υπολογισμού πρωτογενών επιρροών λόγω συστολής ξηράνσεως στις σύμμικτες διαδοκίδες

Πρωτογενείς επιρροές συστολής ξήρανσης - Αυτεντατικές δυνάμεις και τάσεις			
Βραχυχρόνιος λόγος ισοδυναμίας	n_0	6,269	[-]
Μακροχρόνιος λόγος ισοδυναμίας για δευτερογενείς επιρροές	$n_{PT}(t=\infty)$	17,999	[-]
Συνολική ανηγμένη παραμόρφωση συστολής ξηράνσεως στον εξεταζόμενο χρόνο	$\epsilon_{cs}(t)$	0,000290872	[-]
Μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας	E_{cm}	33,5	GPa
Συνολικό εμβαδόν σκυροδέματος	A_c	7.880	cm ²
Εφελκυστική αξονική δύναμη στο κέντρο βάρους του σκυροδέματος	N_s	2.674,25	kN
Θλιπτική αξονική δύναμη στο κέντρο βάρους της συνολικής σύμμικτης διατομής	N_s	-2.674,25	kN
Κέντρο βάρους σύμμικτης διατομής μετρούμενο από την άνω ίνα σκυροδέματος	$Z_{K.B.1}$	89,84	cm
Απόσταση κέντρο βάρους συνολικά όλου του σκυροδέματος από άνω ίνα πλάκας σκυροδέματος	Z_c	13,34	cm
Απόσταση κέντρων βάρους του συνολικού σκυροδέματος και σύμμικτης διατομής	$Z_{K.B.1}-Z_c$	76,50	cm
Ροπή λόγω του ζεύγους αξονικών δυνάμεων λόγω συστολής ξηράνσεως	M_s	2.045,77	kNm
Εμβαδόν συνολικής ισοδύναμης σύμμικτης διατομής	$A_{1,s}$	1.257,81	cm ²
Εφελκυστική ορθή τάση στο σκυροδέμα λόγω εφελκυστικής αξονικής στο σκυροδέμα	N_s/A_c	3,394	MPa
Θλιπτική ορθή τάση στο σκυροδέμα λόγω θλιπτικής αξονικής σε όλη τη σύμμικτη διατομή	$N_s/(A_{1,s} * n_s)$	-1,181	MPa
Θλιπτική ορθή τάση στη σιδηροδοκό λόγω θλιπτικής αξονικής σε όλη τη σύμμικτη διατομή	$N_s/A_{1,s}$	-21,261	MPa
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα άνω ίνας σκυροδέματος*	$W_{el,y,co}$	-1.393.478,39	cm ³
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα κάτω ίνας σκυροδέματος*	$W_{el,y,cu}$	-2.282.782,43	cm ³
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα άνω ίνας σιδηροδοκού*	$W_{el,y,ao}$	-126.829,36	cm ³
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα κάτω ίνας σιδηροδοκού*	$W_{el,y,au}$	72.336,10	cm ³
Ορθή τάση λόγω ροπής συστολής ξήρανσης στην άνω ίνα σκυροδέματος	$M_s/W_{el,y,co}$	-1,468	MPa
Ορθή τάση λόγω ροπής συστολής ξήρανσης στην κάτω ίνα σκυροδέματος	$M_s/W_{el,y,cu}$	-0,896	MPa
Ορθή τάση λόγω ροπής συστολής ξήρανσης στην άνω ίνα σιδηροδοκού	$M_s/W_{el,y,ao}$	-16,130	MPa
Ορθή τάση λόγω ροπής συστολής ξήρανσης στην κάτω ίνα σιδηροδοκού	$M_s/W_{el,y,au}$	28,281	MPa
Συνολική ορθή τάση λόγω πρωτογενούς επιρροής συστολής ξηράνσεως:			
Άνω ίνα σκυροδέματος	$\sigma_{co,s}$	0,744	MPa
Κάτω ίνα σκυροδέματος	$\sigma_{cu,s}$	1,316	MPa
Άνω ίνα σιδηροδοκού	$\sigma_{ao,s}$	-37,391	MPa
Κάτω ίνα σιδηροδοκού	$\sigma_{au,s}$	7,020	MPa

*Το αρνητικό πρόσημο στις ροπές αντίστασης δηλώνει θλιπτικές ορθές τάσεις για ροπές που εφελκύνουν την κάτω ίνα της σύμμικτης διατομής.

Οι τάσεις και τα αποτελέσματα του Table 6-4 υπολογίζονται για την κάθε διατομή κατά μήκος της κάθε διαδοκίδας. Ωστόσο, επειδή οι διαδοκίδες σχεδιάζονται με την ίδια διατομή, με το ίδιο συνεργαζόμενο πλάτος και με το ίδιο μήκος αναμένεται να έχουν όλες το ίδιο αποτέλεσμα. Πράγματι, τα αποτελέσματα των υπολογισμών για τις πρωτογενείς επιρροές της συστολής ξήρανσης που δίνονται στον Table 6-4 επαληθεύονται με σχεδόν την ίδια ακρίβεια και από τους υπολογισμούς του λογισμικού Sofistik για όλες τις εσωτερικές διαδοκίδες, όπως φαίνεται και στο Figure 6.1 (c).

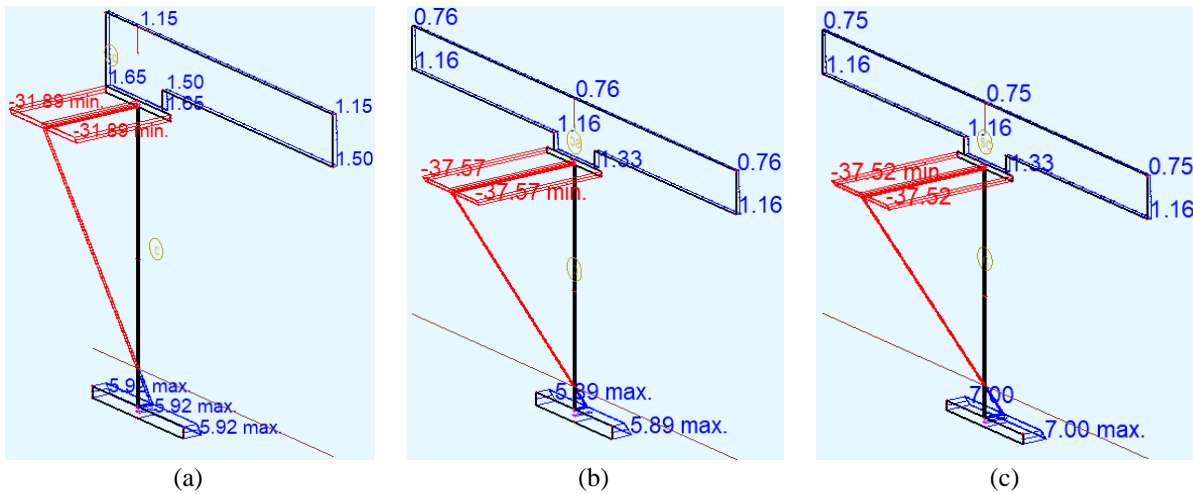


Figure 6.1: Διάγραμμα τάσεων λόγω πρωτογενών επιρροών συστολής ξήρανσης καθ' ύψος της κάθε σύμμικτης διατομής για $t=\infty$ (από το λογισμικό Sofistik) (μπλε – εφελκυσμός, κόκκινο – θλίψη) (a) Ακραία διαδοκίδα, (b) ενδιάμεσες διαδοκίδες $X=3,6,144,147\text{m}$, (c) ενδιάμεσες διαδοκίδες $6\text{m}<X<144\text{m}$

B. Ελεύθερη ανάπτυξη βελών κάμψεως στις «ισοστατικές» διαδοκίδες λόγω πρωτογενών επιρροών

Καθώς οι διαδοκίδες υλοποιούνται ως αμφιαρθρωτές και πρακτικά ισοστατικές, αποφεύγεται ο καταναγκασμός των πρωτογενών επιρροών και λαμβάνει μέρος ελεύθερη ανάπτυξη παραμορφώσεων - βελών και στροφών. Το μέγιστο βέλος λόγω ελεύθερης ανάπτυξης πρωτογενών επιρροών συστολής ξήρανσης θα πρέπει να συνυπολογιστεί κατά τους ελέγχους σε ΟΚΛ περί μέγιστων επιτρεπόμενων βελών. Τα βέλη αυτά υπολογίζονται από το λογισμικό και δίνονται με τις τιμές τους και τη διεύθυνση στο Figure 6.2, ενώ το προοπτικό της παραμόρφωσης δίνεται στο Figure 6.3. Το μέγιστο βέλος με βάση το Sofistik είναι ίσο με 17.1mm.

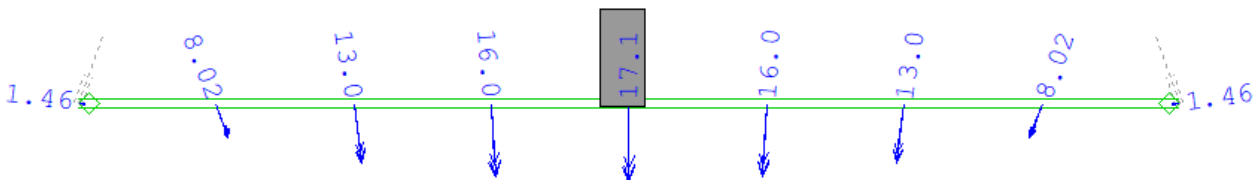


Figure 6.2: Βέλη κάμψεως στις σύμμικτες διαδοκίδες λόγω ελεύθερης ανάπτυξης πρωτογενών επιρροών συστολής ξήρανσης για $t=\infty$ (από το λογισμικό Sofistik) (βέλη σε mm)

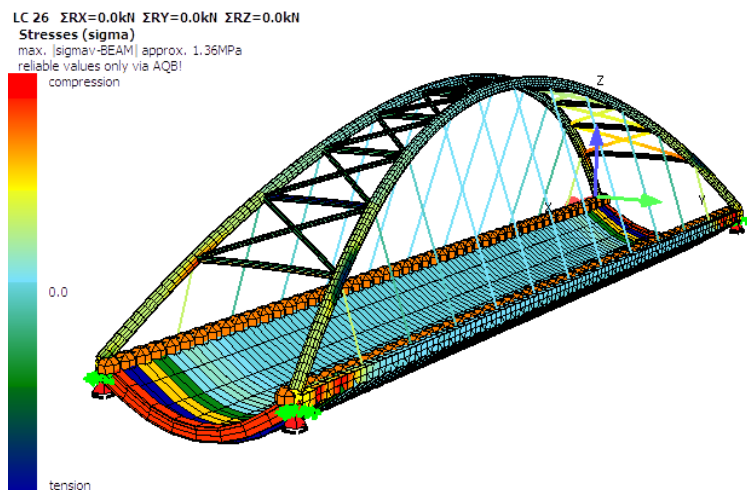


Figure 6.3: Βέλη κάμψεως στις σύμμικτες διαδοκίδες λόγω ελεύθερης ανάπτυξης πρωτογενών επιρροών συστολής ξήρανσης για $t=\infty$ (από το λογισμικό Sofistik)

Οι υπολογισμοί αυτοί μπορούν να επαληθευτούν και χωρίς τη χρήση του λογισμικού. Κάτω από την επιρροή της ροπής M_{sh} που δίνεται από τη Σχέση (6.14) μεταβάλλεται η καμπυλότητα της δοκού. Με βάση την τιμή της μεταβολής της καμπυλότητας μπορεί να χρησιμοποιηθεί η σχέση που υπολογίζει το βέλος κάμψης και δίνεται από την [18]. Οι σχέσεις έχουν ως εξής:

1. Η μεταβολή της καμπυλότητας λόγω επιρροής της ροπής M_{sh} που δίνεται από τη Σχέση (6.14) δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta\kappa_{sh} = \frac{M_{sh}}{E_a \cdot I_{1,s}} \quad (6.19)$$

όπου:

E_a το μέτρο ελαστικότητας του δομικού χάλυβα (210GPa)

$I_{1,y,s}$ η ροπή αδρανείας περί τον ισχυρό άξονα y-y της ισοδύναμης σύμμικτης δοκού υπολογισμένη για λόγο ισοδυναμίας δευτερογενών επιρροών n_{PT} την εξεταζόμενη χρονική στιγμή t.

2. Το βέλος λόγω μεταβολής καμπυλότητας για απλά στηριζόμενη δοκό, δηλ. αγνοώντας οποιαδήποτε συνέχεια στις στηρίξεις δίνεται από τη σχέση:

$$\delta_{sh} = 0,125 \cdot \Delta\kappa_{sh} \cdot L^2 \quad (6.20)$$

όπου:

L το συνολικό μήκος της απλά στηριζόμενης δοκού

Υπολογισμοί για ενδιάμεσες διαδοκίδες

-Η τιμή της μεταβολής καμπυλότητας είναι ίση με:

$$\Delta\kappa_{sh} = \frac{M_{sh}}{E_a \cdot I_{1,s}} = \frac{2.045,77kNm}{210GPa \cdot 6.955.651,76cm^4} = \frac{204.577kNcm}{21.000 \frac{kN}{cm^2} \cdot 6.955.651,76cm^4} \cdot \left(10^2 \frac{cm}{m}\right) \Leftrightarrow \Delta\kappa_{sh} = 0,00014 \frac{1}{m}$$

-Η τιμή του μέγιστου βέλους είναι ίση με:

$$\delta_{sh} = 0,125 \cdot \Delta\kappa_{sh} \cdot L^2 = 0,125 \cdot 0,00014 \frac{1}{m} \cdot (31m)^2 \Leftrightarrow \delta_{sh} = 0,0168m = 16,8mm \left(\approx \frac{L}{1.843}\right)$$

Όπως φαίνεται η τιμή του βέλους από τις σχέσεις είναι ίση με 16,8mm, ενώ με το λογισμικό Sofistik προκύπτει 17,1mm. Επομένως, οι δύο τιμές έχουν μια διαφορά της τάξεως των 1,78% και είναι σχεδόν ίσες.

Table 6-5: Αποτελέσματα υπολογισμού βελών λόγω ελεύθερης ανάπτυξης πρωτογενών επιρροών λόγω συστολής ξηράνσεως στις σύμμικτες διαδοκίδες

Υπολογισμός μέγιστου βέλους λόγω συστολής ξηράνσεως σε απλά-στηριζόμενες δοκούς (αγνοείται ενδεχόμενη συνέχεια στις στηρίξεις)			
Ροπή λόγω του ζεύγους αξονικών δυνάμεων λόγω συστολής ξηράνσεως	M_s	2.045,77	kNm
Μέτρο ελαστικότητας δομικού χάλυβα	E_a	210	GPa
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ισχυρό άξονα σύμμικτης διατομής	$I_{yy,1,s}$	6.955.651,76	cm ⁴
Μεταβολή καμπυλότητας απλά στηριζόμενη δοκού λόγω συστολής ξηράνσεως	$\Delta\kappa_{sh}$	0,0001401	1/m
Μήκος εξεταζόμενης απλά στηριζόμενης δοκού	L	31	m
Μέγιστο κατακόρυφο βέλος απλά στηριζόμενης δοκού λόγω συστολής ξηράνσεως	δ_{sh}	16,8	mm

Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ αναλυτικών σχέσεων και Sofistik

Table 6-6: Σύγκριση αποτελεσμάτων για τη συστολή ξηράνσεως μεταξύ εφαρμογής σχέσεων και του Sofistik

Εξεταζόμενο μέγεθος	Σύμβολο	Σχέσεις	Sofistik
Μέγιστο κατακόρυφο βέλος απλά στηριζόμενης δοκού λόγω συστολής ξηράνσεως	δ_{sh} (mm)	16,8	17,1
<u>Συνολική ορθή τάση λόγω πρωτογενούς επιρροής συστολής ξηράνσεως:</u>			
Άνω ίνα σκυροδέματος	$\sigma_{co,s}$ (MPa)	0,744	0,747
Κάτω ίνα σκυροδέματος	$\sigma_{cu,s}$ (MPa)	1,316	1,329
Άνω ίνα σιδηροδοκού	$\sigma_{ao,s}$ (MPa)	-37,391	-37,522
Κάτω ίνα σιδηροδοκού	$\sigma_{au,s}$ (MPa)	7,020	7,003

7 Δράσεις: Μόνιμες G₁

7.1 Ίδιον βάρος δομικού χάλυβα (από λογισμικό)

Στην εργασία το ίδιο βάρος υπολογίζεται με την ακριβή του τιμή από το Sofistik. Με γνωστές τις διατομές και το εμβαδόν της διατομής τους, ο υπολογισμός γίνεται από το λογισμικό μέσω του ειδικού βάρους του χάλυβα, το οποίο είναι ίσο με:

$$\gamma = 78,5 \frac{kN}{m^3}$$

Θα πρέπει να ληφθεί, όμως, και κατάλληλη προσαύξηση, η οποία θα λαμβάνει υπόψη και τα πρόσθετα βάρη στοιχείων, όπως νευρώσεων, συνδέσεων, κομβοελάσματος, κοχλιών, συγκολλήσεων, κάθε είδους ενισχύσεων κ.α. Η τελική επιλογή της τιμής εξαρτάται από τον τύπο του φορέα, της γέφυρας κλπ. Για παράδειγμα, μία καλή εκτίμηση είναι η προσαύξηση κατά 20% για οδικές γέφυρες και κατά 10% για πεζογέφυρες. Γενικώς, όμως ισχύει στη γεφυροποιία ότι:

$$\text{Προσαύξηση ειδικού βάρους} = 10\% - 20\%$$

Για την τοξωτή γέφυρα θεωρείται ότι η προσαύξηση του ειδικού βάρους για όλα τα μέλη από δομικό χάλυβα με τον ίδιο προσαυξητικό συντελεστή θα ήταν μια μεγάλη υπερβολή. Για παράδειγμα, το ειδικό βάρος αυξήθηκε κατά 20% για τις σύμμικτες διαδοκίδες, κάτι το οποίο δικαιολογείται κυρίως από το μεγάλο πλήθος των συγκολλημένων διατμητικών ήλων κατά μήκος των διαδοκίδων. Προσαύξηση των 20% δέχεται και ο ελκυστήρας, για να ληφθεί κυρίως υπόψη το ίδιο βάρος των συνδέσεων (ελάσματα, συγκολλήσεις, κοχλίες) μεταξύ διαδοκίδων και ελκυστήρα, αλλά και το βάρος των ελασμάτων για τις ενισχύσεις. Παρόμοιο σκεπτικό που λαμβάνει υπόψη τις συνδέσεις μεταξύ δικτύωσης τόξων και τόξου χρησιμοποιείται και για τον δομικό χάλυβα τον τόξων, με τη μόνη διαφορά ότι γίνεται αύξηση κατά 10% (απώλεια ήλων). Εξαιρέση από τον κανόνα της αύξησης θεωρείται ότι αποτελεί ο δομικός χάλυβας των στοιχείων δικτύωσης μεταξύ τόξων. Σε αυτόν χρησιμοποιείται κανονικά η τιμή των 78,5 kN/m³. Συνολικά τα ειδικά βάρη που χρησιμοποιήθηκαν δίνονται στον Table 7-1. Με βάση αυτές τις τιμές και το εμβαδόν διατομής το λογισμικό εφαρμόζει γραμμικά φορτία κατά μήκος των στοιχείων, όπως φαίνεται στο Figure 7.1.

Table 7-1: Οι τιμές του προσαυξημένου ειδικού βάρους για τα διάφορα στοιχεία της τοξωτής γέφυρας

Στοιχείο	Προσαύξηση ειδικού βάρους	Προσαυξημένο ειδικό βάρος
Διαδοκίδα	20%	$\gamma = 1,2 \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 \Leftrightarrow \gamma = 94,2 \text{ kN/m}^3$
Ελκυστήρας	20%	$\gamma = 1,2 \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 \Leftrightarrow \gamma = 94,2 \text{ kN/m}^3$
Τόξο	10%	$\gamma = 1,1 \cdot 78,5 \text{ kN/m}^3 \Leftrightarrow \gamma = 86,35 \text{ kN/m}^3$
Δικτύωση τόξων	0%	$\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$

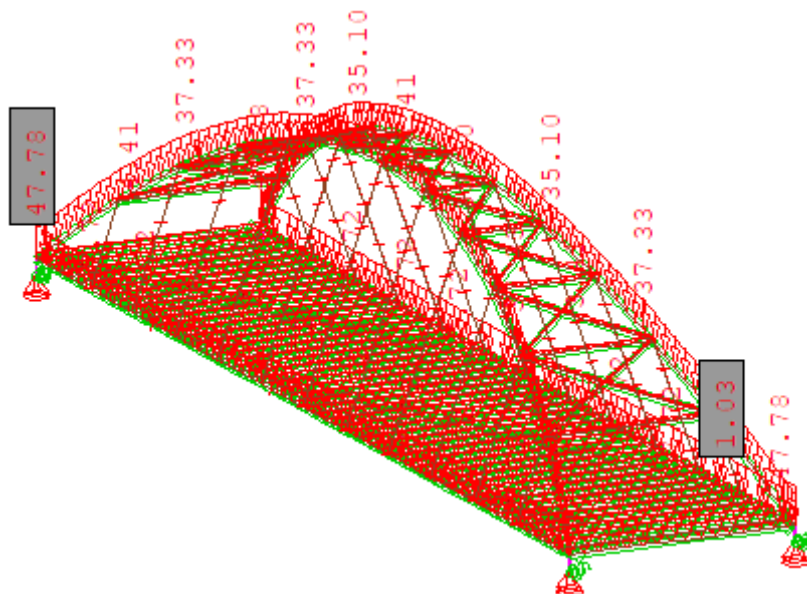


Figure 7.1: Το γραμμικό φορτίο του ίδιου βάρους του δομικού χάλυβα που εισήχθη στο Sofistik.

7.2 Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου

Το βάρος του χαλυβδόφυλλου λαμβάνεται συνήθως από πίνακες του κατασκευαστή, οι οποίοι δίνουν την τιμή του σε βάρος ανά επιφάνεια. Μια ενδεικτική τιμή για το βάρος του χαλυβδόφυλλου είναι 16 kg/m^2 . Ωστόσο, στην τιμή αυτή θα πρέπει να λαμβάνεται και μία προσαύξηση βάρους για να ληφθούν υπόψη ενδεχόμενες στρώσεις επικαλύψεων, προστατευτικές βαφές κ.α. Με βάση την [1] η προσαύξηση λαμβάνεται ίση με $\Delta w_p = 4 \text{ kg/m}^2$. Το βάρος του χρησιμοποιούμενου χαλυβδόφυλλου SYMDECK100 της ΕΛΑΣΤΡΟΝ με πάχος ίσο με 1,5mm δίνεται ίσο με $17,84 \text{ kg/m}^2 \approx 18 \text{ kg/m}^2$. Επομένως, το τελικό ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου για τους υπολογισμούς θα είναι:

$$w_p = w_{p,\text{από πίνακα κατασκευαστή}} + \Delta w_p \Leftrightarrow w_p = 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \Leftrightarrow g_{1,p} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Το φορτίο αυτό λαμβάνεται σε όλη την επιφάνεια της γέφυρας (κατά πλάτος τα σημεία έναρξης και πέρατος λαμβάνονται στην παρειά της διατομής του ελκυστήρα), όπως φαίνεται στο Figure 7.2.

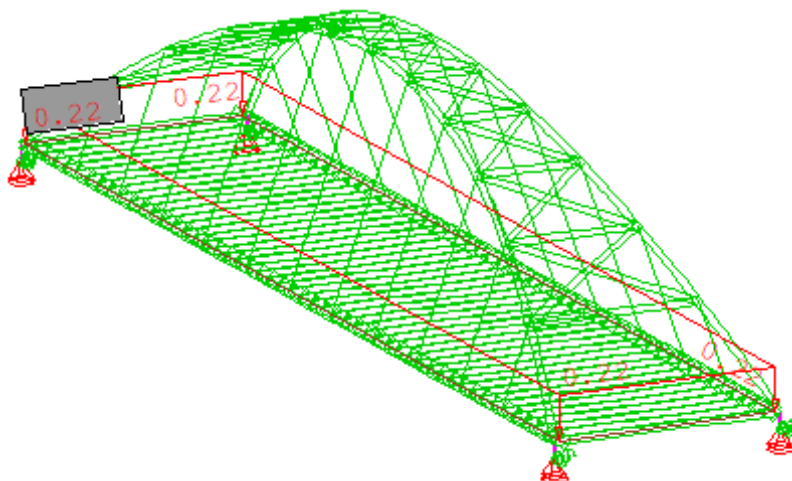


Figure 7.2: Το επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους του χαλυβδόφυλλου που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2]

7.3 Ίδιον βάρος σύμμικτης πλάκας σκυροδέματος

7.3.1 Σκυρόδεμα στη φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής το σκυρόδεμα δεν έχει σκληρυνθεί ακόμη και η μορφή του σκυροδέματος είναι υγρή. Επομένως, το σκυρόδεμα λαμβάνεται ως νωπό. Το ειδικό βάρος του νωπού σκυροδέματος ισούται με:

$$\gamma_{c,wet} = 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Το νωπό σκυρόδεμα θεωρείται ως κινητό φορτίο. Αυτό γίνεται για να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες και ο δυναμικός χαρακτήρας της φόρτισης λόγω της ρευστής μορφής του. Ο συντελεστής ασφαλείας δυσμενούς επιρροής λαμβάνεται ως:

$$\gamma_{Q,unf} = 1,5$$

7.3.2 Σκυρόδεμα στη φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει σκληρυνθεί και η μορφή του σκυροδέματος είναι ξηρή. Το ειδικό βάρος του ξηρού σκυροδέματος ισούται με:

$$\gamma_{c,dry} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Το ξηρό σκυρόδεμα θεωρείται ως μόνιμο φορτίο. Ο συντελεστής ασφαλείας δυσμενούς επιρροής λαμβάνεται ως:

$$\gamma_{G,unf} = 1,35$$

7.3.3 Υπολογισμοί για τη σύμμικτη πλάκα: ισοδύναμο πάχος σκυροδέματος και ponding effect

Η ύπαρξη των αυλακώσεων λόγω της χρήσης του χαλυβδόφυλλου καθιστά δύσκολο τον λεπτομερή ορισμό των φορτίων που θα πρέπει να ασκηθούν στο προσομοίωμα ώστε να ληφθεί το ίδιο βάρος του σκυροδέματος. Μια απλή και καλή προσεγγιστική μέθοδος είναι ο υπολογισμός του φορτίου μέσω της χρήσης ενός ισοδύναμου σταθερού πάχους σκυροδέματος. Ωστόσο, στο πάχος αυτό θα πρέπει να συνυπολογιστεί και μια επαύξηση που προέρχεται από την καμπτική παραμόρφωση του χαλυβδόφυλλου, γνωστή στον κανονισμό και ως *ponding effect*. Οι απαιτούμενοι υπολογισμοί πρέπει να ακολουθούν τις αντίστοιχες διατάξεις των Ευρωκωδίκων και δίνονται αναλυτικά στο κείμενο που ακολουθεί.

1. Γεωμετρικά δεδομένα χαλυβδόφυλλου και σύμμικτης πλάκας

-Τα δεδομένα του χαλυβδόφυλλου παρουσιάζονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 15.2

-Το συμπαγές τμήμα της πλάκας στη γεφυροποιία πρέπει να έχει ελάχιστη τιμή ίση με $h_{c,min} = 250mm$.

-Λαμβάνοντας υπόψη ότι το συνολικό ύψος του χαλυβδόφυλλου είναι ίσο με $h_p = 100mm$, επιλέγεται να μελετηθεί μία σύμμικτη πλάκα με συνολικό ύψος (δηλ. από άνω ίνα σκυροδέματος μέχρι κάτω ίνα χαλυβδόφυλλου) ίσο με:

$$h = 350mm = 35 cm$$

-Για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της πλάκας σκυροδέματος λαμβάνεται ότι η πλάκα αποτελείται από δύο μέρη:

A. Συμπαγές τμήμα πλάκας πάνω από την άνω παρειά του χαλυβδόφυλλου με πάχος

$$h_c = h - h_p = 350mm - 100mm \Leftrightarrow h_c = 250mm = 25cm \geq h_{c,min} = 250mm$$

B. Τμήματα σκυροδέματος που γεμίζουν τις αυλακώσεις του χαλυβδόφυλλου ή αλλιώς που γεμίζουν τη λεγόμενη κυψέλη του χαλυβδόφυλλου. Συνήθως γίνεται χρήση τραπεζοειδών χαλυβδόφυλλων, και επομένως δημιουργούνται τραπεζοειδή τμήματα σκυροδέματος μέσα στις κυψέλες αυτές.

-Συνεπώς, γίνεται δύσχρηστη η εφαρμογή ενός ενιαίου επιφανειακού φορτίου (kN/m^2), από τη στιγμή που αυτό είναι μεταβλητό. Για να μπορέσει να υπολογισθεί ένα ενιαίο επιφανειακό φορτίο θα πρέπει να θεωρηθεί ένα ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος πλάκας (ή με την ονομασία του EN 1994 ένα ονομαστικό πάχος/nominal depth) που συμβολίζεται ως h_{eq} .

2. Πλάτος αναφοράς υπολογισμών

-Οι υπολογισμοί γίνονται λαμβάνοντας ένα πλάτος αναφοράς του χαλυβδόφυλλου, το οποίο θα είναι ίσο με το πλάτος του φατνώματος, δηλ.:

$$b_s = 275mm$$

3. Το εμβαδόν της τραπεζοειδούς επιφάνειας σκυροδέματος με βάση το κατασκευαστικό σχέδιο εκτιμάται ίσο με:

$$A_{trap,c} = 11.876mm^2$$

4. Πρόσθετο ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος πλάκας σκυροδέματος

$$h_{sl,add,0} = \frac{A_{trap,c}}{b_s} = \frac{11.876mm^2}{275mm} \Leftrightarrow h_{eq} = 43,19mm = 4,3cm$$

5. Υπολογισμός αρχικού ισοδύναμου ομοιόμορφου πάχους πλάκας.

$$h_{eq,0} = h_c + h_{sl,add,0} \quad (7.1)$$

$$h_{eq,0} = h_c + h_{sl,add,0} = 250mm + 43,19mm = 25cm + 4,3cm \Leftrightarrow h_{eq,0} = 293,19mm = 29,3cm$$

7.3.3.1 Ponding effect

Πρόκειται για όρο, ο οποίος στην ελληνική ορολογία δεν υπάρχει. Με βάση την EN 1994-2:2005 §2.3.1 (2) με τον όρο ponding effect νοείται ουσιαστικά ο κίνδυνος υπερφόρτισης του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση κατασκευής. Κατά αυτήν τη φάση το χαλυβδόφυλλο ουσιαστικά λειτουργεί ως μεταλλότυπος (ή σιδηρότυπος), και κάτω από το ίδιο βάρος του νεπού σκυροδέματος, που σκυροδετείται πάνω του, παραμορφώνεται αναπτύσσοντας

βέλος. Στο σημείο αυτό τονίζεται ότι η σκυροδέτηση θα συνεχίζεται μέχρι το σκυρόδεμα να «γεμίσει» το προβλεπόμενο πάχος της σύμμικτης πλάκας, δηλ. μέχρι να φτάσει το οριζόντιο επίπεδο στην ανώτερη στάθμη της πλάκας αυτής.

Επομένως, γίνεται κατανοητό ότι λόγω του βέλους και της γέμισης μέχρι το οριζόντιο επίπεδο, στην ουσία έχει χυθεί παραπάνω ποσότητα σκυροδέματος σε σχέση με αυτήν που προβλέπεται από τους υπολογισμούς για το συνολικό πάχος της σύμμικτης πλάκας. Αυτό σημαίνει ότι προκύπτει πρόσθετο βάρος σκυροδέματος κατά τη φάση κατασκευής. Έτσι, και πάλι με βάση την EN 1994-2:2005 §2.3.1 (2), το rponding effect θα πρέπει να λαμβάνεται σίγουρα σαν επιπλέον δράση στη φάση κατασκευής κατά την οποία γίνεται ο έλεγχος του χαλυβδόφυλλου.

Γενικά αναφορές για το rponding effect γίνονται τόσο στην προαναφερθείσα EN 1994-2:2005 §2.3.1 (2) και στην EN 1994-1-1:2004 §2.3.1 (2). Ωστόσο, μόνο η δεύτερη – δηλ. το EN που αφορά τα κτήρια και όχι γέφυρες – έχει διάταξη που αναγράφει τότε μπορεί να ληφθεί και τότε όχι το rponding effect. Γενικά, στις γέφυρες υπέρ ασφαλείας θα πρέπει πάντα να συνυπολογίζεται το πρόσθετο βάρος σκυροδέματος λόγω rponding effect, ακόμα και αν με βάση τις διατάξεις του EN 1994-1-1:2004 αμελείται (αυτό γίνεται στην [1]). Επίσης, το EN των γεφυρών δεν αναγράφει τίποτα για το πόσο θα πρέπει να είναι το πρόσθετο πάχος του rponding effect. Σύμφωνα με την [1] η τιμή είναι ίδια με αυτήν που δίνεται για τα κτήρια.

Παρακάτω δίνονται τα βήματα των υπολογισμών:

6. Υπολογισμός θεωρητικού ανοίγματος αμφιέριστου συστήματος για χαλυβδόφυλλα
-Οι υπολογισμοί δίνονται αναλυτικά στο κεφάλαιο 15.3 απ' όπου λαμβάνεται ότι:

$$l_{eff} = 2.540mm$$

7. Φορτία για τον υπολογισμό του βέλους δ του χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής για τον έλεγχο του rponding effect

-Τα φορτία που θα πρέπει να λαμβάνονται είναι τα εξής:

- a. Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §9.3.2 (2) λαμβάνονται:

- i) Το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου
ii) Το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος

- b. Με βάση την [1]:

- i) Το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου
ii) Το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος
iii) Τα φορτία διάστρωσης

-Εννοείται ότι με τον δεύτερο τρόπο προκύπτει μεγαλύτερο συνολικό φορτίο και μεγαλύτερο βέλος, και επιλέγεται αυτός ο τρόπος.

8. (Μόνιμο 1): Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου με την προσαύξηση λόγω επικάλυψεων
-Όπως δίνεται στο κεφάλαιο 7.2 θα είναι:

$$g_{sheeting} = 18 \frac{kg}{m^2} + 4 \frac{kg}{m^2} = 22 \frac{kg}{m^2} = 0,22 \frac{kN}{m^2}$$

9. (Κινητό 1): Ίδιον βάρος ισοδύναμου αρχικού ομοιόμορφου πάχους πλάκας νωπού σκυροδέματος

$$q_{slab,eq,0} = g_{slab,eq,0} = h_{eq,0} \cdot \gamma_{c,wet} = 0,29319m \cdot 26 \frac{kN}{m^3} \cong 7,62 \frac{kN}{m^2}$$

10. (Κινητά 2 και 3): Φορτία διάστρωσης

-Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §9.3.2 (1) λαμβάνονται από την EN 1991-1-6:2005 §4.11.2 (1).

-Υπάρχουν δύο ειδών διατυπώσεις για το πώς θα πρέπει να λαμβάνονται:

- A. Με βάση την EN 1991-1-6:2005 §4.11.2 (1):

Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο έξω από την περιοχή εργασίας των $3m \times 3m$ (είναι το Q_{ca})

$$q_1 = 0,75 \frac{kN}{m^2}$$

Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην επιφάνεια εργασίας των $3m \times 3m$ (είναι τα Q_{ca} και επιπλέον Q_{cf})

$$0,75 \frac{kN}{m^2} \leq q_2 = 10\% \cdot g_{slab,concrete} \leq 1,50 \frac{kN}{m^2}$$

Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε όλη την επιφάνεια

$$q_3 = Q_{cc} + Q_{cf}$$

όπου:

Q_c τα κατασκευαστικά φορτία

Q_{ca} το εργατοτεχνικό προσωπικό με μικρό επί τόπου εξοπλισμό

Q_{cc} ξυλότυποι και φέροντα στοιχεία

Q_{cf} το βάρος του νωπού σκυροδέματος

B. Με βάση την [1]:

Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε όλη την επιφάνεια $q_1 = 0,75 \frac{kN}{m^2}$

Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην επιφάνεια εργασίας των $3m \times 3m$ $q_2 = 0,75 \frac{kN}{m^2}$

-Αυτό ισοδυναμεί με:

Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο έξω από την περιοχή εργασίας των $3m \times 3m$ $q_1 = 0,75 \frac{kN}{m^2}$

Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο στην επιφάνεια εργασίας των $3m \times 3m$ $q_2 = 1,50 \frac{kN}{m^2}$

Από τη στιγμή που εξετάζεται λωρίδα πλάτους 1m οι υπολογισμοί γίνονται σε kN/m. Αυτό σημαίνει ότι αν το μήκος για την ισοδύναμη δοκό του χαλυβδόφυλλου είναι $l_{eff} \leq 3m$, τότε έχουμε μια επιφάνεια $1m \times l_{eff}$ μικρότερη των $3m \times 3m$, και λαμβάνεται αμέσως ότι το φορτίο διάστρωσης είναι ίσο με $q_2 = 1,50kN/m^2$ σε όλο το μήκος της δοκού.

Ουσιαστικά με βάση την [1] λαμβάνεται στην περιοχή $3m \times 3m$ η δυσμενέστερη περίπτωση υπέρ της ασφαλείας, για αυτό και επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί υπέρ της ασφαλείας αυτός ο υπολογισμός.

-Στην περίπτωση αυτή είναι:

$$l_{eff} = 2.540mm = 2,54m \leq 3m \rightarrow \text{άρα, θα είναι παντού } q_2 = 1,50kN/m^2 \text{ ως φορτίο διάστρωσης.}$$

-Σημειώνεται ότι σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα θα ήταν:

$$0,75 \frac{kN}{m^2} \leq q_2 = 10\% \cdot g_{slab,concrete} = 0,1 \cdot 7,62 \frac{kN}{m^2} = 0,762 \frac{kN}{m^2} \leq 1,50 \frac{kN}{m^2}$$

11. Συνδυασμός δράσεων για τον υπολογισμό του βέλους δ του χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής για τον έλεγχο του ponding effect

-Για τον υπολογισμό των παραμορφώσεων σε οδική γέφυρα χρησιμοποιείται ο συγχός συνδυασμός,

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{ki} &\rightarrow q_{d,0} = (g_{sheeting}) + \psi_{2,i} \cdot (q_{slab,eq,0} + q_2) \\ \Leftrightarrow q_{d,0} &= 0,22 \frac{kN}{m^2} + 1 \cdot \left(7,62 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \frac{kN}{m^2} \right) \\ \Leftrightarrow q_{d,0} &= 9,34 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

-Εφόσον μελετάται λωρίδα χαλυβδόφυλλου πλάτους 1 m, μπορεί να γίνει χρήση των επιφανειακών φορτίων kN/m^2 και τα αποτελέσματα να δοθούν ανά τρέχον μέτρο χαλυβδόφυλλου είτε μπορεί να ληφθούν αμέσως επί 1m και να γίνουν kN/m . Επομένως:

$$q_{d,0} = 9,34 \frac{kN}{m}$$

12. Υπολογισμός του βέλους δ του χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής για τον έλεγχο του ponding effect

-Το βέλος υπολογίζεται από την αναλυτική σχέση για αμφίεριστο άνοιγμα.

-Η ροπή αδρανείας περί τον ισχυρό άξονα για τη διατομή του χαλυβδόφυλλου υπολογίζεται αναλυτικά στο κεφάλαιο 15. Το αποτέλεσμα που θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί πρέπει να αναφέρεται στη λωρίδα ενός μέτρου, δηλ. από τα τελικά αποτελέσματα που δίνονται στο κεφάλαιο 15.7 θα είναι:

$$I_{yy} = 830.033mm^4 = 83cm^4 \quad \text{ή} \quad \frac{I_{yy}}{b_s} = \frac{830.033mm^4}{0,275m} \Leftrightarrow \frac{I_{yy}}{b_s} = 301,83 \frac{cm^4}{m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_{yy}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,34 \frac{kN}{m} \cdot (254cm)^4}{210 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2} \cdot 301,83cm^4} \Leftrightarrow \delta = 0,00799m = 0,799cm = 7,99mm$$

13. Έλεγχος του ponding effect

-Υπάρχουν δύο τρόποι υπολογισμών – ένας με βάση το EN 1994-1-1:2004 και ένας με βάση την [2]. Και στους δύο τρόπους θα πρέπει να υπολογιστεί το βέλος του χαλυβδόφυλλου για ΟΚΛ για τα φορτία που παρουσιάστηκαν σε προηγούμενο βήμα. Στη συνέχεια ελέγχονται οι παρακάτω συνθήκες για το κατακόρυφο βέλος δ στο μέσον του χαλυβδόφυλλου υπό τα φορτία αυτά.

a. Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §9.3.2 (2):

$$A) \quad \text{Αν } \delta < \frac{1}{10} \cdot h \rightarrow \text{αγνοείται η αύξηση του ονομαστικού πάχους σκυροδέματος} \quad (7.2)$$

$$B) \quad \text{Αν } \delta > \frac{1}{10} \cdot h \rightarrow \text{λαμβάνεται η αύξηση του ονομαστικού πάχους σκυροδέματος σε ολόκληρο το άνοιγμα} \quad (7.3)$$

$$\Delta h = 0,7 \cdot \delta \quad (7.4)$$

$$h_{eq} = h_{eq,αρχ} + \Delta h \quad (7.5)$$

όπου:

δ το κατακόρυφο βέλος του χαλυβδόφυλλου στο μέσον για ΟΚΛ, υπό το ίδιο βάρος του χαλυβδόφυλλου και του νεπού σκυροδέματος

h το συνολικό ύψος/πάχος της σύμμικτης πλάκας

Δh το πρόσθετο πάχος σκυροδέματος σε ολόκληρο το άνοιγμα που λαμβάνει υπόψη το ponding effect

$h_{eq,αρχ}$ το αρχικό ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος της σύμμικτης πλάκας

h_{eq} το τελικό ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος της σύμμικτης πλάκας μετά την προσαύξηση λόγω του ponding effect

-Δηλ. θα είναι:

$$\delta = 7,99mm < \frac{1}{10} \cdot h = \frac{1}{10} \cdot 350mm = 35mm \rightarrow \text{αγνοείται η αύξηση του ονομαστικού πάχους σκυροδέματος}$$

b. Με βάση την [2]:

$$A) \quad \text{Αν } \delta < \min\left(\frac{L}{250}; 20mm\right) \rightarrow \text{αγνοείται η αύξηση του ονομαστικού πάχους σκυροδέματος} \quad (7.6)$$

$$B) \quad \text{Αν } \delta > \min\left(\frac{L}{250}; 20mm\right) \rightarrow \text{λαμβάνεται η αύξηση του ονομαστικού πάχους σκυροδέματος στο άνοιγμα} \quad (7.7)$$

$$\Delta h = 0,7 \cdot \delta \quad (7.8)$$

$$h_{eq} = h_{eq,αρχ} + \Delta h \quad (7.9)$$

-Δηλ. θα είναι:

$$\delta = 7,99mm < \min\left(\frac{L}{250}; 20mm\right) = \min\left(\frac{2.540mm}{250}; 20mm\right) = \min(10,16mm; 20mm) = 10,16mm \\ \rightarrow \text{αγνοείται η αύξηση του ονομαστικού πάχους σκυροδέματος}$$

14. Πρόσθετο βέλος λόγω ponding effect

-Με βάση τους υπολογισμούς για τα κτήρια θα μπορούσε να αγνοηθεί η επιρροή του ponding effect. Ωστόσο, και επειδή πρόκειται για γεφυροποιία αποφασίζεται να ληφθεί υπόψη αύξηση του ισοδύναμου ομοιόμορφου πάχους ως εξής:

$$\Delta h = 0,7 \cdot \delta = 0,7 \cdot 7,99mm \Leftrightarrow \Delta h = 5,59mm$$

15. Τελικά, το συνολικό ισοδύναμο πάχος της σύμμικτης πλάκας με τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο

$$h_{eq} = h_{eq,αρχ} + \Delta h = 293,19mm + 5,59mm \Leftrightarrow h_{eq} = 298,78mm$$

7.3.4 Κατανεμημένο φορτίο πλάκας σκυροδέματος σε γέφυρα. Πώς και πού εφαρμόζεται?

Ακριβής προσέγγιση

-Θέσεις πάνω από διαδοκίδες: Πάνω στο άνω πέλμα των διαδοκίδων θα γίνει συγκόλληση διαμητικών ήλων. Επομένως, στις θέσεις αυτές επιλέγεται να γίνει διακοπή του χαλυβδόφυλλου, και έτσι, στις θέσεις αυτές θα πρέπει να ληφθεί ολόκληρο το πάχος σκυροδέματος ίσο με $h = 350mm$.

-Υπόλοιπες θέσεις: Στην υπόλοιπη επιφάνεια της γέφυρας θα ληφθεί σταθερό πάχος ίσο με το ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος πλάκας μαζί με την προσαύξηση λόγω ponding effect, δηλ. $h_{eq} = 298,79mm$.

-Και για τις δύο τιμές θα πρέπει να υπολογιστούν τα αντίστοιχα μεγέθη για νωπό και ξηρό σκυρόδεμα. Στο τέλος, πρακτικά θα ασκηθεί παντού το $g_{slab,eq}$ και απλά πάνω από τις διαδοκίδες ένα πρόσθετο φορτίο ίσο με τη διαφορά των δύο.

a. Νωπό σκυρόδεμα

$$g_{slab,cross,wet} = h \cdot \gamma_{c,wet} = 0,35m \cdot 26 \frac{kN}{m^3} \Leftrightarrow g_{slab,cross,wet} = 9,10 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{slab,eq,wet} = h_{eq} \cdot \gamma_{c,wet} = 0,29879m \cdot 26 \frac{kN}{m^3} \Leftrightarrow g_{slab,eq,wet} = 7,77 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta g_{slab,wet} = g_{slab,cross,wet} - g_{slab,eq,wet} = 9,10 \frac{kN}{m^2} - 7,77 \frac{kN}{m^2} \Leftrightarrow \Delta g_{slab,wet} = 1,33 \frac{kN}{m^2}$$

b. Ξηρό σκυρόδεμα

$$g_{slab,cross,dry} = h \cdot \gamma_{c,dry} = 0,35m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \Leftrightarrow g_{slab,cross,dry} = 8,75 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{slab,eq,dry} = h_{eq} \cdot \gamma_{c,dry} = 0,29879m \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \Leftrightarrow g_{slab,eq,dry} = 7,47 \frac{kN}{m^2}$$

$$\Delta g_{slab,dry} = g_{slab,cross,dry} - g_{slab,eq,dry} = 8,75 \frac{kN}{m^2} - 7,47 \frac{kN}{m^2} \Leftrightarrow \Delta g_{slab,dry} = 1,28 \frac{kN}{m^2}$$

Απλοποιητική προσέγγιση

-Κυρίως για υπολογισμούς «στο χέρι» μπορεί να ληφθεί στην επιφάνεια της γέφυρας σταθερό επιφανειακό φορτίο. Επίσης, για το μοντέλο στη φάση κατασκευής μπορεί να ασκηθεί γραμμικό φορτίο στις διαδοκίδες. Οι υπολογισμοί δίνονται παρακάτω.

a. Νωπό σκυρόδεμα

$$\begin{aligned} \bullet \quad g_{slab,wet,aprr}^* &= \Delta g_{slab,wet} \cdot l_{c,p} + g_{slab,eq,wet} \cdot l_{cross} \Leftrightarrow g_{slab,wet,aprr}^* = 1,33 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,38m + 7,77 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m \\ &\Leftrightarrow g_{slab,wet,aprr}^* = 0,51 \frac{kN}{m} + 23,30 \frac{kN}{m} \\ &\Leftrightarrow g_{slab,wet,aprr}^* = 23,81 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

$$\bullet \quad g_{slab,wet,aprr} = \frac{g_{slab,wet,aprr}^*}{l_{cross}} = \frac{23,81 \frac{kN}{m}}{3m} \Leftrightarrow g_{slab,wet,aprr} = 7,94 \frac{kN}{m^2}$$

b. Ξηρό σκυρόδεμα

$$\begin{aligned} \bullet \quad g_{slab,dry,aprr}^* &= \Delta g_{slab,dry} \cdot l_{c,p} + g_{slab,eq,dry} \cdot l_{cross} \Leftrightarrow g_{slab,dry,aprr}^* = 1,28 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,38m + 7,47 \frac{kN}{m^2} \cdot 3m \\ &\Leftrightarrow g_{slab,dry,aprr}^* = 0,49 \frac{kN}{m} + 22,41 \frac{kN}{m} \\ &\Leftrightarrow g_{slab,dry,aprr}^* = 22,89 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

$$\bullet \quad g_{slab,dry,aprr} = \frac{g_{slab,dry,aprr}^*}{l_{cross}} = \frac{22,89 \frac{kN}{m}}{3m} \Leftrightarrow g_{slab,dry,aprr} = 7,63 \frac{kN}{m^2}$$

Τέλος, σημειώνεται ότι τα φορτία δεν εκτείνονται σε όλο το πλάτος της γέφυρας με το οποίο έχει δημιουργηθεί το αριθμητικό προσομοίωμα. Το δεύτερο πλάτος είναι ίσο με το θεωρητικό άνοιγμα των διαδοκίδων, των οποίων ο κεντροβαρικός άξονας θεωρείται ότι διακόπτεται στο σημείο τομής με τον κεντροβαρικό άξονα των ελκυστήρων. Αντίθετα, τα φορτία λαμβάνονται με την πραγματική επιφάνεια διακοπής, δηλ. την παρειά της κιβωτιοειδούς διατομής του ελκυστήρα, που αντιστοιχεί σε μια απόσταση από το πέρασ του πεπερασμένου στοιχείου της διαδοκίδας ίση με το μισό του πλάτους της διατομής του ελκυστήρα.

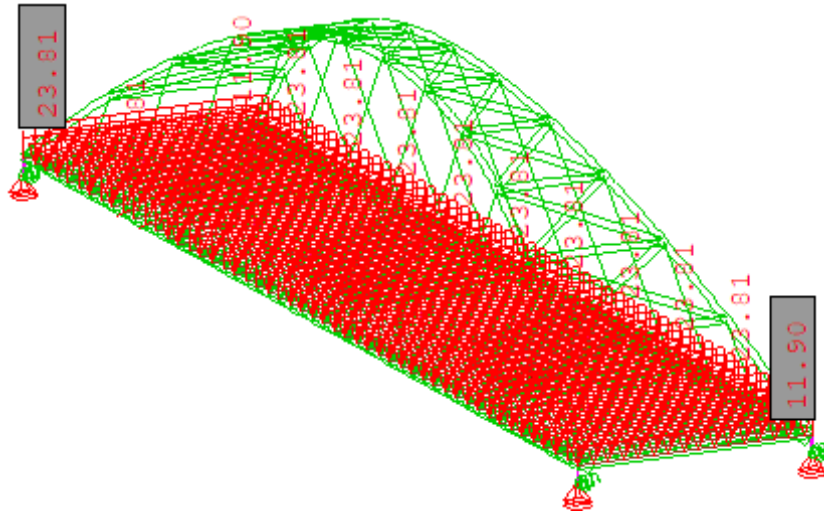


Figure 7.3: Το γραμμικό φορτίο του ίδιου βάρους της πλάκας σκυροδέματος για νωπό σκυρόδεμα στη φάση κατασκευής που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] (προοπτικό)

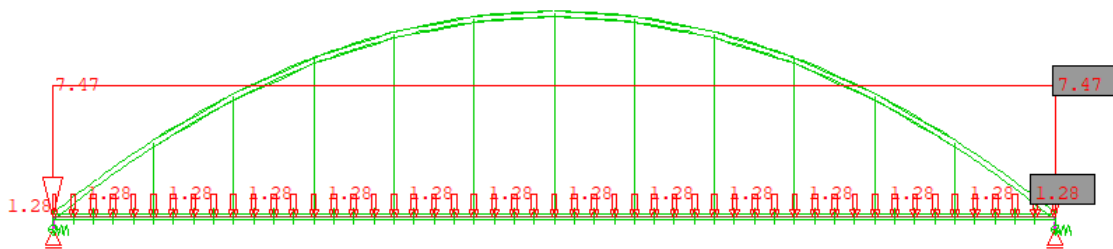


Figure 7.4: Το επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους της πλάκας σκυροδέματος για ξηρό σκυρόδεμα στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] (όψη XZ). Διακρίνονται το ενιαίο επιφανειακό φορτίο που λαμβάνει το ισοδύναμο πάχος της σύμμικτης πλάκας και η διαφορά μεταξύ αυτού και του συμπαγούς τμήματος σκυροδέματος λόγω διακοπής του χαλυβδόφυλλου στις περιοχές των διαδοκίδων.

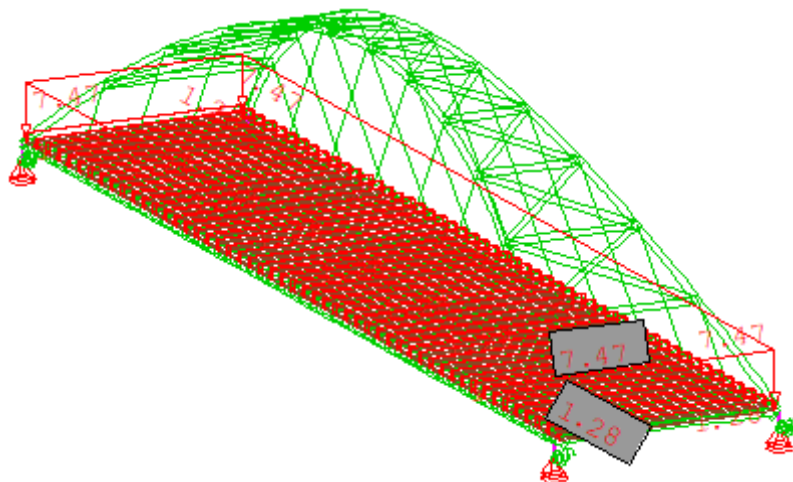


Figure 7.5: Το επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους της πλάκας σκυροδέματος για ξηρό σκυρόδεμα στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] (προοπτικό)

8 Δράσεις: Μόνιμες G_2

8.1 Ίδιον βάρος σκυροδέματος πεζοδρομίων

Η διατομή των πεζοδρομίων υλοποιείται με τη δημιουργία μιας εγκάρσιας κλίσης η οποία στη συγκεκριμένη περίπτωση ισούται με 4%, όπως φαίνεται στο Figure 8.1. Για την υλοποίηση της εγκάρσιας κλίσης 4%, το πάχος των πεζοδρομίων μεταβάλλεται από 25 cm στα όρια του οδοστρώματος, έως 36 cm στο εξωτερικό της γέφυρας.

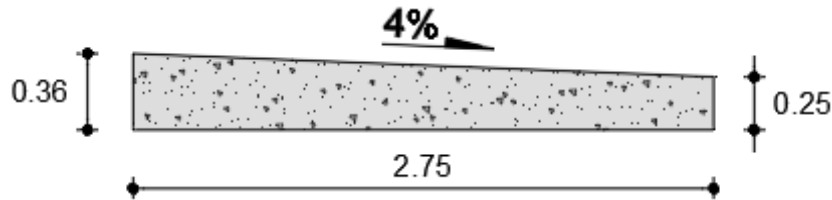


Figure 8.1: Διατομή πεζοδρομίου. Τομή παράλληλη με το πλάτος τους καταστρώματος

• Τα πεζοδρόμια είναι στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος, και επομένως για τους υπολογισμούς λαμβάνεται το αντίστοιχο ειδικό βάρος. Επειδή, όμως τα πεζοδρόμια θεωρείται ότι θα κατασκευαστούν μετά την πλάκα σκυροδέματος του καταστρώματος, εξετάζεται μόνον το βάρος τους για ξηρό σκυρόδεμα, και έτσι λαμβάνεται:

$$\gamma_{c,footway} = \gamma_{c,dry} \Leftrightarrow \gamma_{c,footway} = 25 \frac{kN}{m^3}$$

• Άρα, το επιφανειακό τους φορτίο είναι ίσο με:

a. Στα όρια του οδοστρώματος:

$$g_{footway,1} = \gamma_c \cdot t_{footway,1} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,25m \Leftrightarrow g_{footway,1} = 6,25 \frac{kN}{m^2}$$

b. Στο εξωτερικό της γέφυρας:

$$g_{footway,2} = \gamma_c \cdot t_{footway,2} = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,36m \Leftrightarrow g_{footway,2} = 9 \frac{kN}{m^2}$$

• Το ίδιο βάρος του φορτίου του σκυροδέματος λαμβάνεται σε όλο το πλάτος των πεζοδρομίων, όπως φαίνεται στο Figure 8.2. Σημειώνεται ότι το πλάτος των πεζοδρομίων είναι ίσο με:

$$w_{footway} = 2,75m$$

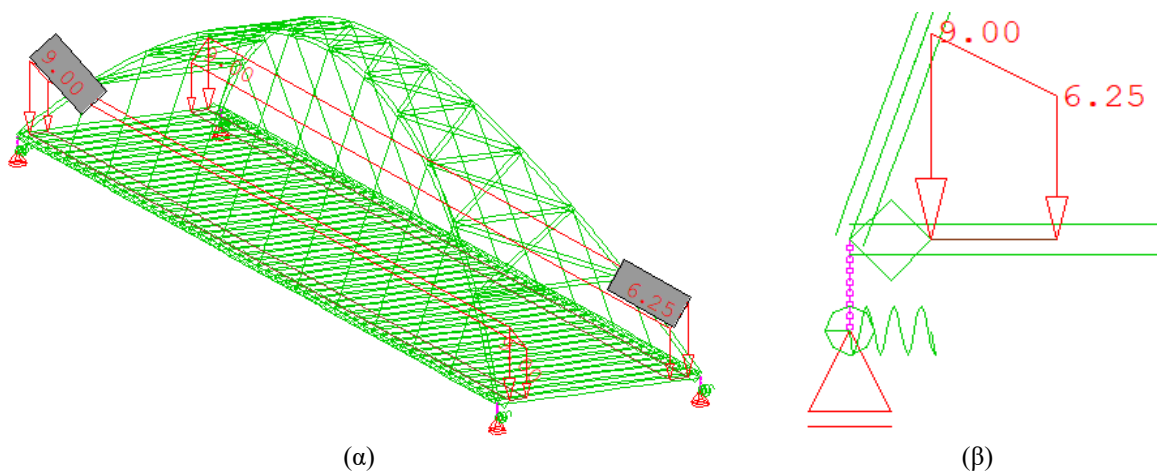


Figure 8.2: Το επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους του σκυροδέματος των πεζοδρομίων στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] [(α) προοπτική και (β) ενδεικτική τομή σε όψη YZ για το ένα πεζοδρόμιο]

8.2 Ίδιον βάρος ασφαλτικών στρώσεων

- Το ειδικό βάρος των ασφαλτικών στρώσεων λαμβάνεται ως: $\gamma_{\text{ασφαλτικών}} = 24 \text{ kN/m}^3$
- Το πάχος των ασφαλτικών στρώσεων είναι ίσο με: $t_{\text{ασφαλτικών}} = 10 \text{ cm}$
- Άρα, το επιφανειακό τους φορτίο είναι ίσο με:

$$g_{\text{ασφαλτικών}} = \gamma_{\text{ασφαλτικών}} \cdot t_{\text{ασφαλτικών}} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,1 \text{ m} \Leftrightarrow g_{\text{ασφαλτικών}} = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

• Τα ασφαλτικά εκτείνονται ανάμεσα στα κράσπεδα των πεζοδρομίων και τα κράσπεδα του τροchioδρόμου, δηλ. αφορούν μόνον το οδόστρωμα πάνω στο οποίο κινούνται τα οχήματα. Άρα, το φορτίο τους λαμβάνεται ανάμεσα στις συνεταγμένες y από $y_2 = 4,35 \text{ m}$ έως $y_3 = 12,1 \text{ m}$, καθώς και από $y_4 = 18,5 \text{ m}$ έως $y_5 = 26,25 \text{ m}$. Και στις δύο περιπτώσεις το πλάτος των ασφαλτικών είναι ίσο $w = 7,75 \text{ m}$, και το συνολικό πλάτος $w_{\text{asphalt}} = 2 \cdot 7,75 \text{ m} = 15,5 \text{ m}$.

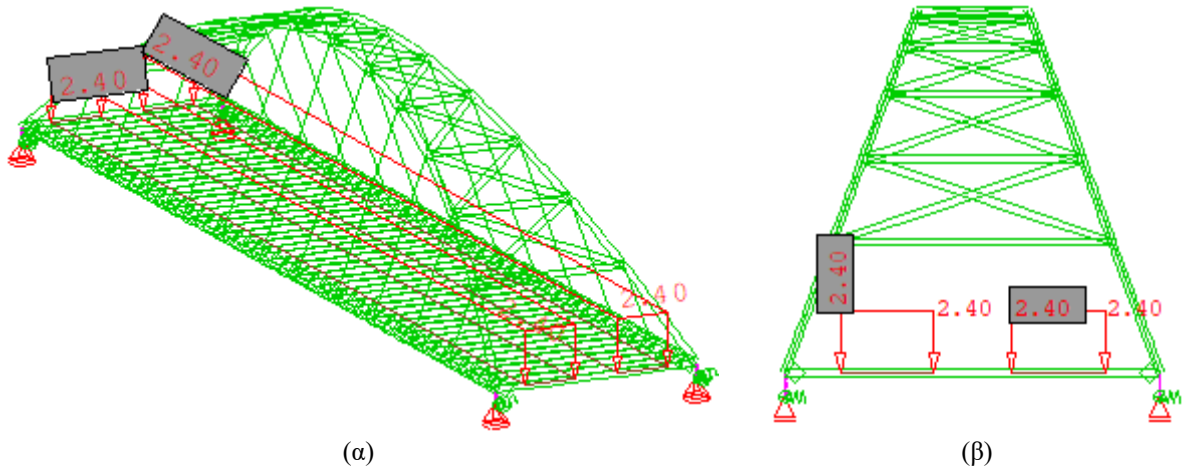


Figure 8.3: Το επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους των ασφαλτικών στρώσεων στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] [(α) προοπτικό και (β) όψη YZ]

8.3 Ίδιον βάρος πρόσθετου φορτίου εξομάλυνσης

• Το φορτίο εξομάλυνσης ισοδυναμεί με μια ομοιόμορφη στρώση πάχους περίπου 2 cm, η οποία χρησιμοποιείται για την επιπεδοποίηση της πλάκας σκυροδέματος λόγω πιθανών ατελειών. Πρακτικά πρόκειται για στρώση ωπλισμένου σκυροδέματος, και επομένως το ειδικό βάρος λαμβάνεται ως: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

- Άρα, το επιφανειακό τους φορτίο είναι ίσο με:

$$g_{\text{εξομάλυνση}} = \gamma_c \cdot t_{\text{εξομάλυνση}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,02 \text{ m} \Leftrightarrow g_{\text{εξομάλυνση}} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

• Το φορτίο των $0,5 \text{ kN/m}^2$ λαμβάνεται με τον ίδιο τρόπο που λαμβάνεται και το ίδιο βάρος της πλάκας σκυροδέματος, δηλ. μεταξύ των κορμών των ορθογωνικών διατομών των ελκυστήρων, όπως φαίνεται στο Figure 8.4.

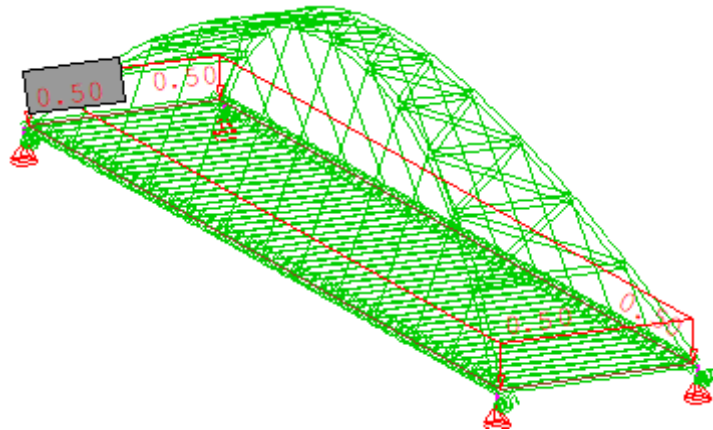


Figure 8.4: Το επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους των ασφαλτικών στρώσεων στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] (προοπτικό)

8.4 Ίδιον βάρος κιγκλιδώματος

Τα κιγκλιδώματα μιας γέφυρας μπορεί να είναι από διάφορα υλικά όπως μεταλλικά, αλουμινένια, ξύλινα και να έχουν και πρόσθετα υαλοπετάσματα. Τα κιγκλιδώματα είναι συνδεδεμένα με τη γέφυρα διαμέσου του σκυροδέματος των πεζοδρομίων και ότι έχουν, εκτός από τις απαιτήσεις αντοχής και παραμορφωσιμότητας, και απαιτήσεις αισθητικής. Τα κιγκλιδώματα μπορεί να αποτελούνται από διάφορα μέλη, τα βασικά των οποίων είναι:

- Πλήθος οριζοντίων μελών, που αποτελούνται συνήθως από συμπαγής ράβδους με τυπική διάμετρο 60mm, κοίλες κυκλικές σιδηρές διατομές CHS (συνήθως διαμέτρου 60,3mm και πάχους 3,2mm)
- Ορθοστάτες/posts, που είναι τα κατακόρυφα μέλη στα οποία στηρίζονται τα οριζόντια, τοποθετούνται συνήθως ανά αποστάσεις 1,33m, 2m κ.α.. Οι ορθοστάτες συνήθως έχουν ύψος περί τα 1-1,15m ή και πολύ μεγαλύτερα. Αποτελούνται συνήθως από διατομές όπως ενδεικτικά κοίλη τετραγωνική διατομή SHS (π.χ. 100mmx100mmx6,3mm), ή και από διατομή τύπου U.
- Μέλη συνδέσεων: ελάσματα, αγκύρια, κοχλίες, συγκολλήσεις.

Όλα τα παραπάνω συστατικά μέλη των κιγκλιδωμάτων μιας γέφυρας έχουν συνολικά βάρος που δεν ξεπερνά τα 50kg/m, και συνήθως σε μία προμελέτη λαμβάνονται με μια προσεγγιστική τιμή ενός ομοιόμορφα γραμμικά καταναμημένου φορτίου, το οποίο λαμβάνει κυρίως το ίδιο βάρος όλων των μελών του στηθαίου και ισούται με 0,5kN/m. Οι τρόποι εφαρμογής του φορτίου είναι οι εξής:

- Γραμμικό ομοιόμορφο καταναμημένο

-Μπορεί να εφαρμοσθεί κανονικά το φορτίο ως γραμμικά καταναμημένο. Η μοντελοποίηση αυτή είναι σίγουρα σωστή στην περίπτωση του μοντέλου I: χωρικού με μεμονωμένες διαδοκίδες, και II. εσχάρας. Παρά το γεγονός ότι το φορτίο δεν κατανέμεται σε επιφάνεια αλλά σε ευθεία, οι αναλύσεις στο Sofistik έδειξαν ότι το γραμμικό φορτίο δεν είναι προβληματικό για την περίπτωση μοντέλου III. προσομοίωσης του συμπαγούς τμήματος της πλάκας σκυροδέματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Επομένως, μπορεί να ληφθεί για το εξωτερικό και το εσωτερικό κιγκλιδίωμα, αντίστοιχα, σε όλα τα μοντέλα: $g_{parapet,ex} = 0,65kN/m$ και $g_{parapet,in} = 0,5kN/m$

-Για τα κιγκλιδώματα έχει οριστεί ένα εύρος/πλάτος κατάληψης πάνω στο πεζοδρόμιο που ταυτίζεται με τις διαστάσεις της μεταλλικής πλάκας για τη σύνδεση στήριξης του ορθοστάτη και έχει τιμή ίση με 0,25m. Το φορτίο τους θεωρείται ότι θα ασκείται στο μέσον αυτού του πάχους: $w_{parapet,ex \& in} = 0,25m$

- Επιφανειακά ομοιόμορφο καταναμημένο φορτίο

-Εάν τα αποτελέσματα των επιφανειακών πεπερασμένων προκύψουν προβληματικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα επιφανειακό σε όλο το πλάτος του κιγκλιδώματος ίσο με :

$$g_{parapet,in} = \frac{g_{parapet,in}}{w_{parapet,in}} = \frac{0,5 \frac{kN}{m}}{0,25m} = 2 \frac{kN}{m^2}$$

- Επιφανειακά καταναμημένο ως η αντίδραση στις θέσεις των ορθοστατών του κιγκλιδώματος

-Εστω ορθοστάτες ανά 2m απόσταση και πλάκα σύνδεσης στη βάση διαστάσεων 0,25m x 0,25m, τότε ανά 2m μπορεί να ασκηθεί ένα επιφανειακό φορτίο μέσα στις διαστάσεις των 0,25m x 0,25m

$$g_{parapet,in} = \frac{g_{parapet,in} \cdot (0,5 \cdot l_{parapet \text{ post}})}{A_{post \text{ support plate}}} = \frac{0,5 \cdot (0,5 \frac{kN}{m} \cdot 2m)}{0,25m \cdot 0,25m} = \frac{0,5kN}{0,0625m^2} \Leftrightarrow g_{parapet,in} = 8 \frac{kN}{m^2}$$

-Η εφαρμογή του φορτίου με αυτόν τον τρόπο είναι πιο σωστή για τοπικούς ελέγχους της πλάκας σκυροδέματος.

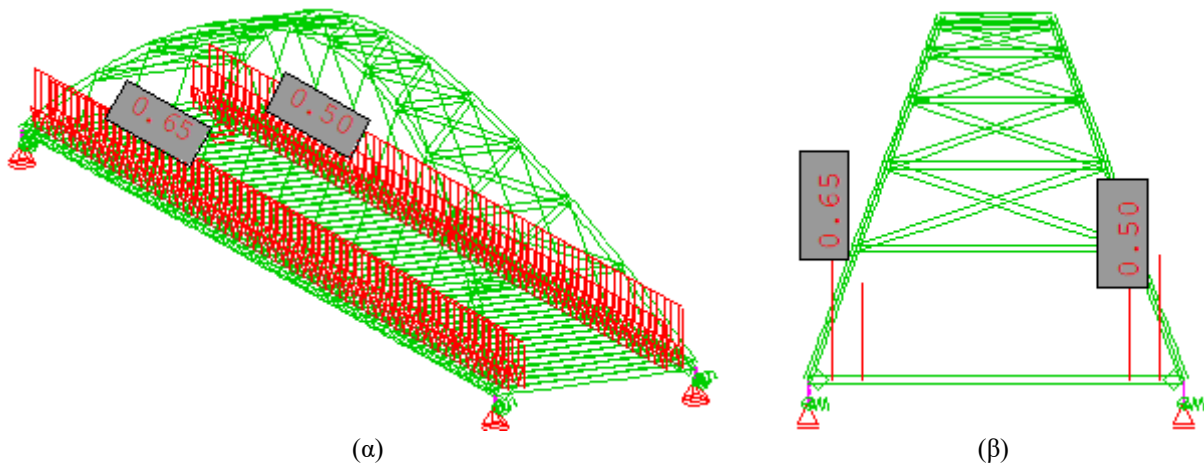


Figure 8.5: Το επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους των κιγκλιδωμάτων (εξωτερικών των 0,65kN/m² και εσωτερικών των 0,5kN/m²) στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m²]
[(α) προοπτικό και (β) όψη YZ]

8.5 Ίδιον βάρος στύλων ηλεκτροκίνησης τροchioδρομικών μέσων

Όπως έχει εξηγηθεί στο Κεφάλαιο 2 στο μέσον του πλάτους του καταστρώματος τοποθετείται ένας κεντρικός στύλος ηλεκτροκίνησης. Ο στύλος συνδυάζεται με τον φωτισμό και τοποθετείται ανά 30m. Ο πρώτος και ο τελευταίος θα τοποθετηθούν σε αποστάσεις ίσες με 15m από την αρχή και το πέρας του ανοίγματος της γέφυρας, αντίστοιχα. Γίνεται μια πρόχειρη εκτίμηση ότι η βάση του στύλου αποτελείται από μεταλλική κοίλη κυκλική διατομή CHS 406.4x10, η οποία έχει βάρος ανά τρέχον μέτρο ίσο με $97,8 \text{ kg/m} \approx 100 \text{ kg/m}$. Το ύψος της κολώνας εκτιμάται ίσο με 9m. Με την παραδοχή ότι η διατομή είναι σταθερή καθ' ύψος και λαμβάνοντας 10% προσαύξηση του ίδιου βάρους θα είναι:

$$G_{tram\ post} = 1,1 \cdot H_{post} \cdot G_{CHS} = 1,1 \cdot 9\text{m} \cdot 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 990\text{kg} = 9,9\text{kN}$$

Η εφαρμογή συγκεντρωμένου φορτίου (δηλ. σε kN) είναι σωστή μόνον στην περίπτωση του μοντέλου I: χωρικού με μεμονωμένες διαδοκίδες, και II. εσχάρας. Στην περίπτωση του μοντέλου III. προσομοίωσης του συμπαγούς τμήματος της πλάκας σκυροδέματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία το συγκεντρωμένο σημειακό φορτίο θα πρέπει οπωσδήποτε να καταναμηθεί σε μία ισοδύναμη επιφάνεια. Η επιφάνεια αυτή θα είναι ίση με την πλάκα στήριξης στη βάση του στύλου η οποία θεωρείται ότι έχει διαστάσεις 500mm x 500mm. Επομένως:

$$G_{tram\ post} = \frac{G_{tram\ post}}{A_{post\ support\ plate}} = \frac{9,9\text{kN}}{0,5\text{m} \cdot 0,5\text{m}} = \frac{9,9\text{kN}}{0,25\text{m}^2} \Leftrightarrow G_{tram\ post} = 39,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ σε επιφάνεια } 0,5\text{m} \times 0,5\text{m}$$

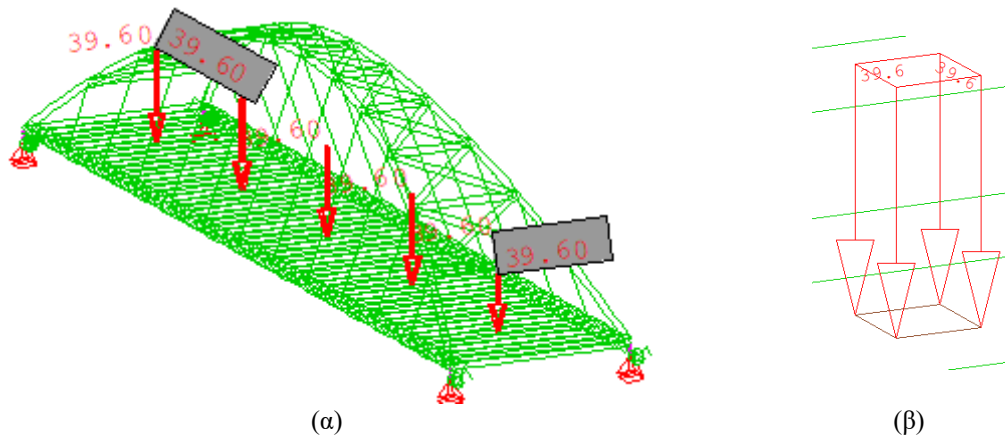


Figure 8.6: Το ισοδύναμο επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους του στύλου ηλεκτροκίνησης των τραμ σε επιφάνεια $0,5\text{m} \times 0,5\text{m}$ στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] [(α) προοπτικό, (β) μεγέθυνση του φορτίου]

8.6 Ίδιον βάρος σιδηροτροχιάς τροchioδρομικών μέσων

Όπως αναγράφεται ήδη στο Κεφάλαιο 2 η διατομή για την κάθε ράγα των τροchioδρομικών μέσων είναι η Ri60N και τα χαρακτηριστικά λαμβάνονται από καταλόγους της ArcelorMittal. Η διατομή αυτή απεικονίζονται στο Figure 2.15, ενώ το ίδιο της βάρος δίνεται στον Table 2-3. Με βάση αυτόν, το βάρος της διατομής ανά τρέχον μέτρο είναι ίσο με: $m_{tram\ rail} = 59,75 \text{ kg/m} \approx 60 \text{ kg/m} \rightarrow g_{tram\ rail} = 0,5975 \text{ kN/m} \approx 0,6 \text{ kN/m}$

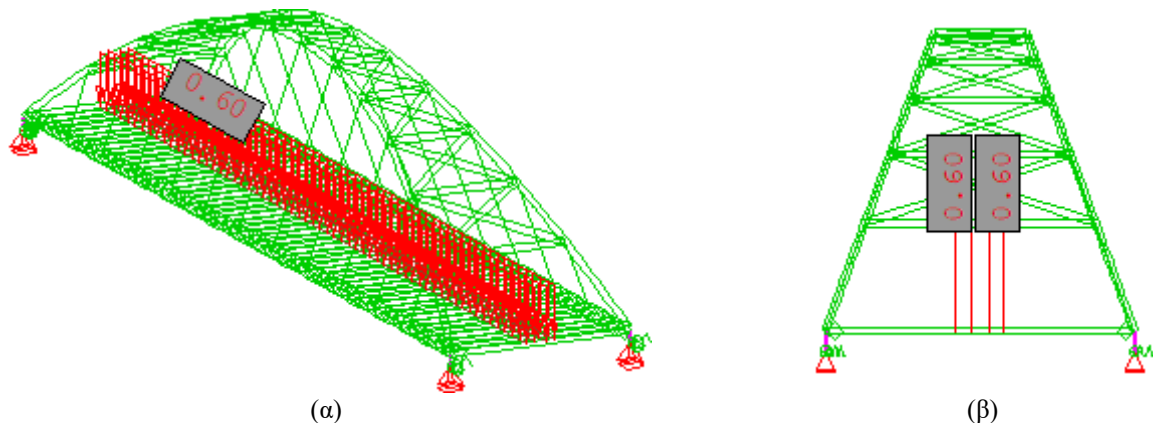


Figure 8.7: Το γραμμικό φορτίο του ίδιου βάρους των ραγών των τροchioδρομικών μέσων για διατομή Ri60N στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] [(α) προοπτικό και (β) όψη YZ]

8.7 Ίδιον βάρος στρώσης σκυροδέματος τροchioδρόμου

Όπως έχει εξηγηθεί στο Κεφάλαιο 2 ο τροchioδρόμος απαιτεί την προσθήκη μιας στρώσης σκυροδέματος η οποία στη μελετώμενη γέφυρα έχει ληφθεί με σταθερό πάχος ίσο με 15cm και σταθερή αμφικλινή εγκάρσια κλίση 2,5%, δηλ. παράλληλη με το οδόστρωμα στο οποίο κινούνται τα οχήματα. Σημειώνεται ότι το φορτίο αυτό θα καλύπτει και όλη τη λεπτομέρεια σύνδεσης με τη διατομή της ράγας, μαζί με την επιφάνεια της ίδιας της διατομής (απλοποιητική παραδοχή).



Figure 8.8: Η πρόσθετη στρώση σκυροδέματος του διαδρόμου tram, με σταθερό πάχος – χωρίς τις εγκάρσιες κλίσεις.

- Το ειδικό βάρος της πρόσθετης στρώσης λαμβάνεται ίσο με το ειδικό βάρος σκυροδέματος: $\gamma_{c,dry} = 25 \text{ kN/m}^3$
- Το πάχος της στρώσης είναι ίσο με: $t_{c, tram \text{ reserve}} = 25 \text{ cm}$
- Άρα, το επιφανειακό τους φορτίο είναι ίσο με:

$$g_{c, tram \text{ reserve}} = \gamma_{c,dry} \cdot t_{c, tram \text{ reserve}} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,25 \text{ m} \Leftrightarrow g_{c, tram \text{ reserve}} = 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

• Το φορτίο αυτό εκτείνεται ανάμεσα στην αρχή και στο πέρας των δύο κρασπέδων της περιοχής του τροchioδρομικού μέσου. Άρα, το φορτίο τους λαμβάνεται ανάμεσα στις συντεταγμένες y από $y_3 = 12,1 \text{ m}$ έως $y_4 = 18,5 \text{ m}$. Το πλάτος στο οποίο εκτείνεται είναι ίσο με $w = 6,40 \text{ m}$.

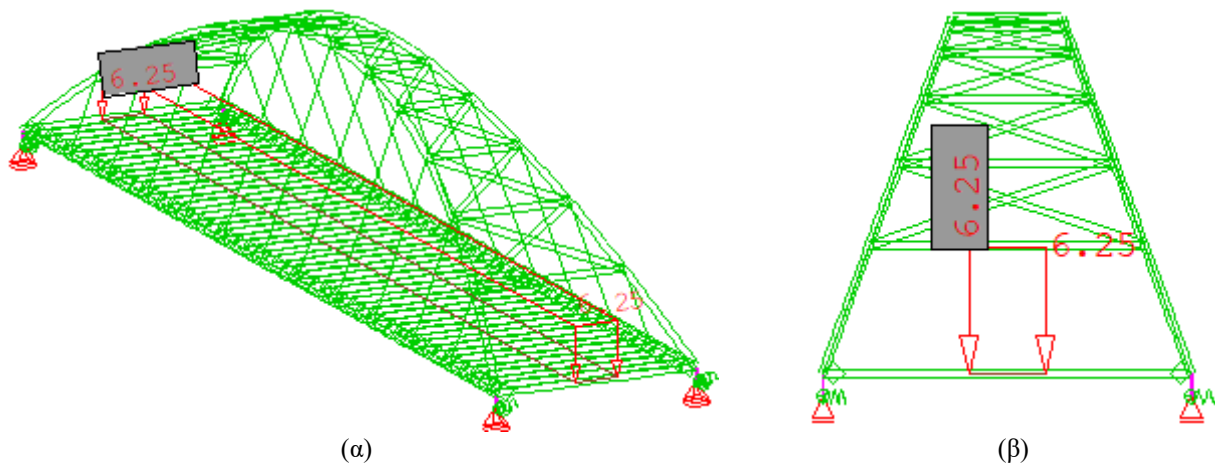


Figure 8.9: Το επιφανειακό φορτίο του ίδιου βάρους του σκυροδέματος της πρόσθετης στρώσης του διαδρόμου των τροchioδρομικών μέσων στη φάση λειτουργίας που εισήχθη στο Sofistik [σε kN/m^2] [(α) προοπτικό και (β) όψη YZ]

ΣΥΝΟΛΙΚΑ

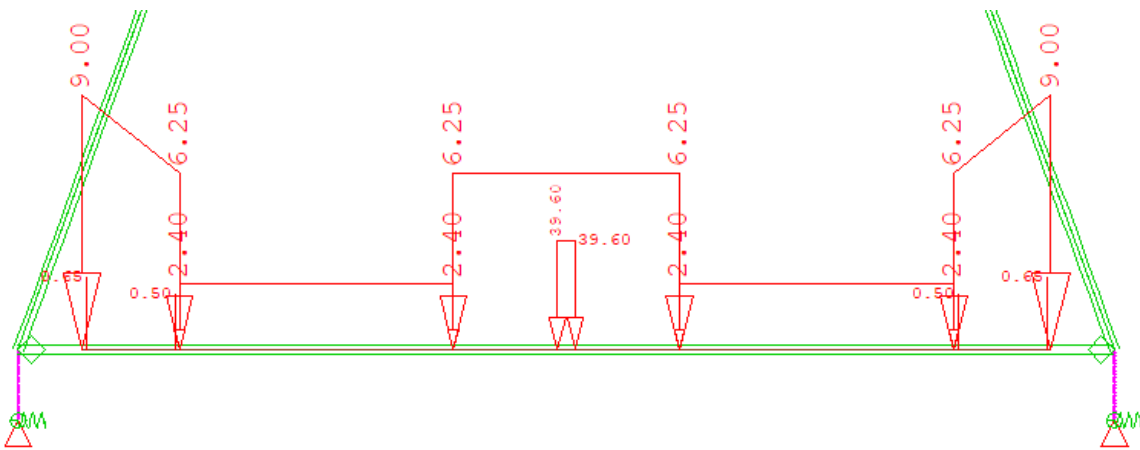


Figure 8.10: Ενδεικτικά η τοποθέτηση των περισσότερων πρόσθετων μόνιμων φορτίων στη φάση λειτουργίας όπως εισήχθησαν στο Sofistik [σε kN/m^2] (όψη YZ)

9 Δράσεις: Φορτία κυκλοφορίας → GR1a – φόρτιση LM1

9.1 Βήματα υπολογισμού

Η μελέτη των δράσεων κυκλοφορίας οχημάτων στους διαδρόμους που προορίζονται για αυτά στη μελετώμενη γέφυρα, πραγματοποιήθηκε μέσω της εφαρμογής των φορτίων που ανήκουν στην ομάδα GR1a φορτίων κυκλοφορίας οχημάτων. Η ομάδα αυτή αποτελείται από την πρότυπη φόρτιση κατακόρυφων φορτίων οχημάτων κυκλοφορίας LM1 του Ευρωκώδικα μαζί με κατάλληλες τιμές συνδυασμού για κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας πεζοδρομίων. Για την ορθή εφαρμογή των φορτίων ακολουθήθηκαν κατά σειρά τα παρακάτω βήματα.

1. Θεωρία: Κατηγορία διατομής οδοποιίας γέφυρας για τον ορθό προσδιορισμό του πλάτους w καταστρώματος και της αρίθμησης των ονομαστικών λωρίδων για την εφαρμογή των φορτίων της πρότυπης φόρτισης LM1

-Γενικά, για να ορισθεί το πλάτος w καταστρώματος μιας διατομής ακολουθείται η EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1). Για την ορθή εφαρμογή της θα πρέπει να εξετάζονται κατά σειρά τα ακόλουθα χαρακτηριστικά μέρους της διατομής οδοποιίας.

-Αρχικά, πρέπει να ληφθεί το γεγονός, ότι συνήθως οι δύο διευθύνσεις κυκλοφορίας χωρίζονται σε δύο ξεχωριστές γέφυρες για λόγους συντηρήσεως και επισκευών. Επομένως, το πρώτο πράγμα που θα πρέπει να εξεταστεί είναι:

A. Αν η γέφυρα αποτελείται από έναν κλάδο/τμήμα (δηλ. αν ισχύει ότι deck → unique)

B. Αν η γέφυρα αποτελείται από δύο κλάδους/τμήματα (δηλ. αν ισχύει ότι deck → two independent decks)

-Επομένως, για τις ανάγκες της εργασίας μία γέφυρα μπορεί να χαρακτηρίζεται με βάση αυτές τις δύο κατηγορίες ως A ή B.

-Επειτα για τον κάθε κλάδο ξεχωριστά εξετάζεται:

1. Αν δεν έχει κεντρική νησίδα, και πιο συγκεκριμένα κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων.

2. Αν έχει κεντρική νησίδα – και συγκεκριμένα κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων, τότε εξετάζεται ακόμα:

a) Αν το κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων είναι προσωρινό.

b) Αν το κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων είναι μόνιμο [(fixed) = μόνιμο (permanent)]

-Επομένως, για τις ανάγκες της εργασίας μία γέφυρα μπορεί να χαρακτηρίζεται τελικά με βάση τους προαναφερθέντες διαχωρισμούς ως A1 δηλ. ενός κλάδου χωρίς κεντρική νησίδα, και με όμοια λογική ως A2a, A2b, B1, B2a, B2b.

-Πρόσθετη κατηγοριοποίηση λαμβάνεται ανάλογα με το εάν ο καθορισμός του πλάτους w καταστρώματος μπορεί να γίνει:

I. Είτε με βάση τα κράσπεδα των υπερυψωμένων διαδρόμων (π.χ. πεζοδρόμια, ποδηλατοδρόμοι).

II. Είτε με βάση τα εσωτερικά όρια των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων.

2. Θεωρία: Προσδιορισμός πλάτους w καταστρώματος

-Το πλάτος w καταστρώματος είναι ουσιαστικά η διάσταση κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας στην οποία θα ασκηθούν ή και όχι (ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής των φορτίων) τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας. Δεν θα πρέπει να συγχέεται με το συνολικό εύρος κατάληψης του καταστρώματος.

-Για να εξηγηθεί η ερμηνεία του EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1) για την περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας, παρουσιάζεται παρακάτω η εξήγηση της ίδιας διάταξης που δίνεται στην [11].

(A1-I, B1-I) Χωρίς κεντρική νησίδα: Καθορισμός με βάση τα κράσπεδα

-Γενικά, το πλάτος w καταστρώματος μετρείται μεταξύ των κρασπέδων με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1). Τα κράσπεδα αυτά μπορεί να αφορούν/προστατεύουν οποιοδήποτε είδος *service path*, όπως πεζοδρόμια, ποδηλατοδρόμους κ.α. Επίσης, η οριοθέτηση με βάση τα κράσπεδα γίνεται είτε υπάρχουν είτε δεν υπάρχουν συστήματα συγκράτησης οχημάτων (δηλ. των στηθαίων ασφαλείας). Στην περίπτωση όπου η διατομή αποτελείται από διάδρομο κυκλοφορίας οχημάτων και υπερυψωμένα πεζοδρόμια, τότε ουσιαστικά η οριοθέτηση αυτή θα μπορούσε να χαρακτηριστεί και ως μέτρηση μεταξύ των εσωτερικών ορίων των πεζοδρομίων.

-Ωστόσο, με βάση τη σημείωση της EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1) το εάν είναι επιβεβλητό ή όχι ο καθορισμός με βάση τα εσωτερικά όρια των κρασπέδων μπορεί να εξαρτηθεί από το ύψος των κρασπέδων. Στην τελική, όμως, η διάταξη αυτή εφαρμόζεται διαφορετικά ανάλογα με τη χώρα μέλος και τα Εθνικά Προσάρτηματα. Με βάση τη σημείωση, εάν το ύψος των κρασπέδων είναι μικρότερο από μια ελάχιστη τιμή, τότε το πλάτος w του καταστρώματος μπορεί να εκτείνεται και πέρα από τα κράσπεδα αυτά. Το ελάχιστο συμβατικό ύψος ορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα, ενώ το EN 1991-2:2003 ορίζει μία προτεινόμενη τιμή. Καθώς όμως, το ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα δεν ορίζει ελάχιστο συμβατικό ύψος, το πλάτος καταστρώματος w μπορεί να λαμβάνεται μεταξύ των κρασπέδων των πεζοδρομίων με όποιο ύψος και αν έχουν αυτά. Ενδεικτικά, στον Table 9-1 δίνονται μερικές από τις τιμές ελάχιστων υψών κρασπέδων.

-Εν τέλει το πλάτος w καταστρώματος προκύπτει όπως φαίνεται στο Figure 9.1 είτε λαμβάνεται με βάση το ελάχιστο ύψος είτε όχι.

Table 9-1: Ενδεικτικές τιμές ελάχιστων υψών κρασπέδων για τη λήψη τους ή όχι στον προσδιορισμό του πλάτους καταστρώματος w .

EN ή Εθνικό Προσάρτημα	Ελάχιστο ύψος κρασπέδων
Προτεινόμενη τιμή EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1)	100 mm
Ελλάδα	Δεν ορίζεται ελάχιστο συμβατικό ύψος
Κύπρος	100 mm
Αγγλία (BS NA EN 1991-2 (2003))	75mm

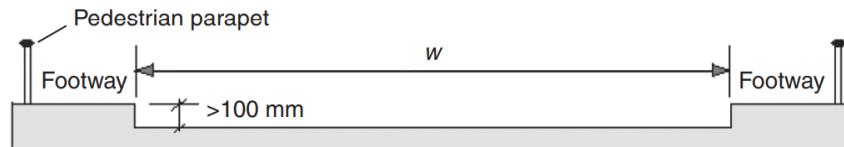


Figure 9.1: Το πλάτος του καταστρώματος w μεταξύ κρασπέδων είτε ληφθεί είτε όχι υπόψη η σημείωση περί ελάχιστου ύψους κρασπέδων της EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1) (από [11]).

-Στην περίπτωση που το ύψος του κρασπέδου είναι μικρότερο του ελάχιστου ύψους και ταυτόχρονα στο κατάστρωμα της γέφυρας προβλέπονται συστήματα συγκράτησης οχημάτων (δηλ. τα στηθαία ασφαλείας) εξωτερικά των ορίων των κρασπέδων, τότε το πλάτος w του καταστρώματος εκτείνεται και πέρα από τα κράσπεδα και σε αυτήν την περίπτωση ορίζεται με βάση τα εσωτερικά όρια των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων.

(A1-II, B1-II) Χωρίς κεντρική νησίδα: Καθορισμός με βάση τα εσωτερικά όρια των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων

-Εάν το πλάτος w δεν καθορίζεται με βάση τα κράσπεδα, τότε θα καθορίζεται με βάση τη δεύτερη επιλογή που δίνει η EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1), που είναι τα εσωτερικά όρια των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων (στηθαία ασφαλείας).

-Σημειώνεται ότι στο πλάτος w καταστρώματος με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1), δεν λαμβάνεται υπόψη το πλάτος των συστημάτων αυτών, όπως φαίνεται στο Figure 9.2.

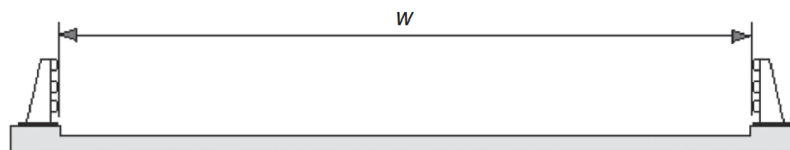


Figure 9.2: Το πλάτος w του καταστρώματος μεταξύ των εσωτερικών ορίων των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων (δηλ. των στηθαίων ασφαλείας) με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1) (από [11]).

(A2a-I-II, B2a-I-II) Με προσωρινή κεντρική νησίδα (προσωρινό σύστημα συγκράτησης οχημάτων): Καθορισμός είτε με βάση τα κράσπεδα είτε με βάση τα εσωτερικά όρια των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων

-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (4) (b) για το πλάτος w του καταστρώματος ισχύουν ακριβώς τα ίδια πράγματα που ισχύουν και στην περίπτωση που δεν υπάρχει κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων, δηλ. και πάλι ο καθορισμός γίνεται είτε με βάση τα κράσπεδα είτε με βάση τα στηθαία ασφαλείας.

-Η υποδιαίρεση του πλάτους w σε ονομαστικές λωρίδες θα γίνει συμπεριλαμβάνοντας και την κεντρική νησίδα όπως φαίνεται στο Figure 9.3.

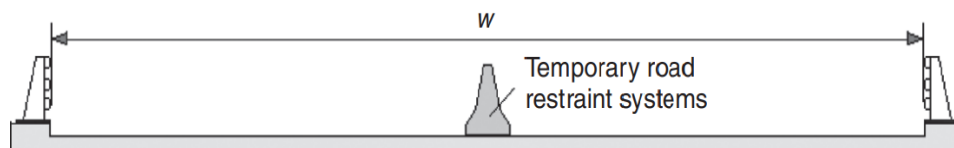


Figure 9.3: Το πλάτος w του καταστρώματος μεταξύ των εσωτερικών ορίων των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων (δηλ. των στηθαίων ασφαλείας) στην περίπτωση που υπάρχει προσωρινό κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1) και την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (4) (b) (από [11])

(A2b-I-II, B2b-I-II) Με μόνιμη κεντρική νησίδα (μόνιμο σύστημα συγκράτησης οχημάτων): Καθορισμός με βάση τα εσωτερικά όρια των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων

-Με βάση EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1) και την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (4) (α) προκύπτει ότι η μόνιμη κεντρική νησίδα χωρίζει το οδόστρωμα σε δύο χωριστά τμήματα, δηλ. σε δύο χωριστά πλάτη w καταστρώματος, όπως φαίνεται στο Figure 9.4. Αναλυτικότερα, τα παράγοντα δύο πλάτη καταστρώματος w προκύπτουν ως εξής:

- Δεν περιλαμβάνεται το πλάτος της μόνιμης κεντρικής νησίδας, δηλ. δεν περιλαμβάνεται η απόσταση από το όριο του πρώτου στηθαίου ασφαλείας μέχρι το όριο δεύτερου ή δεν περιλαμβάνεται η απόσταση είτε από το όριο του πρώτου κρασπέδου μέχρι το όριο του δεύτερου κρασπέδου,
- Συμπληρωματικά, δεν περιλαμβάνονται τα πλάτη των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων.

-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (4) (α) η υποδιαίρεση του πλάτους σε ονομαστικές λωρίδες θα γίνει στο κάθε τμήμα χωριστά.

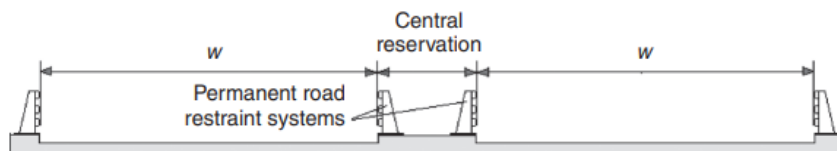


Figure 9.4: Τα πλάτη w του καταστρώματος στην περίπτωση που υπάρχει μόνιμο κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (1) και την EN 1991-2:2003 §4.2.3 (4) (α) (από [11]).

3. Προσδιορισμός πλάτους w καταστρώματος για τη μελετώμενη γέφυρα

-Η μελετώμενη γέφυρα αποτελείται από έναν κλάδο και για τις δύο διευθύνσεις κίνησης που προβλέπονται σε αυτή, επομένως με βάση τα προαναφερθέντα ανήκει στην κατηγορία Α: γέφυρα ενός κλάδου.

-Υπενθυμίζεται ότι το κατάστρωμα της γέφυρας μορφώνεται με δύο υπερυψωμένα πεζοδρόμια με κράσπεδα ύψους 150mm, αλλά και με υπερυψωμένο κεντρικό διάδρομο τροchioδρομικών μέσων με κράσπεδα ύψους 150mm. Σε καμία θέση της διατομής δεν προβλέπονται στηθαία ασφαλείας.

-Με βάση τα όσα προβλέπονται στο EN 1991-2:2003 και έχουν παρουσιαστεί αναλυτικά στα προηγούμενα, ερμηνεύεται ότι η περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας ανήκει στην κατηγορία 2b, δηλ. με κεντρική νησίδα, η οποία είναι μόνιμη. Τον ρόλο της κεντρικής νησίδας έχει ο υπερυψωμένος διάδρομος τροchioδρομικών μέσων.

-Επομένως, ορίζονται δύο πλάτη w καταστρώματος μεταξύ ορίου εσωτερικού κρασπέδου πεζοδρομίου και εξωτερικού ορίου κρασπέδου τροchioδρομίου. Τα πλάτη w και η διατομή απεικονίζονται στο Figure 9.5 και είναι ίσα με:

$$w = 7,75m \rightarrow 2 \times w = 2 \times 7,75m$$

-Όπως δίνεται και στη συνέχεια, τα φορτία οχημάτων εφαρμόζονται μόνο στις επιφάνειες που ορίζονται από τα πλάτη w . Στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας απαγορεύεται η διέλευση οχημάτων πάνω στον διάδρομο τροchioδρομικών μέσων, καθώς αυτός έχει μορφωθεί με βάση την Κατηγορία Β: Αποκλειστικός προστατευόμενος διάδρομος, όπως εξηγείται στο Κεφάλαιο 2, και είναι ένας από τους λόγους που έχει μορφωθεί ως υπερυψωμένος. Τα κράσπεδα των 150mm θεωρείται ότι αποτρέπουν τη διέλευση οχημάτων πάνω στον διάδρομο. Επομένως, αιτιολογείται η ορθότητα των προσκοπτόμενων χωριστών δύο πλατών w και από την πλευρά εφαρμογής φορτίων οχημάτων κυκλοφορίας.



Figure 9.5: Τα πλάτη w του καταστρώματος στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας.

4. Υποδιαίρεση οδοστρώματος σε ονομαστικές λωρίδες

-Μία κλασική λωρίδα κυκλοφορίας έχει πλάτος περί τα 3,5m. Ωστόσο, οι ονομαστικές λωρίδες για την επιβολή των φορτίων που ορίζει η EN 1991-2:2003 §4.2.3 (2) δεν έχουν καμία σχέση με τις λωρίδες κυκλοφορίας της οδοποιίας ή αλλιώς με τη διαγράμμιση του δρόμου. Αντίθετα, ουσιαστικά εδώ γίνεται αναφορά στην υποδιαίρεση του πλάτους καταστρώματος w σε ονομαστικά πλάτη λωρίδων. Το κάθε πλάτος w καταστρώματος χωρίζεται με βάση τα όσα αναγράφονται στον Table 9-2.

Table 9-2: Πλήθος και πλάτος ονομαστικών λωρίδων (Πίνακας 4.1 EN 1991-2:2003)

Πλάτος οδοστρώματος w	Αριθμός ονομαστικών λωρίδων	Πλάτος ονομαστικής λωρίδας w_l	Πλάτος εναπομένουσας επιφάνειας
$w < 5,4m$	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3m$
$5,4m \leq w < 6m$	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6m \leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - n_1 \cdot (3m)$

-Για τα πλάτη w της μελετώμενης γέφυρας ισχύει ότι:

$$w = 7,75m \geq 6m$$

-Άρα, το πλήθος των ονομαστικών λωρίδων σε κάθε πλάτος w του καταστρώματος θα είναι:

$$n_1 = \text{ακέραιος} \left(\frac{w}{3} \right) = \text{ακέραιος} \left(\frac{7,75m}{3} \right) = \text{ακέραιος}(2,58) \Leftrightarrow n_1 = 2$$

-Το πλάτος των $n_1 = 2$ ονομαστικών λωρίδων θα είναι ίσο με:

$$w_l = 3m$$

-Το πλάτος της εναπομένουσας λωρίδας επιφάνειας θα είναι ίσο με:

$$w_{remaining} = w - n_1 \cdot (3m) = 7,75m - 2 \cdot (3m) = 7,75m - 6m \Leftrightarrow w_{remaining} = 1,75m$$

5. Θεωρία: Αρίθμηση ονομαστικών λωρίδων

-Για την Πρότυπη Φόρτιση 1 (LM1) ορίζονται οι εξής επιφάνειες:

- i. Κύρια Λωρίδα 1 (με φορτία TS1, UDL1)
- ii. Κύρια Λωρίδα 2 (με φορτία TS2, UDL2)
- iii. Κύρια Λωρίδα 3 (με φορτία TS3, UDL3)
- iv. Απομένουσα Επιφάνεια (μόνο με UDL)

-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.4 (5), όπου το οδόστρωμα αποτελείται από δύο ξεχωριστά τμήματα πάνω στο ίδιο κατάστρωμα, θα χρησιμοποιείται μόνο μία αρίθμηση για ολόκληρο το οδόστρωμα. Ως εκ τούτου, ακόμη και όταν το οδόστρωμα διαιρείται σε δύο ξεχωριστά τμήματα, υπάρχει μόνο μία Λωρίδα 1, η οποία μπορεί εναλλακτικά να τοποθετείται είτε στο ένα είτε στο άλλο τμήμα. Με βάση αυτήν τη διάταξη και λαμβάνοντας υπόψη και τα προηγούμενα προκύπτουν δύο περιπτώσεις:

- 1) Για κατάστρωμα: ενιαίο \rightarrow με κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων: προσωρινό \rightarrow θα υπάρχουν τμήματα: 1 (δηλ. ένα πλάτος w καταστρώματος) \rightarrow τότε η αρίθμηση θα είναι: ενιαία (δηλ. μόνο μία Κύρια Λωρίδα Νομό 1)
- 2) Για κατάστρωμα: ενιαίο \rightarrow με κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων: μόνιμο \rightarrow θα υπάρχουν τμήματα: 2 (δηλ. δύο πλάτη w καταστρώματος) \rightarrow αρίθμηση: ενιαία (δηλ. μόνο μία Κύρια Λωρίδα Νομό 1)

-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.2.4 (6), όπου το κατάστρωμα αποτελείται από δύο ξεχωριστά τμήματα σε δύο ανεξάρτητα καταστρώματα, κάθε τμήμα θα λαμβάνεται υπόψη ως ένα οδόστρωμα. Εν προκειμένω για τον σχεδιασμό κάθε καταστρώματος θα χρησιμοποιείται ξεχωριστή αρίθμηση. Επομένως σε αυτήν την περίπτωση θα ισχύει ότι:

- 3) Για κατάστρωμα: με δύο ανεξάρτητες γέφυρες (δύο κλάδους) \rightarrow εάν η στήριξη στα βάθρα γίνεται: σε ξεχωριστά βάθρα \rightarrow και για το κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων ισχύει ότι: δεν υπάρχει \rightarrow τότε πρόκειται για τμήματα: 2 (δηλ. δύο πλάτη w καταστρώματος) \rightarrow τότε η αρίθμηση θα είναι:
 - A. Αρίθμηση 1: για τον σχεδιασμό των δύο καταστρωμάτων: ξεχωριστά (δηλ. δύο Λωρίδες Νομό 1)
 - B. Αρίθμηση 2: για τον σχεδιασμό των βάθρων: ξεχωριστά (δηλ. δύο Λωρίδες Νομό 1)

-Εν συνεχεία της EN 1991-2:2003 §4.2.4 (6) αναγράφεται ότι αν τα δύο καταστρώματα φέρονται από τα ίδια μεσόβρατρα και/ή ακρόβρατρα, θα πρέπει να υπάρχει μία αρίθμηση και για τα δύο τμήματα για τον σχεδιασμό των μεσοβάθρων και/ή των ακροβάθρων. Επομένως, προκύπτει και η τελευταία περίπτωση:

- 4) Για κατάστρωμα: με δύο ανεξάρτητες γέφυρες \rightarrow εάν η στήριξη στα βάθρα γίνεται: σε ενιαίο βάθρο \rightarrow και για το κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων: δεν υπάρχει \rightarrow τότε πρόκειται για τμήματα: 2 (δηλ. δύο πλάτη w καταστρώματος) \rightarrow τότε η αρίθμηση θα είναι:
 - A. Αρίθμηση 1: για τον σχεδιασμό των δύο καταστρωμάτων: ξεχωριστά (δηλ. δύο Λωρίδες Νομό 1)
 - B. Αρίθμηση 2: για τον σχεδιασμό των βάθρων: ενιαία (δηλ. μόνο μία Λωρίδα Νομό 1)

6. Αρίθμηση ονομαστικών λωρίδων μελετώμενης γέφυρας

-Ερμηνεύεται ότι ο υπερυψωμένος διάδρομος των τροchioδρομικών μέσων μπορεί να αντιμετωπιστεί ως ένα κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων. Όπως έχει ήδη σημειωθεί, απαγορεύεται η διέλευση οχημάτων πάνω στον διάδρομο τροchioδρομικών μέσων, και επομένως στο πλάτος $w_{tram\ reserve} = 6,4m$ δεν εφαρμόζονται κατακόρυφα φορτία οχημάτων κυκλοφορίας της Πρότυπης Φόρτισης LM1. Βέβαια, σημειώνεται ότι το κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων στην πραγματικότητα δεν υπάρχει, διότι δεν υπάρχει κεντρική νησίδα που να προστατεύεται από στηθαία ασφαλείας.

-Ως απότοκο των προαναφερθέντων, προκύπτει ότι το μελετώμενο κατάστρωμα ανήκει στην περίπτωση 2). Για την ακρίβεια, πρόκειται για: κατάστρωμα: ενιαίο (έναν κλάδο) \rightarrow με κεντρικό σύστημα συγκράτησης οχημάτων: μόνιμο (που είναι ο απομονωμένος διάδρομος τροchioδρομικών μέσων) \rightarrow όπου έχουν οριστεί τμήματα: 2 (δηλ.

δύο πλάτη w καταστρώματος) \rightarrow και έτσι, προκύπτει αρίθμηση: ενιαία, δηλ. μόνο μία Κύρια Λωρίδα Νούμερο 1, η οποία μπορεί να προβλέπεται είτε στο αριστερό πλάτος w του καταστρώματος είτε στο δεξιό.

-Επομένως:

A. Στο ένα πλάτος $w = 7,75m$ ορίζονται:

a. Δύο κύριες λωρίδες κυκλοφορίας πλάτους:

$$w_i = 3m \rightarrow n_1 \times w_i = 2 \times 3m$$

b. Και μία εναπομένουσα επιφάνεια πλάτους:

$$w_{remaining} = w - n_1 \cdot (3m) = 7,75m - 2 \cdot (3m) = 7,75m - 6m \Leftrightarrow w_{remaining} = 1,75m$$

B. Στο δεύτερο πλάτος $w = 7,75m$ ορίζονται:

c. Μία κύρια λωρίδα κυκλοφορίας πλάτους:

$$w_i = 3m \rightarrow n_1 \times w_i = 1 \times 3m$$

d. Και μία εναπομένουσα επιφάνεια πλάτους:

$$w_{remaining} = w - n_1 \cdot (3m) = 7,75m - 1 \cdot (3m) = 7,75m - 3m \Leftrightarrow w_{remaining} = 4,75m$$

7. Θεωρία: Τιμές κατακόρυφων φορτίων πρότυπης φόρτισης 1- LM1

-Η Πρότυπη Φόρτιση 1 – *Load Model 1* - έχει δύο επιμέρους συστήματα κατακόρυφων φορτίων:

1. Σύστημα δίδυμου άξονα – *Tandem System (TS)*
2. Ομοιόμορφα καταναμημένο φορτίο – *Uniformly Distributed Load (UDL)*

Table 9-3: Χαρακτηριστικές τιμές κατακόρυφων φορτίων TS και UDL της πρότυπης φόρτισης 1 LM1 (με βάση τον Πίνακα 4.2 του EN EN 1991-2:2003)

Θέση	Σύστημα δίδυμου άξονα TS			Σύστημα UDL q_{ik} (kN/m ²)
	Φορτία Τροχών $0,5 \cdot Q_{ik}$	Αξονικά Φορτία Q_{ik}	Συνολικό φορτίο οχήματος $2 \cdot Q_{ik}$	
Λωρίδα 1	150 kN / 15tn	300 kN / 30 tn	600 kN / 60 tn	9
Λωρίδα 2	100 kN / 10tn	200 kN / 20 tn	400 kN / 40 tn	2,5
Λωρίδα 3	50 kN / 5tn	100 kN / 10 tn	200 kN / 20 tn	2,5
Εναπομένουσα επιφάνεια	0	0	0	$q_{rk} = 2,5$

8. Θεωρία: TS αποστάσεις μεταξύ τροχών ενός οχήματος

-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.3.2 (1) (α), η επιφάνεια επαφής (γενικά) κάθε τροχού πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ως τετραγωνική με πλευρές $0,4m \times 0,4m$, όπως φαίνεται στο Figure 9.6 (α).

-Με βάση την ίδια διάταξη, ο κάθε άξονας του συστήματος δίδυμου άξονα TS θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με δύο πανομοιότυπους τροχούς, όπως φαίνεται στο Figure 9.6 (β).

-Με βάση τα Σχήματα 4.2a και 4.2b του EN 1991-2:2003 συμπεραίνεται ότι το κέντρο της κάθε επιφάνειας τροχού θα πρέπει να απέχει κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας απόσταση ίση με $1,2m$ και κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας απόσταση ίση με $2m$, όπως φαίνεται στο Figure 9.6 (β).

-Από τη στιγμή που αναφέρεται στον Κανονισμό ότι πρόκειται για σύστημα δίδυμων αξόνων (Tandem System), το κάθε όχημα της μελέτης λαμβάνεται ως όχημα με δύο άξονες. Ο ορισμός αυτός αποτελεί ουσιαστικά το μοντέλο/πρότυπο προσομοίωμα του οχήματος για τη μελέτη και ανάλυση της γέφυρας και δεν έχει να κάνει με το πόσους άξονες έχουν τα πραγματικά οχήματα, τα οποία θα κυκλοφορήσουν στη γέφυρα.

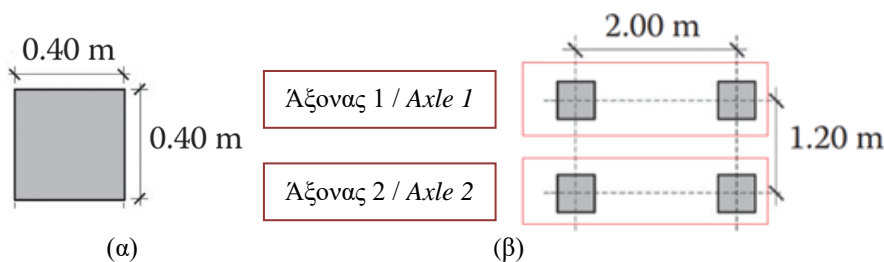


Figure 9.6: (α) Η επιφάνεια επαφής του ενός από τους δύο τροχούς του κάθε άξονα του συστήματος TS. (από [1]) (β) Η διάταξη των δύο αξόνων των οχημάτων της LM1 (από [1]). Η απόσταση των $2m$ είναι παράλληλη με την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας.

9. *Θεωρία: TS πλήθος οχημάτων ανά κύρια λωρίδα κυκλοφορίας*
-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.3.2 (1) (α), δε θα πρέπει να λαμβάνονται περισσότερα από ένα συστήματα δίδυμο άξονα ανά ονομαστική λωρίδα κυκλοφορίας. Μόνο ένα όχημα TS θα κυκλοφορεί πάνω σε μία κύρια λωρίδα.
10. *Θεωρία: TS πλήθος τροχών για ένα όχημα*
-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.3.2 (1) (α), θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μόνο πλήρη συστήματα δίδυμου άξονα. Δηλ. θα πρέπει να φορτίζονται όλοι (και οι 4) τροχοί του οχήματος, ακόμα και αν κάποιος από αυτούς ή και όλοι τους παράγουν ευμενή αποτελέσματα. Με άλλα λόγια αν το όχημα ή μέρος του πέσει σε περιοχή αρνητικών τιμών της γραμμής επιρροής, η οποία οδηγεί σε μειωμένη τιμή π.χ. της καμπτικής ροπής, τότε το όχημα ή μέρος αυτού θα συνεχίζεται να λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς, παρά αυτά τα ευμενή αποτελέσματα.
11. *Θεωρία: TS τοποθέτηση οχημάτων κατά πλάτος της λωρίδας*
-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.3.2 (1) (α), για καθολικό έλεγχο γέφυρας, δηλ. για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών στο σύνολο της γέφυρας, κάθε σύστημα δίδυμου άξονα θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη υποθέτοντας ότι κινείται κεντρικά κατά μήκος των αξόνων των ονομαστικών λωρίδων κυκλοφορίας. Δηλ. αν γίνει ανάλυση για την κύρια δοκό κάθε TS δεν επιτρέπεται να μετακινείται κατά πλάτος, αλλά να τρέχει μόνο κεντρικά της κύριας λωρίδας.
-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.3.2 (5), για τοπικό έλεγχο γέφυρας αναφέρεται ότι αν έχουν τοποθετηθεί TS σε δύο προσκείμενες λωρίδες τότε τα δύο οχήματα μπορούν να τοποθετηθούν πιο κοντά, αλλά με την απόσταση μεταξύ των αξόνων των τροχών όχι μικρότερη από 0,50m. Έτσι, σε αυτήν την περίπτωση επιτρέπεται η μετακίνηση του οχήματος κατά πλάτος της κύριας λωρίδας, αλλά δεν πρέπει να υπερβαίνεται η ελάχιστη απόσταση κατά πλάτος της λωρίδας, όπως φαίνεται στο Figure 9.7.

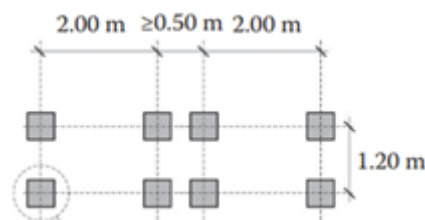


Figure 9.7: Η μετακίνηση εγκάρσιως της γέφυρας των οχημάτων δύο λωρίδων κυκλοφορίας για τοπικούς ελέγχους (από [1]). Η απόσταση των 2m είναι παράλληλη με την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας.

12. *Θεωρία: TS συγκεντρωμένα ή επιφανειακά*
-Ανάλογα με την εξεταζόμενη περίπτωση τα φορτία των TS μπορεί να ληφθούν ως συγκεντρωμένα ανά τροχό, ανά άξονα ή συνολικού οχήματος (σε kN) ή να κατανεμηθούν στην επιφάνεια του τροχού (σε kN/m²).
-Γενικά, πολλές φορές για μη τοπικούς ελέγχους επιτρέπεται η χρήση του συγκεντρωμένου φορτίου (σε kN) αντί του κατανεμημένου φορτίου στην επιφάνεια του τροχού που δίνεται στο Figure 9.6 (σε kN/m²), καθώς η πιο λεπτομερής προσομοίωση του φορτίου (σε ομοιόμορφα κατανεμημένο) δεν θα άλλαζε και πολύ τα αποτελέσματα.
A. Συγκεντρωμένα φορτία τροχών σε καθολικό έλεγχο χωρικού αριθμητικού προσομοιώματος χωρίς επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία
-Σε αυτήν την περίπτωση μπορεί να ληφθούν κανονικά τα συγκεντρωμένα φορτία των τροχών με τις αποστάσεις τους, όπως έχουν παρουσιαστεί στα προαναφερθέντα.
B. Συγκεντρωμένα φορτία τροχών, άξονα ή συνολικού οχήματος σε καθολικό έλεγχο σε διαμήκη διεύθυνση επίπεδου αριθμητικού προσομοιώματος χωρίς επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία
-Για την ανάλυση ενός απλού επίπεδου προσομοιώματος, όπως μιας κύριας δοκού ή του τόξου-ελκυστήρα, μπορεί να εφαρμοσθούν τα εξής:
i. Δύο συγκεντρωμένα φορτία για τον κάθε άξονα π.χ. για το όχημα 1 θα είναι 300kN σε απόσταση 1,2m.
ii. Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.3.2 (6), για ανοίγματα μεγαλύτερα από 10m, κάθε σύστημα δίδυμου άξονα αντικαθίσταται σε κάθε λωρίδα από ένα συγκεντρωμένο μονοαξονικό φορτίο βάρους ίσου με το συνολικό βάρος των δύο αξόνων. Δηλ. μπορεί να εφαρμοσθεί σαν συγκεντρωμένη δύναμη το συνολικό φορτίο του ενός οχήματος, π.χ. για το όχημα 1 θα είναι: $2 \cdot 300kN = 600kN$. Ο τρόπος αυτός είναι εφικτός, καθώς η διαμήκη απόσταση των δύο αξόνων ίση με 1,2m, και μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν προκαλεί μεγάλες διαφορές στα τελικά αποτελέσματα. Ωστόσο, τονίζεται ότι με βάση το ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα αυτή η εναλλακτική λήψη του φορτίου δεν επιτρέπεται.
Γ. Τοπικός έλεγχος πλάκας ή ανάλυση αριθμητικού προσομοιώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία
-Γενικά, σε περίπτωση που γίνει χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων (στοιχεία κελύφους ή πλάκας), εάν χρησιμοποιηθεί συγκεντρωμένο φορτίο πάνω στο επιφανειακό στοιχείο, θα προκύψουν αυξημένες απαιτήσεις σε σπλισμό. Για να αποφευχθεί αυτό μπορεί να γίνουν τα εξής:

- i. Επιφάνεια τροχού των $0,4m \times 0,4m$:
 -Το φορτίο μπορεί να κατανεμηθεί στην επιφάνεια του τροχού (τετραγωνική με πλευρές $0,4m \times 0,4m$, όπως έχει δοθεί ήδη στο Figure 9.6). Για παράδειγμα, για τον τροχό του οχήματος 1 θα ισχύει ισοδύναμα ότι:

•Αντί για το φορτίο ενός τροχού $Q_{ik} = 150kN$ μπορεί να γίνει χρήση του $q_{Qik} = \frac{150kN}{0,4m \cdot 0,4m} = 937,5 kN/m^2$

- ii. Πρόσθετη διανομή του φορτίου πέρα από την επιφάνεια τροχού των $0,4m \times 0,4m$:

a) Διανομή φορτίου σε οδοποιία με πλάκα σκυροδέματος:

-Για τη μοντελοποίηση ενός επιφανειακού πεπερασμένου στοιχείου γίνεται χρήση της μέσης επιφάνειας (σε αντιστοιχία με τον κεντροβαρικό άξονα στα ραβδωτά στοιχεία). Επομένως, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η επιφάνεια επαφής που αντιστοιχεί στη μέση επιφάνεια και όχι στην άνω παρεία της πλάκας.

-Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.3.6 (2), σε αυτήν την περίπτωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί η κλασσική υπόθεση της διάχυσης ενός «συγκεντρωμένου» φορτίου μέσα σε μία πλάκα υπό γωνία 45° . Για τον υπολογισμό θα πρέπει να ληφθεί υπόψη το πάχος της επιστρώσης (π.χ. ασφαλτοτάπητας) και το μισό πάχος της πλάκας σκυροδέματος.

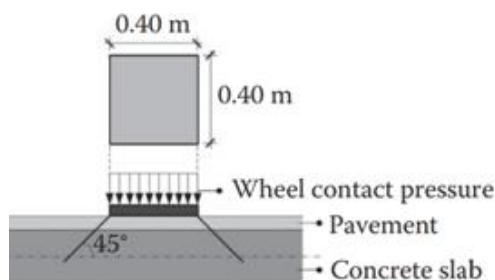


Figure 9.8: Διανομή φορτίου μέσω οδοστρώματος και της πλάκας σκυροδέματος μέχρι τη μέση επιφάνεια της πλάκας. (από [1]).

β) Διανομή φορτίου σε οδοποιία με ορθότροπη πλάκα

-Με βάση την EN 1991-2:2003 §1991-2 4.3.6 (3), η διανομή μέσα από το οδόστρωμα και τα ορθότροπα καταστρώματα θα λαμβάνεται με λόγο καθ' ύψος διανομής ίσο με 1 οριζόντιο προς 1 κατακόρυφο μέχρι τη στάθμη του μέσου επιπέδου της άνω πλάκας του ορθότροπου φορέα. Η εγκάρσια κατανομή του φορτίου ανάμεσα στις νευρώσεις της ορθότροπης πλάκας καταστρώματος δεν λαμβάνεται υπόψη εδώ.

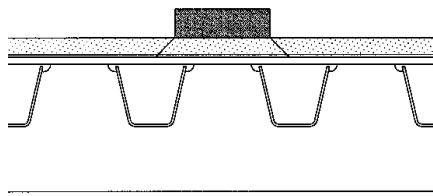


Figure 9.9: Διανομή φορτίου μέσω οδοστρώματος και ορθότροπης πλάκας (από Σχήμα 4.5 EN 1991-2:2003)

13. Συντελεστές προσαρμογής α_{Qi} , α_{qi} και α_{qr}

-Οι συντελεστές προσαρμογής εκφράζουν την περίοδο επαναφοράς των χαρακτηριστικών φορτίων της κυκλοφορίας.

-Ο $\alpha_{Qi} = 1$ αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T=1.000$ χρόνια των χαρακτηριστικών φορτίων ή αλλιώς πιθανότητα υπέρβασης 5% των χαρακτηριστικών τιμών φορτίων στα 50 χρόνια. Ουσιαστικά προσομοιώνει βαριά διεθνή βιομηχανική κυκλοφορία.

Table 9-4: Πίνακας ενδεικτικών τιμών συντελεστών προσαρμογής α_{Qi} , α_{qi} και α_{qr}

EN ή Εθνικό Προσάρτημα	Κατηγορία κυκλοφορίας	Φορτία TS α_{Qi}			Φορτία UDL α_{qi}			α_{qr}
		α_{Q1}	α_{Q2}	$\alpha_{Q3} \ i>3$	α_{q1}	α_{q2}	$\alpha_{q3} \ i>3$	
Προτεινόμενη min τιμή EN 1991-2 4.3.2 (3)	-	$\alpha_{Q1} \geq 0,8$	-	-	-	$\alpha_{qi} \geq 1$	-	
Αγγλία	I	Ενιαίο $\alpha_{Qi} = 1$	0,61	$\alpha_{qi} = 2,2$	2,2			
Ελλάδα	I	Ενιαίο $\alpha_{Qi} = 0,9$		Ενιαίο $\alpha_{qi} = 1$	1			
Πολωνία	I	Ενιαίο $\alpha_{Qi} = 1$		Ενιαίο $\alpha_{qi} = 1$	1			

14. Τιμές κατακόρυφων φορτίων πρότυπης φόρτισης 1- LM1 για τη μελετώμενη γέφυρα

-Λαμβάνοντας όσα έχουν δοθεί στα προηγούμενα βήματα οι τιμές των φορτίων που αφορούν τη γέφυρα δίνονται στον Table 9-5.

Table 9-5: Τα κατακόρυφα φορτία TS και UDL της πρότυπης φόρτισης 1 LM1 για τη μελετώμενη γέφυρα

Επιφάνεια i	Σύστημα δίδυμου άξονα TS			Σύστημα UDL
	Αξονικά Φορτία	Φορτία Τροχών		q_{ik} [kN/m ²]
	Συγκεντρωμένα	Συγκεντρωμένα	Σε επιφάνεια τροχού 0,4m × 0,4m	
	Q_{ik} [kN]	$0,5 \cdot Q_{ik}$ [kN]	$q_{0,5 \cdot Q_{ik}}$ [kN/m ²]	
Λωρίδα 1	$\alpha_{q1} \cdot 300 = 0,9 \cdot 300 = 270$	135	843,75	$\alpha_{q1} \cdot 9 = 9$
Λωρίδα 2	$\alpha_{q2} \cdot 200 = 0,9 \cdot 200 = 180$	90	562,5	$\alpha_{q2} \cdot 2,5 = 2,5$
Λωρίδα 3	$\alpha_{q3} \cdot 100 = 0,9 \cdot 100 = 90$	45	281,25	$\alpha_{q3} \cdot 2,5 = 2,5$
Εναπομένονσα επιφάνεια (q_{rk})	0	0	0	$\alpha_{qr} \cdot 2,5 = 2,5$

-Για το αριθμητικό προσομοίωμα με τις σύμμικτες διαδοκίδες και το προσομοίωμα της εσχάρας θα χρησιμοποιηθούν ως φορτία των TS οι τιμές για συγκεντρωμένα φορτία τροχών ($0,5 \cdot Q_{ik}$).

-Για το αριθμητικό προσομοίωμα με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία θα γίνει χρήση φορτίων TS σε επιφάνεια τροχού, και επιπλέον θα γίνει θεώρηση διανομής του φορτίου μέχρι τη μέση επιφάνεια του συμπαγούς τμήματος της πλάκας. Η πλευρά της επιφάνειας μετά τη διανομή από $0,4m \times 0,4m$ θα γίνει:

$$w_{dispersed\ wheel} = 0,4m + 2 \cdot [\tan(45^\circ) \cdot t_{asphalt}] + 2 \cdot \left[\tan(45^\circ) \cdot \frac{h_{solid\ slab}}{2} \right]$$

$$= 0,4m + 2 \cdot [\tan(45^\circ) \cdot 0,1m] + 2 \cdot \left[\tan(45^\circ) \cdot \frac{0,25m}{2} \right] = 0,4m + 2 \cdot 0,1m + 2 \cdot 0,125m \Leftrightarrow w_{dispersed\ wheel} = 0,85m$$

-Οι διορθωμένες τιμές δίνονται στον Table 9-6.

Table 9-6: Οι καινούριες τιμές για τα κατακόρυφα φορτία της πρότυπης φόρτισης 1 LM1 για τη μελετώμενη γέφυρα μετά τη διανομή σε επιφάνεια $0,85 \times 0,85m$

Επιφάνεια i	Συγκεντρωμένα $0,5 \cdot Q_{ik}$ [kN]	Σε επιφάνεια τροχού $0,85m \times 0,85m$ $q_{0,5 \cdot Q_{ik}}$ [kN/m ²]
Λωρίδα 1	135	186,85
Λωρίδα 2	90	124,56
Λωρίδα 3	45	62,2
Εναπομένονσα επιφάνεια (q_{rk})	0	0

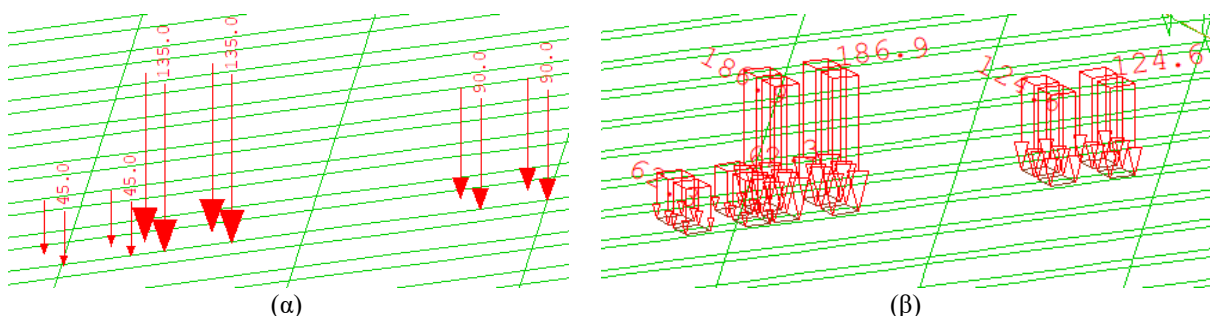


Figure 9.10: Η εφαρμογή των φορτίων TS ως: (α) συγκεντρωμένων δυνάμεων (kN), (β) επιφανειακών με διανομή (kN/m²)

15. Τιμές κατακόρυφων φορτίων πεζοδρομίων για συνδυασμό με την πρότυπη φόρτιση 1- LM1 και την τελική δημιουργία της ομάδας φορτίων κυκλοφορίας GR1a

-Τα φορτία που δίνονται δεν αντιστοιχούν σε πραγματικά φορτία κυκλοφορίας, αλλά δίνονται έτσι ώστε τα αποτελέσματά τους να αντιστοιχούν στα αποτελέσματα που δίνει η κυκλοφορία. Γενικά, τα φορτία των πεζοδρομίων που δίνονται στον Κανονισμό προκύπτουν από πειράματα που λαμβάνουν υπόψη τους: α) κυκλοφορία πεζών ή συσσώρευση πεζών, π.χ. 5 βαριών ατόμων σε 1m², καθώς και β) κυκλοφορία ποδηλατών ή συσσώρευση ποδηλατών. Όμως, με βάση την EN 1991-2:2003 §5.2.1 (1) Σημείωση 1, στα φορτία αυτά δεν λαμβάνονται ειδικές περιπτώσεις που μπορεί να προκύψουν, όπως κυκλοφορία αλόγων ή συσσώρευση αλόγων, ή

γενικά κυκλοφορία ή συσσώρευση ζωντανών. Σημειώνεται ότι τα φορτία από την κυκλοφορία ποδηλατών είναι μικρότερα από την κυκλοφορία πεζών, και λόγω αυτού ισχύει ότι τα φορτία που θα εξασκούνται στους ποδηλατοδρόμους προκύπτουν από την κυκλοφορία πεζών πάνω σε αυτούς.

-Με βάση την EN 1991-2:2003 §5.2.1 (1) Σημείωση 2, σε κάποια από τα φορτία έχει συν-υπολογιστεί δυναμική επαύξηση.

-Σύμφωνα με την EN 1991-2:2003 §5.3.2.1 (1) σε οδικές γέφυρες οι οποίες στηρίζουν πεζοδιαδρόμους ή ποδηλατοδρόμους, θα πρέπει να ορίζεται ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο.

-Ο κανονισμός δίνει μια τιμή ομοιόμορφα κατανεμημένου επιφανειακού φορτίου ίσου με $q_{fk} = 5kN/m^2$, το οποίο όμως εφαρμόζεται, όταν δε βρίσκεται σε συνδυασμό με τα φορτία των οχημάτων κυκλοφορίας του οδοστρώματος. Αυτό συμβαίνει στην ομάδα φορτίων GR3, η οποία εφαρμόζεται συνήθως για ελέγχους πεζοδιαδρόμων σε προβόλους, κάτι που δεν αφορά τη μελετώμενη γέφυρα.

-Σε περίπτωση μελέτης συνδυασμού φορτίων οδικής κυκλοφορίας και πεζών, δίνεται μία διαφορετική προτεινόμενη τιμή η οποία πλέον ονομάζεται «μειωμένη/reduced» ή «συνδυαστική/combination value». Με αυτόν τον τρόπο προκύπτει ουσιαστικά η ομάδα φορτίων GR1a, και η τιμή των φορτίων πεζοδρομίων είναι ίση με:

$$q_{fk,comb} = 3 \frac{kN}{m^2}$$

-Η εφαρμογή του $q_{fk,comb}$ μπορεί να γίνει με δύο τρόπους:

a. Απλοποιητικό μοντέλο: σε όλο το πλάτος του πεζοδρομίου ή ποδηλατοδρομίου.

b. Λεπτομερές μοντέλο: αποκλειστικά στο πλάτος μεταξύ του κιγκλιδώματος και του στηθαίου ασφαλείας.

-Στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας επιλέγεται η εφαρμογή του απλοποιητικού μοντέλου ως του πιο συντηρητικού, καθώς θα εφαρμόζεται φορτίο σε μεγαλύτερη επιφάνεια.

9.2 Θέσεις εφαρμογής

Γενικά

Υπενθυμίζεται ότι τα φορτία κυκλοφορίας της ομάδας φορτίων GR1a είναι κινητά φορτία (μεταβλητές δράσεις). Ως γνωστόν τα κινητά φορτία τόσο σε κτηριακά έργα όσο και στη γεφυροποιία θα πρέπει να τοποθετούνται σε τέτοιες θέσεις, ώστε να δίνουν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα. Επομένως, δε θα πρέπει να εκτίνονται σε όλο το μήκος της γέφυρας, αλλά και ούτε σε όλο το πλάτος της γέφυρας. Όπως και στα κτηριακά, θα πρέπει να βρεθούν οι δυσμενέστερες θέσεις τοποθέτησης των φορτίων αυτών.

Οι δυσμενέστερες θέσεις τοποθέτησης κινητών φορτίων βρίσκονται με βάση τα διαγράμματα των γραμμών επιρροής εάν αρκεί να εξεταστεί μόνο η μία διεύθυνση, κυρίως η διαμήκης, αλλά και των επιφανειών επιρροής εάν θα πρέπει να εξεταστούν και οι δύο διευθύνσεις, διαμήκης και εγκάρσια. Αυτές υπολογίζονται για το κάθε εντατικό μέγεθος (ροπές, τέμνουσες, αντιδράσεις στηρίξεων) και για την κάθε παραμόρφωση (βέλη, στροφές). Η δυσμενέστερη τοποθέτηση των κινητών φορτίων ισοδυναμεί με την τοποθέτηση των φορτίων αυτών τόσο κατά τη διαμήκη όσο και κατά την εγκάρσια έννοια στις περιοχές που οι γραμμές επιρροής έχουν αποκλειστικά θετικό ή αποκλειστικά αρνητικό πρόσημο. Για παράδειγμα, εάν στη γραμμή επιρροής οι περισσότερες θέσεις του διαγράμματος έχουν θετικές τιμές, τότε το κινητό φορτίο θα τοποθετηθεί μόνο στις περιοχές των θετικών τιμών. Στις περιοχές των αρνητικών τιμών δεν θα τοποθετηθεί κινητό φορτίο, καθώς στο τελικό αποτέλεσμα των πράξεων θα είχε ευμενή επιρροή (δηλ. θα μείωνε π.χ. τη μέγιστη ροπή κάμψης).

Τοποθετήσεις φορτίων TS, UDL, πεζοδρομίων κατά την εγκάρσια διάσταση της γέφυρας

Γι' αυτό για την τοποθέτηση εγκαρσίου της γέφυρας η EN 1991-2:2003 §4.2.4 (2) αναγράφει, ότι για κάθε μεμονωμένο έλεγχο (π.χ. για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας μιας διατομής σε κάμψη), ο αριθμός των λωρίδων που πρέπει να ληφθούν υπόψη ως φορτιζόμενες, η θέση τους στο οδόστρωμα και η αριθμότητά τους θα πρέπει να επιλέγεται έτσι, ώστε τα εντατικά μεγέθη από τα προσομοιώματα φόρτισης να είναι τα δυσμενέστερα.

Στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας, οι διαδοκίδες προσομοιώνονται με ελευθερώσεις στροφών στα άκρα. Συνεπώς, και σύμφωνα με την προηγούμενη διάταξη: α) για να βρεθεί η μέγιστη κάμψη της διαδοκίδας το φορτίο πρέπει να τοποθετηθεί όσο πιο κοντά γίνεται στη μέση της διαδοκίδας και β) για να βρεθεί η μέγιστη τέμνουσα της διαδοκίδας ή η μέγιστη αντίδραση στήριξης, ώστε να ελεγχθεί όχι μόνο η αντοχή της διαδοκίδας σε διάτμηση, αλλά και το πλήθος των κοχλιών για τη σύνδεση, το φορτίο θα πρέπει να τοποθετηθεί όσο γίνεται πιο κοντά στην άκρη της διαδοκίδας. Για να προκύψουν τα δυσμενέστερα εντατικά στα συστήματα τόξο-ελκυστήρας-αναρτήρες, τα φορτία θα πρέπει να τοποθετηθούν όσο πιο κοντά γίνεται στο κάθε ένα από τα δύο συστήματα αυτά, γεγονός που συμπίπτει με την περίπτωση β) των διαδοκίδων.

Τονίζεται ότι για τις διαδοκίδες με απλές στηρίξεις μεταφοράς τεμνουσών στα άκρα ισχύουν οι γραμμές επιρροής κατά πλάτος των διαδοκίδων που ισχύουν και στην περίπτωση αμφιέριστων δοκών. Αυτό σημαίνει ότι δεν προκύπτουν περιοχές εγκαρσίου της γέφυρας που να μην χρειάζεται να φορτίζονται. Βέβαια, στην πραγματικότητα οι απλές στηρίξεις θα είναι σε θέση να μεταφέρουν κάποιες μικρές ροπές, γεγονός που επηρεάζει και τις γραμμές

επιρροής, αλλά για τη μελετώμενη γέφυρα αυτό επιλέγεται να αγνοηθεί. Έτσι, τα φορτία UDL, πεζοδρομίων και TS θα φορτίζουν όλη την επιφάνεια της γέφυρας εγκαρσίως.

Σύμφωνα με τα προηγούμενα, στη μελετώμενη γέφυρα σχετικά με την εγκάρσια διεύθυνση εξετάζονται όλες οι προαναφερθέντες περιπτώσεις τοποθετήσεις φορτίων. Επίσης, θα ληφθεί υπόψη και η σχεδιαστική περίπτωση όπου η μία κατεύθυνση κίνησης, δηλ. το ένα πλάτος w καταστρώματος, έχει τεθεί εκτός λειτουργίας, και τα οχήματα κυκλοφορούν μόνον στην άλλη. Ενδεικτικά, με βάση τη μελέτη της γέφυρας Τσακώνας, [16], σε αυτήν την περίπτωση μειώνεται το φορτίο κρίσιμου λυγισμού αυξάνοντας την ευαισθησία σε αστάθεια των τόξων. Μάλιστα στην περίπτωση αυτή θα τοποθετηθούν μόνον τα οχήματα των κύριων λωρίδων 1 και 2, όσο πιο κοντά στα τόξα γίνεται.

Οι περιπτώσεις διάφορων τοποθετήσεων των οχημάτων της LM1 ονομαστικά, με άξονα αναφοράς ($y=0$) από την αριστερή άκρη της γέφυρας, και περιγράφοντας την τοποθέτηση εγκαρσίως των φορτίων θα είναι οι εξής:

1. Τοποθέτηση 1.1 → Αριστερά: Απομένουσα 1,75m, Όχημα 3, Όχημα 1 και Δεξιά: Όχημα 2, Απομένουσα 4,75m
2. Τοποθέτηση 1.2 → Αριστερά: Απομένουσα 4,75m, Όχημα 2 και Δεξιά: Όχημα 1, Όχημα 3, Απομένουσα 1,75m
3. Τοποθέτηση 2.1 → Αριστερά: Όχημα 1, Όχημα 2, Απομένουσα 1,75m και Δεξιά: Όχημα 3, Απομένουσα 4,75m
4. Τοποθέτηση 2.2 → Αριστερά: Απομένουσα 4,75m, Όχημα 3 και Δεξιά: Απομένουσα 1,75m, Όχημα 2, Όχημα 1
5. Τοποθέτηση 3.1 → Αριστερά: Όχημα 1, Όχημα 2, Απομένουσα 1,75m
6. Τοποθέτηση 3.2 → Δεξιά: Απομένουσα 1,75m, Όχημα 2, Όχημα 1

Τοποθετήσεις φορτίων UDL, πεζοδρομίων κατά τη διαμήκη διάσταση της γέφυρας: «Patch loading»

Το αντίθετο συμβαίνει με την εφαρμογή του φορτίου κατά τη διαμήκη έννοια της γέφυρας. Σύμφωνα με την EN 1991-2:2003 §4.2.5 (1), για κάθε μεμονωμένο έλεγχο τα προσομοιώματα φόρτισης σε κάθε ονομαστική λωρίδα κυκλοφορίας θα πρέπει να εφαρμόζονται σε τέτοιο μήκος και να τοποθετούνται κατά τέτοιον τρόπο κατά τη διαμήκη διεύθυνση, ώστε να προκύπτει το δυσμενέστερο αποτέλεσμα, στο βαθμό στον οποίο αυτό είναι συμβατό με τις προϋποθέσεις εφαρμογής που ορίζονται για κάθε προσομοίωμα φόρτισης.

Η εφαρμογή της παραπάνω διάταξης οδηγεί στην εύρεση των μέγιστων εντατικών μεγεθών για τον σχεδιασμό του τόξου. Με βάση διάφορες πηγές στη βιβλιογραφία, όπως η [8], η μέγιστη αξονική σε ένα τόξο προκύπτει, όταν το ομοιόμορφο κινητό φορτίο, δηλ. σε αυτήν την περίπτωση τα φορτία UDL και των πεζοδρομίων, ασκούνται σε όλο το μήκος της γέφυρας, ενώ η μέγιστη ροπή σε ένα τόξο προκύπτει όταν τα φορτία αυτά ασκούνται μέχρι το μέσον του ανοίγματος.

Έπειτα από διερεύνηση των αναλύσεων για διάφορα μήκη στα οποία εφαρμόζονται τα επιφανειακά φορτία UDL και πεζοδρομίων, προέκυψε το συμπέρασμα ότι η δημιουργία ξεχωριστών φορτίσεων κατά τις οποίες τα επιφανειακά εκκίνονται σε όλη τη γέφυρα, στο 50% του ανοίγματος, στο 40% του ανοίγματος κλπ. δεν οδηγεί στα πλέον δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη για την κάθε διατομή του κάθε στοιχείου της γέφυρας. Βέβαια δίνονται αρκετά καλές προσεγγίσεις για τα μέγιστα μεγέθη (π.χ. για τη μέγιστη ροπή σε όλο το μήκος του τόξου).

Παρ' όλα αυτά, επιλέγεται αντί της δημιουργίας των φορτίσεων αυτών, τα επιφανειακά φορτία (UDL, πεζοδρομίων) για την κάθε μορφή τοποθέτησής του (δηλ. τις προαναφερθέντες: Τοποθέτηση 1.1, Τοποθέτηση 1.2 κλπ.) να χωριστούν σε «*τμηματικές φορτίσεις*» (*patch loading*). Το κάθε τμήμα θα φορτίζει τα ανοίγματα μεταξύ των εγκάρσιων διαδοκίδων μήκους 3m, δηλ. ίσου με τη διαμήκη απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων. Με αυτόν τον τρόπο για τη μελετώμενη γέφυρα μήκους 150m και πλήθους 51 διαδοκίδων προκύπτουν 50 τμήματα (*patches*) των επιφανειακών φορτίων UDL και πεζοδρομίων.

Με αυτόν τρόπο θα εκμεταλλευτεί κατά το *superpositioning* του *module MAXIMA* του λογισμικού Sofistik η δυνατότητα του συνυπολογισμού μόνον εκείνης της έκτασης του φορτίου και μόνον εκείνων των διάφορων τοποθετήσεων κατά μήκος της γέφυρας που θα οδηγήσουν στον προσδιορισμό της πλέον μέγιστης εντατικής τιμής για την κάθε διατομή. Ουσιαστικά, η κάθε ομάδα των 50 patches της μιας τοποθέτησης θα οριστεί κατά τον προγραμματισμό ως ένα ξεχωριστό τμήμα (*ACT – PART: Q_1*) της ίδιας δράσης (*ACT – TYPE: GR_U*). Στο κάθε τμήμα το λογισμικό θα λάβει υπόψη μόνον εκείνα τα *patches* του ενός τμήματος που δρουν δυσμενώς κατά τον υπολογισμό ενός μεγέθους σε μία διατομή (*LC – NO: (patches no) – TYPE: Q*) (όπου: *TYPE: Q – Conditional. Add only if unfavourable.*).

Τοποθετήσεις φορτίων TS κατά τη διαμήκη διάσταση της γέφυρας: Stepping Loads

Τα κινητά φορτία εφαρμόζονται σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της γέφυρας. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγεται η κάθε ομάδα φορτίων των οχημάτων να κινείται με βήμα 1,5m ξεκινώντας από την αρχή του ανοίγματος της γέφυρας και φτάνοντας μέχρι το πέρας. Με αυτόν τον τρόπο δημιουργούνται 99 φορτίσεις για την κάθε μία τοποθέτηση φορτίων (δηλ. τις προαναφερθέντες: Τοποθέτηση 1.1, Τοποθέτηση 1.2 κλπ.).

Η απόσταση των 1,5m είναι ίση με το μισό της αποστάσεως μεταξύ των διαδοκίδων. Με τέτοιο βήμα φόρτισης, θα προκύπτει πάντα μία σειρά φορτίων κατά την εγκάρσια έννοια που θα βρίσκονται είτε στο μέσον του ανοίγματος της πλάκας είτε ακριβώς πάνω από διαδοκίδα. Έτσι, θα προκύπτουν πάντα τα μέγιστα εντατικά μεγέθη.

9.2.1 Τοποθέτηση 1.1

πεζοδρόμιο	$q_{fk,comb}=3kN/m^2$	$wf=2.75m$		
απομένουσα επιφάνεια	$q_k=2.5kN/m^2$		4.75m	$w=7.75m$
Λωρίδα 2 με $w=3m$	$Q_{2k}=180kN$ $q_{2k}=2.5kN/m^2$		$w2=3m$	
Tram				$w=6.40m$
Tram				
Λωρίδα 1 με $w=3m$	$Q_{1k}=270kN$ $q_{1k}=9kN/m^2$		$w1=3m$	
Λωρίδα 3 με $w=3m$	$Q_{3k}=90kN$ $q_{3k}=2.5kN/m^2$		$w3=3m$	$w=7.75m$
απομένουσα επιφάνεια	$q_k=2.5kN/m^2$			
πεζοδρόμιο	$q_{fk,comb}=3kN/m^2$	$wf=2.75m$		

Figure 9.11: Κάτοψη οδοποιίας. Η τοποθέτηση 1.1 των φορτίων GR1a εγκάρσιως της γέφυρας.

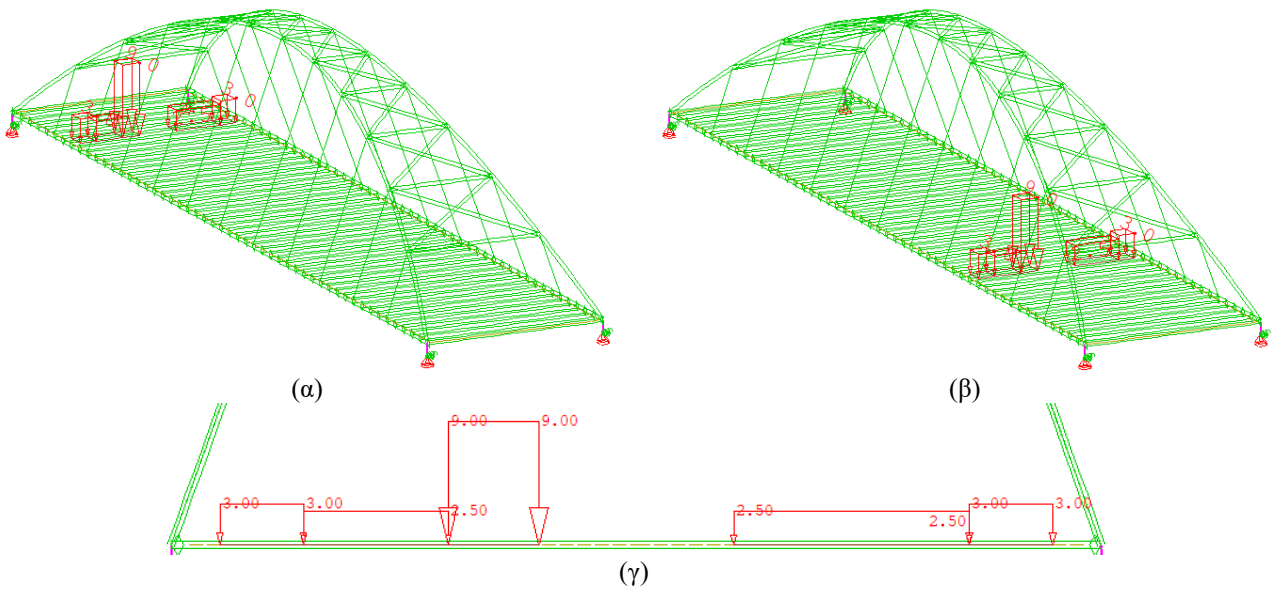


Figure 9.12: Τοποθέτηση 1.1. Ενδεικτικά 2 από τα 50 τμήματα στα οποία έχουν χωριστεί τα φορτία UDL και πεζοδρομίων.

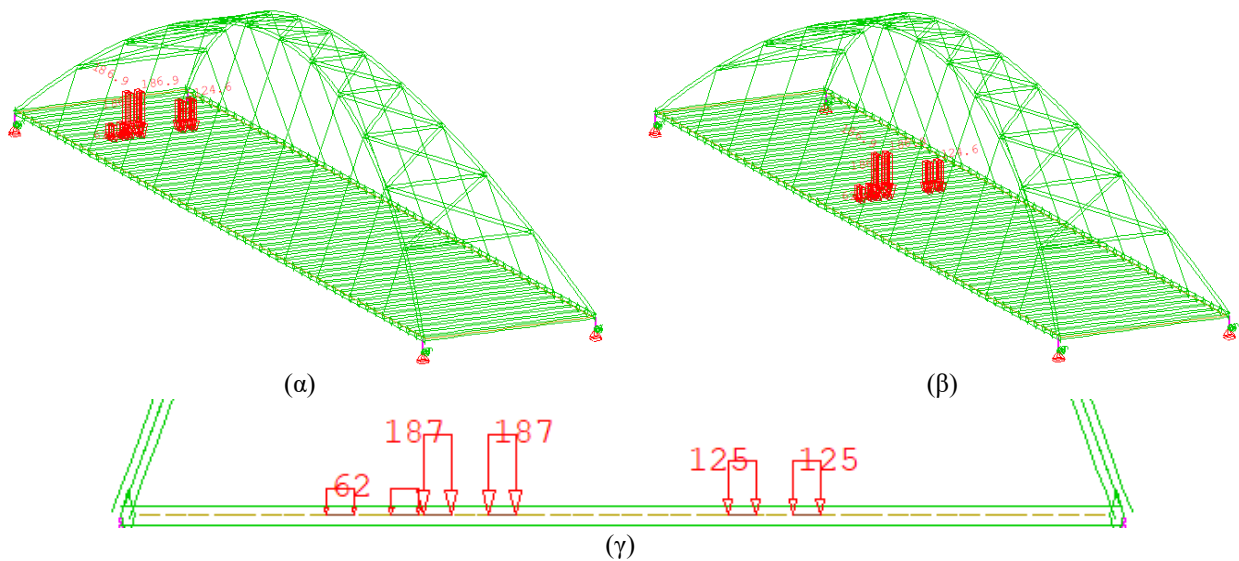


Figure 9.13: Τοποθέτηση 1.1. Ενδεικτικά 2 από τις 99 θέσεις που έχουν τοποθετηθεί τα φορτία TS. Εδώ δίνονται ως επιφανειακά στο μοντέλο με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

9.2.2 Τοποθέτηση 2.1

πεζοδρόμιο	$q_{fk,comb}=3kN/m^2$	$wf=2.75m$	
απομένουσα επιφάνεια	$q_{ik}=2.5kN/m^2$	4.75m	$w=7.75m$
Λωρίδα 3 με $w=3m$	$Q_{3k}=90kN$ $q_{3k}=2.5kN/m^2$	$w3=3m$	
Tram			
Tram			$w=6.40m$
απομένουσα επιφάνεια	$q_{ik}=2.5kN/m^2$	1.75m	
Λωρίδα 2 με $w=3m$	$Q_{2k}=180kN$ $q_{2k}=2.5kN/m^2$	$w2=3m$	$w=7.75m$
Λωρίδα 1 με $w=3m$	$Q_{1k}=270kN$ $q_{1k}=9kN/m^2$	$w1=3m$	
πεζοδρόμιο	$q_{fk,comb}=3kN/m^2$	$wf=2.75m$	

Figure 9.14: Κάτοψη οδοποιίας. Η τοποθέτηση 2.1 των φορτίων GR1a εγκάρσιως της γέφυρας.

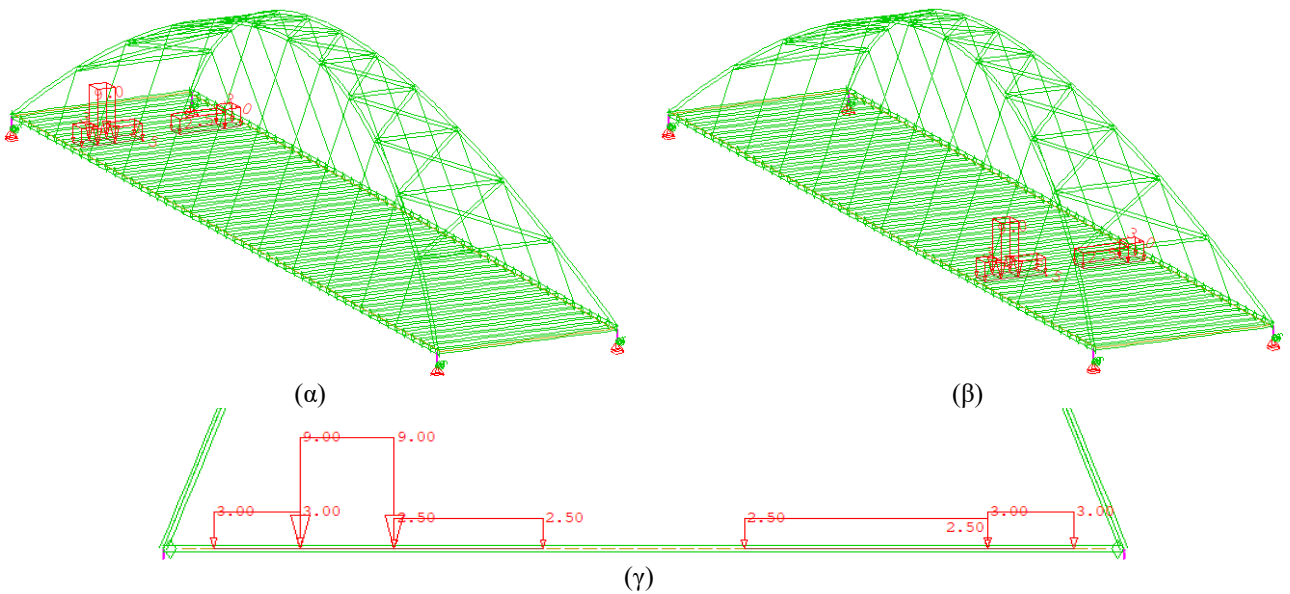


Figure 9.15: Τοποθέτηση 2.1. Ενδεικτικά 2 από τα 50 τμήματα στα οποία έχουν χωριστεί τα φορτία UDL και πεζοδρομίων.

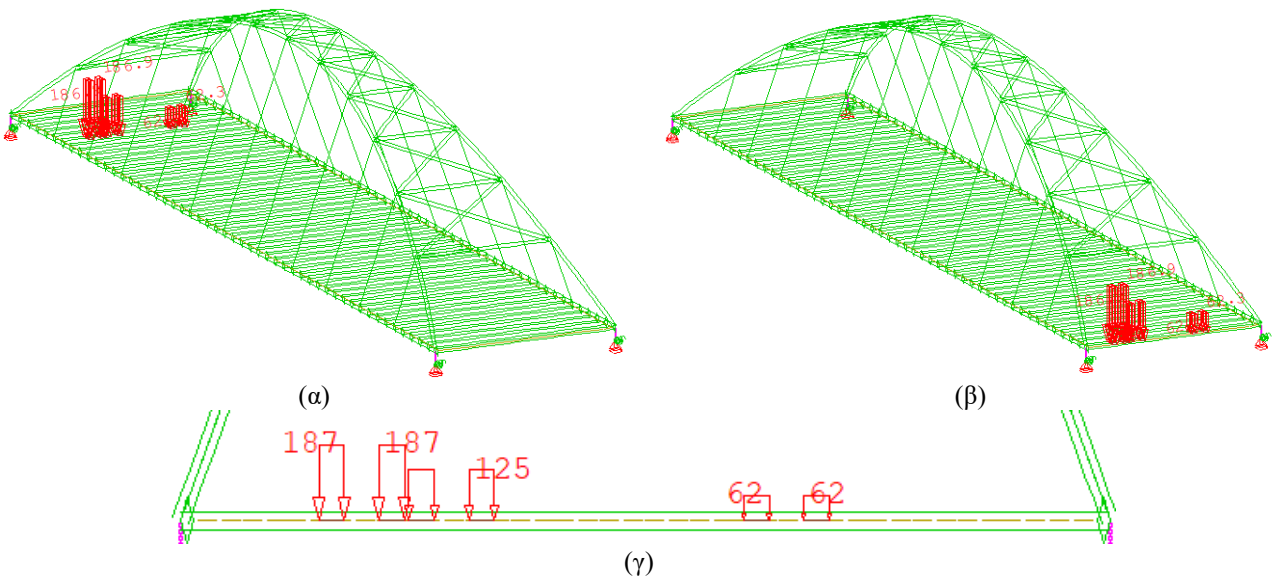


Figure 9.16: Τοποθέτηση 2.1. Ενδεικτικά 2 από τις 99 θέσεις που έχουν τοποθετηθεί τα φορτία TS. Εδώ δίνονται ως επιφανειακά στο μοντέλο με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

9.2.3 Τοποθέτηση 3.1

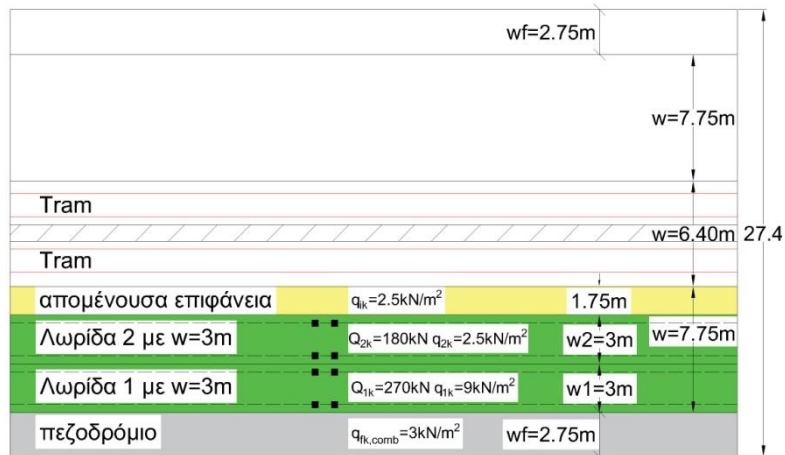


Figure 9.17: Κάτοψη οδοποιίας. Η τοποθέτηση 3.1 των φορτίων GR1a εγκάρσιως της γέφυρας.

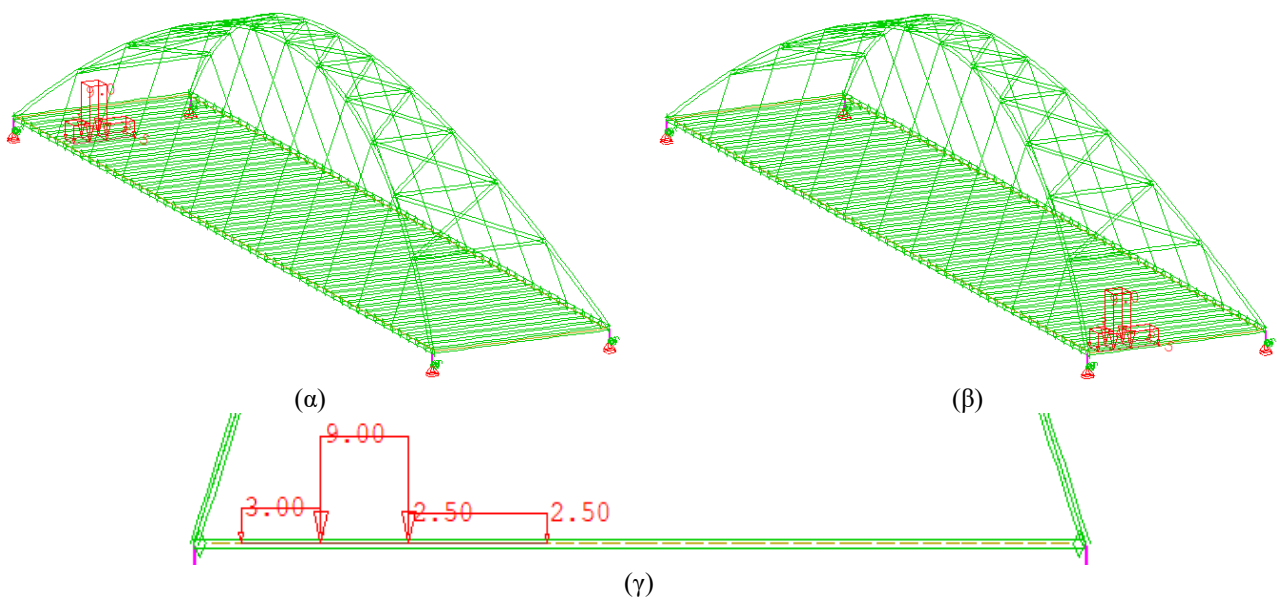


Figure 9.18: Τοποθέτηση 3.1. Ενδεικτικά 2 από τα 50 τμήματα στα οποία έχουν χωριστεί τα φορτία UDL και πεζοδρομίων.

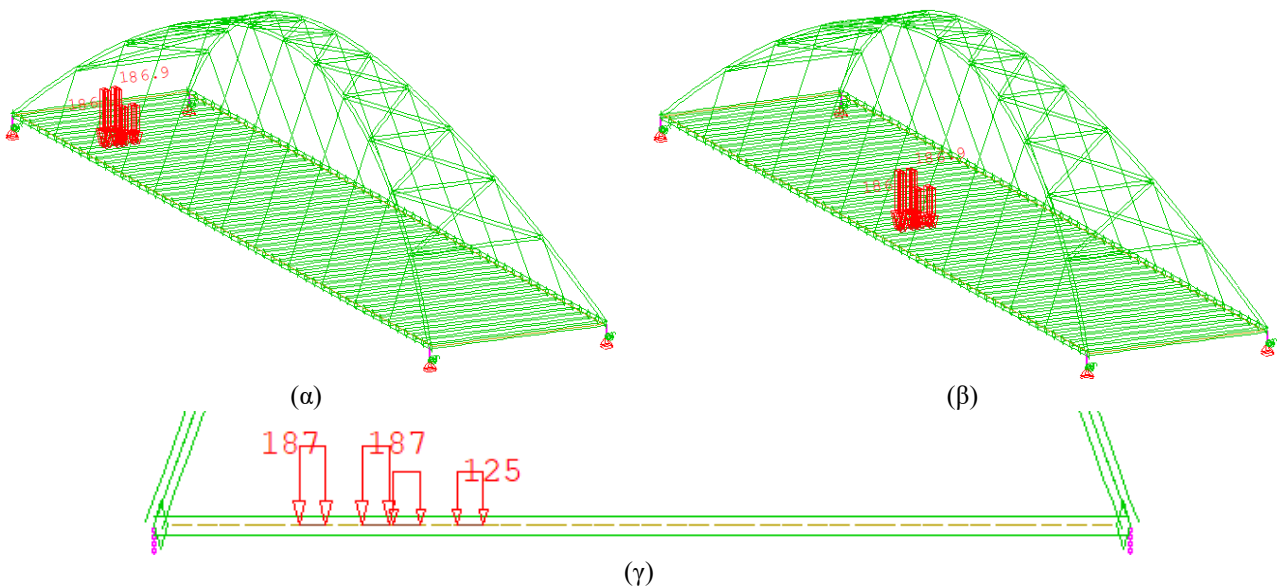


Figure 9.19: Τοποθέτηση 3.1. Ενδεικτικά 2 από τις 99 θέσεις που έχουν τοποθετηθεί τα φορτία TS. Εδώ δίνονται ως επιφανειακά στο μοντέλο με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία.

10 Δράσεις: Φορτία κυκλοφορίας τροχιοδρομικών μέσων

10.1 Γενικά

Έλλειψη προτύπων φορτίσεων και κανόνες φόρτισης για μεμονωμένα έργα

Αρχικά θα πρέπει να σημειωθεί ότι φορτία τροχιοδρομικών μέσων, ή και γενικώς ελαφρών σιδηροδρομικών γραμμών (*light rail*) δεν περιλαμβάνονται επί του παρόντος στους Ευρωκώδικες. Στο πλαίσιο των βιώσιμων συστημάτων μεταφορών, το γενικό κλίμα που επικρατεί είναι ότι οι έρευνες που αφορούν θέματα δικτύων ελαφρών σιδηροδρόμων και τραμ επιβάλλεται και αναμένεται να επεκταθούν. Μάλιστα, η βασική ανάγκη είναι να διαμορφωθούν κανόνες όχι μόνο που να αφορούν αμιγώς φορτίσεις τραμ, αλλά κυρίως κανόνες συνδυασμού των φορτίων τραμ με τα υπόλοιπα φορτία της γέφυρας, ήτοι κυκλοφορία τροχιοδρομικών μέσων σε οδική γέφυρα. Τα μοντέλα των πρότυπων φορτίσεων θα πρέπει να αφορούν τόσο φορτία κυκλοφορίας για την ανάλυση και τον έλεγχο σε ΟΚΑ και ΟΚΛ, όσο και σε κόπωση. Παρ' όλα αυτά, κατά τη ψηφοφορία περί προτεραιοποίησης θεμάτων σχεδιασμού γεφυρών με βάση τον Ευρωκώδικα για περαιτέρω ανάπτυξη, το θέμα που αφορά ακριβώς την ανάπτυξη πρότυπων μοντέλων φόρτισης τραμ και ελαφρών σιδηροδρόμων έλαβε μόνον μία ψήφο [38].

Σε άλλες ηπείρους έχουν προχωρήσει ήδη ερευνητικά προγράμματα των οποίων στόχος είναι η δημιουργία πρότυπου μοντέλου φόρτισης που αφορά τροχιοδρομικά μέσα. Ένα από αυτά έχει ολοκληρωθεί και το μοντέλο φόρτισης το οποίο προτείνει δίνεται στη συνέχεια του κεφαλαίου.

Γενικά, όμως, λόγω της έλλειψης Πρότυπων Μοντέλων Φόρτισης, η υπερισχύουσα λύση που εφαρμόζεται, ώστε να είναι εφικτή η μελέτη μιας γέφυρας, είναι ο καθορισμός ενός κανόνα φόρτισης σε καθεμία περίπτωση μεμονωμένου έργου. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι ο Μελετητής της γέφυρας λαμβάνει από την Αρμόδια Αρχή του τροχιοδρόμου ορισμένα φορτία του τροχιοδρομικού μέσου που θα προδιαγραφεται ότι θα κυκλοφορήσει στη γέφυρα, τα οποία έχουν να κάνουν με το ίδιο βάρος του ή γενικά με βάρος.

Αυτή η τελευταία πρόταση έχει να κάνει με το γεγονός, ότι σε αντίθεση με τα ιδεατά οχήματα πρότυπων φορτίσεων, στα δεδομένα περί βάρους πραγματικών μέσων μαζικής μεταφοράς (δηλ. ενός συγκεκριμένου μοντέλου τροχιοδρομικού μέσου) θα πρέπει να αναζητούνται δύο πληροφορίες περί του βάρους του. Η μία πληροφορία αφορά το ίδιο βάρος του οχήματος αυτό καθαυτό, ενώ η δεύτερη αφορά το άθροισμα του ίδιου βάρους του και του βάρους των επιβατών στην περίπτωση όπου το τροχιοδρομικό μέσο είναι γεμάτο στην πλήρη του χωρητικότητα, τόσο με επιβάτες καθιστούς όσο και με επιβάτες όρθιους. Αναλόγως τη μελετώμενη περίπτωση ενδέχεται και οι δύο τιμές να πρέπει να χρησιμοποιηθούν κατά τη μελέτη. Ωστόσο, πάντα θα πρέπει να δίνεται προσοχή στο εάν στα δεδομένα από την Αρμόδια Αρχή, έχουν δοθεί οι τιμές που αφορούν την πιο κρίσιμη τιμή, δηλ. τη δεύτερη. Συνοψίζοντας, υπάρχουν δύο τύποι βάρους τροχιοδρομικών μέσων:

1. Ίδιον βάρος άδειου τροχιοδρομικού μέσου – *weight of an empty tram vehicle / unladen*
2. Ίδιον βάρος πλήρους με επιβάτες τροχιοδρομικού μέσου – *weight of a fully loaded tram vehicle / laden*

Ίδιον βάρος άδειου τροχιοδρομικού μέσου

Το ίδιο βάρος ενός άδειου τροχιοδρομικού μέσου εξαρτάται από το μοντέλο του οχήματος και κυρίως από το πλάτος του, το μήκος του, και από το πλήθος των αρθρωτών βαγονιών. Οι τιμές κυμαίνονται από 20tn έως και άνω των 40tn, με κυρίαρχα βάρη όμως της τάξεως των 30-36tn. Προκειμένου να εξακριβωθεί η τιμή που θα ληφθεί στη μελέτη θα πρέπει να γίνει έρευνα των τροχιοδρομικών μέσων που χρησιμοποιούνται στην ευρύτερη μελετώμενη περιοχή, και των μέγιστων συνολικών μηκών των μέσων αυτών που ενδέχεται να κυκλοφορήσουν πάνω στη γέφυρα. Πάντα θα πρέπει να επιλέγεται εκείνο από τα μοντέλα των τραμ που οδηγούν στα μέγιστα αποτελέσματα.

Πρόσθετο ίδιο βάρος γεμάτου τροχιοδρομικού μέσου

Το πρόσθετο βάρος που προκύπτει από την πλήρη χωρητικότητα με επιβάτες του τροχιοδρομικού μέσου υπολογίζεται θεωρώντας μια πυκνότητα όρθιων επιβατών στην επιφάνεια του τροχιοδρομικού μέσου και ένα μέσον βάρος για τον κάθε επιβάτη. Στη συνέχεια το πρόσθετο βάρος υπολογίζεται απλοποιητικά πολλαπλασιάζοντας την πυκνότητα επί το βάρος αυτό και επί το πλάτος και το μήκος του τροχιοδρομικού μέσου. Ένας άλλος τρόπος είναι να ληφθεί η μέγιστη χωρητικότητα ως η μέγιστη τιμή του πλήθους των επιβατών. Αρκετές φορές οι Αρμόδιες Αρχές διαθέτουν τέτοιου είδους προδιαγραφές. Έπειτα, και πάλι θεωρώντας ένα μέσον ίδιο βάρος επιβάτη και πολλαπλασιάζοντας με το μέγιστο πλήθος επιβατών μπορεί να προκύψει το ζητούμενο ίδιο βάρος.

Παράδειγμα

-Έστω πυκνότητα:

$$p_{n\text{-standees}} = 4 \frac{\text{standees}}{m^2}$$

-Εστω μέσον βάρους επιβάτη ίσο με:

$$w_{standees} = 75 \frac{kg}{person} = 0,075 \frac{tn}{person} \approx 0,75 \frac{kN}{person}$$

-Τότε προκύπτει ότι:

$$p_{standees} = p_{n-standees} \cdot w_{standees} = 4 \frac{standees}{m^2} \cdot 75 \frac{kg}{person} \Leftrightarrow p_{standees} = 300 \frac{kg}{m^2} = 0,300 \frac{tn}{m^2} \approx 3 \frac{kN}{m^2}$$

-Για τραμ πλάτους $w_{tram} = 2,4m$ και μήκος $l_{tram} = 35m$ απλοποιητικά θα είναι:

$$W_{standees} = p_{standees} \cdot w_{tram} \cdot l_{tram} = 300 \frac{kg}{m^2} \cdot 2,4m \cdot 35m \Leftrightarrow W_{standees} = 25.200kg = 25,2tn \approx 252kN$$

-Εάν θεωρηθεί ότι το βάρος του άδειου οχήματος tram είναι ίσο με 35tn, τότε προκύπτουν οι δύο τιμές:

$$W_{tram,empty} = 35.000kg = 35tn = 350kN$$

$$W_{tram,loaded} = W_{tram,empty} + W_{standees} = 35.000kg + 25.200kg \Leftrightarrow W_{tram,loaded} = 60.200kg = 60,2tn \approx 602kN$$

$$a_{weight} = \frac{W_{tram,loaded}}{W_{tram,empty}} = \frac{60,2tn}{35tn} \Leftrightarrow a_{weight} = 1,72$$

Λόγος βάρους άδειου προς γεμάτου τραμ για διάφορα μοντέλα

Συνήθως η Αρμόδια Αρχή δίνει και τις δύο τιμές – βάρους τραμ όταν είναι άδειο και γεμάτο – για ένα συγκεκριμένο μοντέλο τροχιοδρομικού μέσου. Στον Table 10-1 έχει γίνει μία προσπάθεια εύρεσης τέτοιων πληροφοριών για διάφορα μοντέλα τραμ, προκειμένου να επαληθευτεί κατά πόσο ο λόγος a_{weight} που προέκυψε στο αυθαίρετο παράδειγμα προσεγγίζει τους αντίστοιχους λόγους από πραγματικά οχήματα.

Table 10-1: Ενδεικτικές τιμές λόγου άδειου προς γεμάτου βάρους τραμ για διάφορα μοντέλα οχημάτων.

Μοντέλο τραμ	Πηγή	Πλάτος	Μήκος	Άξονες	Empty Weight	Fully Loaded	Συν/στης βάρους	Θέσεις	Όρθιοι επιβάτες	Ποικνότητα όρθιων επιβατών
[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[tn]	[tn]	[-]	[-]	[-]	[Ατομα/m ²]
LRT	---	2,4	35	?	42,5	70	1,65	54	143	4
CAF Urbos	[53]	2,3	31	8	48	64,5	1,35	79	140	8
KT4	[53]	2,2	18,11	4	19,8	31,4	1,59	36	133	8
KT6	[53]	2,2	26,77	6	27,1	43,9	1,62	55	191	8
Bombardier Flexity 2	[43]	2,65	32,2	?	40,9	56,7	1,39	74	148	4
Bombardier Flexity Outlook	[43]	2,4	27,6	?	37,9	49,8	1,31	54	102	4
Skoda Forcity Smart	[43]	2,4	27,6	?	43,4	54,6	1,26	74+14	100	4
Tatra T3	[25]	2,5	14	4	16,5	27,5	1,66	-	≈100	-

Ενδείξεις

Με βάση τα παραπάνω υποδεικνύεται ότι τα φορτία του τροχιοδρομικού μέσου υπό κυκλοφορία με πλήρης χωρητικότητα επιβατών αυξάνονται από 1,25 μέχρι και 1,65 φορές σε σχέση με το ίδιο βάρος του άδειου τροχιοδρομικού μέσου. Επομένως, κατά τους ελέγχους σε ΟΚΑ και ΟΚΛ θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη υπέρ της ασφαλείας τα φορτία του γεμάτου τραμ.

Με βάση τις τιμές των ιδεατών οχημάτων της πρότυπης φόρτισης LM1 που δίνονται στον Table 9-3, προκύπτει ότι το συνολικό φορτίο του γεμάτου tram έχει σε αρκετές περιπτώσεις τιμή της ίδιας τάξεως με το συνολικό φορτίο του οχήματος 1, ήτοι $2 \cdot Q_{ik} = 60tn = 600kN$. Από την άλλη, το συνολικό βάρος ενός τυπικού άδειου τραμ προσεγγίζει αρκετά την τιμή του συνολικού βάρους του οχήματος 2 της ίδιας πρότυπης φόρτισης, δηλ. $2 \cdot Q_{ik} = 40tn = 400kN$.

Επίσης, σημειώνεται ότι στην περίπτωση των βαρέων σιδηροδρομικών μέσων, και όχι των ελαφριών στα οποία ανήκουν τα τραμ, το τυπικό βάρος ενός τρένου κυμαίνεται από 4.000tn μέχρι 20.000tn, δηλ. 40.000kN μέχρι και 200.000kN. Αυτό σημαίνει ότι τα φορτία του τραμ είναι ασύγκριτα μικρότερα των τρένων, και ως εκ τούτου για τη μελέτη των φορτίων τους δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι πρότυπες φορτίσεις του Ευρωκώδικα για φορτία κυκλοφορίας σιδηροδρομικών γεφυρών (π.χ. LM 71, SW/0 κλπ.).

Εφαρμογή των φορτίων του ιδίου βάρους πραγματικού τροχιοδρομικού μέσου

Στην περίπτωση των πρότυπων φορτίσεων τα φορτία εφαρμόζονται σε ιδεατούς άξονες και τροχούς με ιδεατές διαστάσεις και αποστάσεις. Επίσης, το πλήθος των τροχών είναι προκαθορισμένο και δεν συμπίπτει με τα πλήθη των τροχών των πραγματικών οχημάτων που διέρχονται από μια γέφυρα, αλλά είναι και αυτό ιδεατό. Στην περίπτωση των τροχιοδρομικών μέσων τα φορτία και πάλι θα πρέπει να ασκούνται με βάση τις θέσεις των αξόνων και των τροχών.

Γενικώς, τα συστήματα των αξόνων και τροχών των τροχιοδρομικών μέσων αποτελούνται από ζεύγη αξόνων (*bogies*). Κάθε τραμ έχει τουλάχιστον δύο ζεύγη και ο αριθμός αυξάνεται ανάλογα με το πλήθος των βαγονιών. Συνήθως για n βαγόνια υπάρχουν $n-2$ ζεύγη αξόνων (π.χ. για τραμ 5 βαγονιών θα είναι 3 ζεύγη αξόνων). Τα ζεύγη των αξόνων απέχουν μεταξύ τους μία απόσταση πάνω από 7m μετρούμενη από κέντρο τους συστήματος μέχρι το κέντρο του επόμενου. Τα στοιχεία αυτά έχουν ορισμένες περιπτώσεις τρόπων που μπορεί να ασκηθεί το φορτίο του τραμ στο αριθμητικό προσομοίωμα.

Τρόποι εφαρμογής

Για καλύτερη περιγραφή λαμβάνεται ως παράδειγμα ένα τροχιοδρομικό μέσο συνολικού βάρους $30tn=300kN$, το οποίο έχει 5 βαγόνια εκ των οποίων τα 3 «στηρίζονται» στο σύστημα αξόνων και τροχών του τροχιοδρομικού μέσου. Το κάθε σύστημα αποτελείται από 2 άξονες, και ο κάθε άξονας από 2 τροχούς (συνολικά 4 τροχοί ανά σύστημα). Θεωρείται ότι το κατακόρυφο φορτίο του συνολικού βάρους ισοκατανέμεται στα 3 συστήματα αξόνων και τροχών. Επομένως, τα φορτία του τροχιοδρομικού μέσου μπορεί να ασκηθούν είτε να δοθούν οι τιμές τους με τους εξής τρόπους:

- a) 3 τιμές των 3 ζευγών αξόνων, με τιμή του ενός ζεύγους αξόνων:

$$Q_{\text{pair of tram axles}} = 300kN/3 = 100kN$$

- b) 6 τιμές των 3 ζευγών αξόνων μοιρασμένες στις 2 ράγες, με τιμή του ενός ζεύγους αξόνων στην κάθε ράγα:

$$0,5 \cdot Q_{\text{pair of tram axles}} = 0,5 \cdot 300kN/3 = 0,5 \cdot 100kN = 50kN$$

- c) 6 τιμές των 6 αξόνων, με τιμή του ενός άξονα:

$$Q_{\text{tram axle}} = 300kN/6 = 100kN/2 = 50kN$$

- d) 12 τιμές των 12 τροχών, με τιμή του ενός τροχού στην κάθε ράγα:

$$Q_{\text{tram wheel}} = 300kN/12 = 100kN/4 = 50kN/2 = 25kN$$

Τα φορτία θα πρέπει πάντα να διέρχονται από τις θέσεις της κάθε ράγας. Ο απόλυτα ορθός τρόπος εφαρμογής είναι ο d), καθώς έτσι τα φορτία κατανέμονται στις πραγματικές στηρίξεις του τροχιοδρομικού μέσου, που είναι οι τροχοί του. Η απόσταση μεταξύ των αξόνων στο κάθε σύστημα αξόνων, δηλ. η απόσταση μεταξύ των τροχών των ζευγών αξόνων, είναι συνήθως της τάξεως των $1.700mm=1,7m$. Όπως έχει αναφερθεί στο Κεφάλαιο 9, δίνεται η δυνατότητα από τον Ευρωκώδικα κάποιες φορές να αμεληθεί η απόσταση των $1,2m$ μεταξύ των αξόνων του ιδεατού οχήματος και να ασκηθεί ένα συνολικό φορτίο, αν και αυτό δεν είναι το πλέον ορθό. Στην περίπτωση των τραμ, επειδή πρόκειται για περισσότερα από 2 ζεύγη αξόνων τα οποία βρίσκονται σε αποστάσεις τουλάχιστον 7m συνηθίζεται αντί να εφαρμόζεται το φορτίο σε κάθε τροχό να εφαρμόζεται στο κέντρο των ζευγών αξόνων με βάση την b).

Η απεικόνιση των διανυσμάτων των αντιδράσεων στις θέσεις των συστημάτων αξόνων με τον τρόπο b) και d) δίνονται στο Figure 10.1.

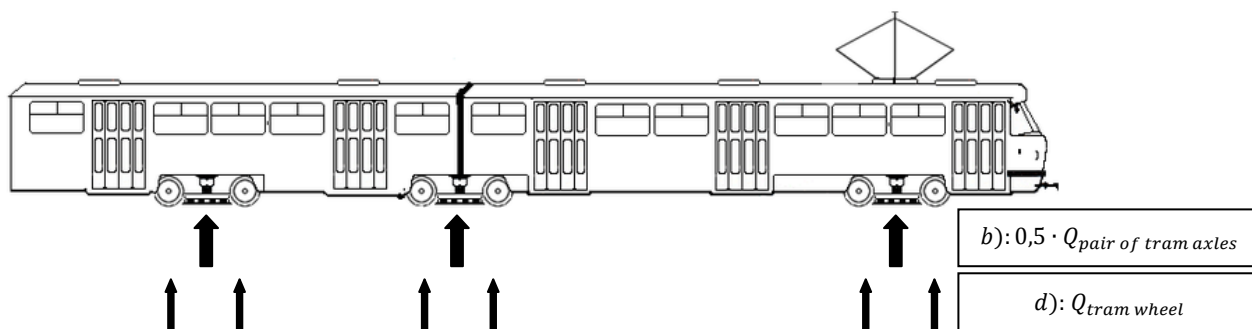


Figure 10.1: Απεικόνιση του τρόπου εφαρμογής των φορτίων του τραμ στη μία ράγα με τους τρόπους b) κ d).

Κατανομή του ιδίου βάρους στους άξονες

Γενικά το βάρος μπορεί να κατανεμηθεί ως γραμμικό φορτίο και απλοποιητικά επιλύεται δοκός πολλών ανοιγμάτων με δύο προβόλους, έναν στο κάθε άκρο. Τα φορτία/αντιδράσεις σε κάθε τροχό εξαρτώνται από:

1. Τη θέση που φέρουν τα ζεύγη των αξόνων κατά μήκος του tram, δηλ. αν είναι ακραία ή ενδιάμεσα.
2. Τις αποστάσεις των ζευγών αξόνων μεταξύ τους.
3. Το εάν οι αποστάσεις μεταξύ των ζευγών αξόνων είναι οι ίδιες ή διαφέρουν.
4. Τις αποστάσεις των 2 αξόνων μέσα στο ίδιο ζεύγος.

Σε ορισμένα μοντέλα των τραμ όλες οι τιμές προκύπτουν ίδιες ανά τροχό ενώ σε άλλα διαφέρουν έχοντας μεγαλύτερες τιμές στα ακραία συστήματα αξόνων και μικρότερες στα ενδιάμεσα.

Στα επόμενα που ακολουθούν δίνονται μερικά παραδείγματα τροchioδρομικών μέσων και των φορτίων τους.

Ενδεικτικό παράδειγμα άνισης κατανομής φορτίων

Το παράδειγμα βασίζεται στο μοντέλο οχήματος τραμ T2000 στις Βρυξέλλες που δίνεται στην [17] και απεικονίζεται στο Figure 10.2. Στους Table 10-2 και Table 10-3 δίνονται οι βασικές αποστάσεις του συστήματος και οι τιμές των αντιδράσεων, αντίστοιχα. Γίνεται αντιληπτό ότι στο συγκεκριμένο παράδειγμα η κατανομή των φορτίων σε κάθε άξονα δεν είναι η ίδια, αλλά εξαρτάται αρκετά από τη διαμόρφωση του συστήματος των ζευγών αξόνων, το βάρος του κάθε τροχού, το Κ.Β. Το γεγονός αυτό έρχεται σε αντίθεση με το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε στη μελετώμενη γέφυρα, όπου το ίδιο βάρος ισοκατανέμεται στους άξονες.

Table 10-2: Βασικές διαστάσεις του οχήματος για την εφαρμογή των φορτίων του οχήματος T2000

Βασικές διαστάσεις του οχήματος για την εφαρμογή των φορτίων		
Μήκος ακραίου ζεύγους αξόνων (μεταξύ Κ.Β. τροχών)	1,7	[m]
Μήκος ενδιάμεσου ζεύγους αξόνων (μεταξύ Κ.Β. τροχών)	1,7	[m]
Απόσταση εξωτερικού τροχού ακραίου ζεύγους αξόνων από Κ.Β. του συστήματος αξόνων	0,57	[m]
Απόσταση εσωτερικού τροχού ακραίου ζεύγους αξόνων από Κ.Β. του συστήματος αξόνων	1,13	[m]
Απόσταση τροχών ενδιάμεσου ζεύγους αξόνων από Κ.Β. του συστήματος αξόνων	0,85	[m]
Απόσταση Κ.Β ακραίου συστήματος αξόνων από Κ.Β. ενδιάμεσου συστήματος αξόνων	7,8	[m]
Απόσταση από άκρο οχήματος τραμ μέχρι Κ.Β. ακραίου συστήματος αξόνων	3,6	[m]
Συνολικό μήκος οχήματος	22,8	[m]
Απόσταση Κ.Β. εσωτερικού τροχού ακραίου συστήματος αξόνων μέχρι το Κ.Β. του πρώτου τροχού του ενδιάμεσου συστήματος αξόνων	5,82	[m]

Table 10-3: Βασικές διαστάσεις του οχήματος για την εφαρμογή των φορτίων του οχήματος T2000

Στοιχείο	Τιμή αντίδρασης	Ποσοστό επί του συνολικού βάρους
Ακραίο σύστημα αξόνων: εξωτερικός άξονας	$8,3tn=83kN$	25,94%
Ακραίο σύστημα αξόνων: εσωτερικός άξονας	$3,45tn=34,5kN$	10,78%
Ακραίο σύστημα αξόνων: συνολικά	$11,75tn=117,5kN$	2*36,71%
Ενδιάμεσο σύστημα αξόνων: κάθε άξονας	$4,25tn=42,5kN$	13,28%
Ενδιάμεσο σύστημα αξόνων: συνολικά	$8,5tn=85kN$	26,56%
Συνολικό βάρος οχήματος	$32tn=320kN$	-

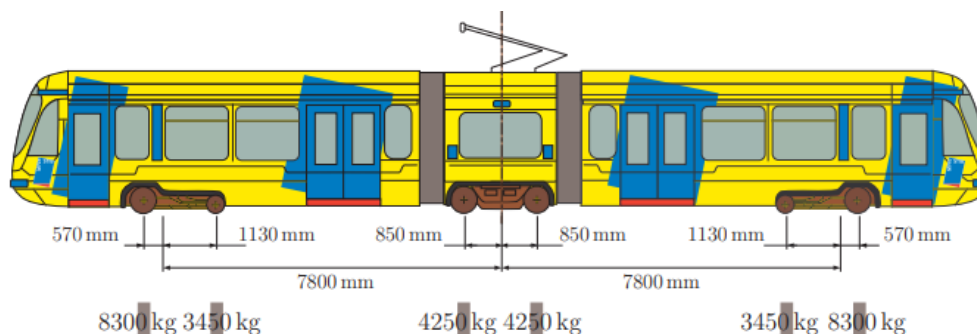


Figure 10.2: Οι κύριες διαστάσεις και οι τιμές των αξονικών φορτίων για το tram T2000 (από [17])

10.2 Πρότυπη φόρτιση τροchioδρομικού μέσου – Light Rail and Tram – LRT-16

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, στις ΗΠΑ έχει διεκπεραιωθεί και ολοκληρωθεί ερευνητικό πρόγραμμα για τον προσδιορισμό πρότυπης φόρτισης για ελαφριές σιδηροδρομικές γραμμές και τροchioδρομικά μέσα (*Light Rail and Tram – LRT*) και τα αποτελέσματα παρουσιάστηκαν το 2018 [49]. Κύριος σκοπός του προγράμματος ήταν να δημιουργήσει μία φόρτιση, η οποία να θυμίζει τις ήδη υπάρχοντες για σιδηροδρομικές γέφυρες που ορίζονται στον Ευρωκώδικα, όπως η LM 71. Η πρότυπη φόρτιση δίνεται στο Figure 10.3. Αποτελείται από ένα *απεριόριστο* γραμμικό φορτίο 4,25kN/m και από 3 συγκεντρωμένες δυνάμεις αξόνων ίσες με 150kN σε απόσταση 4,25m. Τα φορτία αυτά ισομοιάζονται σε κάθε ράγα και είναι ίσα με: συγκεντρωμένο φορτίο 75kN και γραμμικό 2,125kN/m.

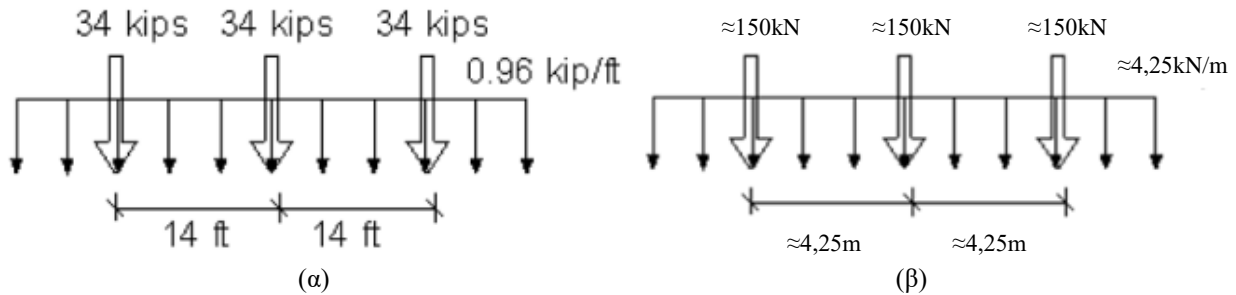


Figure 10.3: Χαρακτηριστικές τιμές κατακόρυφων φορτίων της προτεινόμενης πρότυπης φόρτισης για ελαφριές σιδηροδρομικές γραμμές και τραμ (LRT-16). (α) όπως δίνεται στην [49], (β) σε kN και m.

Έπειτα από αναλύσεις στο λογισμικό, προέκυψε ότι τα εντατικά που δίνει η πρότυπη φόρτιση LRT-16 είναι αρκετά μεγαλύτερα σε σχέση με το πραγματικό τροchioδρομικό μέσο που προδιαγράφεται ότι θα διέρχεται από τη γέφυρα. Αυτό σημαίνει ότι με βάση τον ισχύοντα τρόπο ανάλυσης γεφυρών με τραμ, φαινομενικά η χρήση της πρότυπης φόρτισης υπερεκτιμά τα εντατικά μεγέθη. Για τον λόγο αυτό επιλέχθηκε εν τέλει να μην ληφθεί υπόψη στην εργασία.

Ένας ακόμη λόγος απόρριψης είναι το γεγονός, ότι σχετικά με τον συνδυασμό μαζί με τα φορτία κυκλοφορίας στον αυτοκινητόδρομο τα φορτία της LRT-16 και της ομάδας GR1a, με βάση την [49], θα πρέπει να λαμβάνονται χωριστά.

10.3 Εφαρμοζόμενα φορτία στη μελετώμενη γέφυρα

Στη μελετώμενη γέφυρα επιλέγεται να εφαρμοσθεί μοντέλο φόρτισης τροchioδρομικού μέσου βασισμένο στο πραγματικό όχημα που προδιαγράφεται ότι κυκλοφορεί στην Αθήνα και δίνεται από την αντίστοιχη Αρμόδια Αρχή. Ερμηνεύεται ότι το μοντέλο αυτό αντιστοιχεί στα τραμ 1^{ης} γενιάς: Ansaldo Breda Sirio. Θεωρείται ότι το μοντέλο αυτό καλύπτει και την περίπτωση του τραμ 2^{ης} γενιάς, λόγω έλλειψης αντίστοιχων σχεδίων και δεδομένων. Το μοντέλο του τροchioδρομικού μέσου απεικονίζεται στο Figure 10.4. Από το σχήμα αυτό προσδιορίζονται και οι βασικές διαστάσεις του οχήματος που δίνονται στο Table 10-4. Σημειώνεται ότι το πλάτος του οχήματος είναι ίσο με 2,4m που συμπίπτει με το αντίστοιχο τραμ 2^{ης} γενιάς, για το οποίο έγινε και η διαμόρφωση του καταστρώματος της γέφυρας.

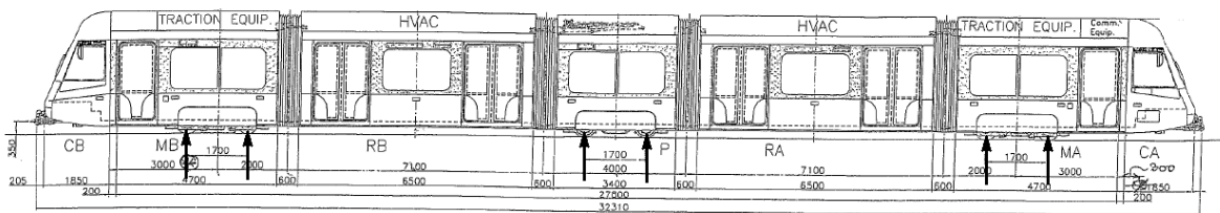


Figure 10.4: Μοντέλο φόρτισης τροchioδρομικού μέσου από την Αρμόδια Αρχή στην Αθήνα (από [31])

Table 10-4: Βασικές διαστάσεις του οχήματος για την εφαρμογή των φορτίων του

Βασικές διαστάσεις του οχήματος για την εφαρμογή των φορτίων		
Μήκος ακραίου ζεύγους αξόνων (μεταξύ Κ.Β. τροχών)	1,7	[m]
Μήκος ενδιάμεσου ζεύγους αξόνων (μεταξύ Κ.Β. τροχών)	1,7	[m]
Απόσταση Κ.Β. εσωτερικού τροχού ακραίου συστήματος αξόνων μέχρι το Κ.Β. του πρώτου τροχού του ενδιάμεσου συστήματος αξόνων	9,4	[m]
Απόσταση Κ.Β ακραίου συστήματος αξόνων από Κ.Β. ενδιάμεσου συστήματος αξόνων	11,1	[m]
Συνολικό μήκος οχήματος	32,31	[m]
Πλάτος οχήματος	2,4	[m]

Φορτία άδειου τραμ (από [31])

Το όχημα διαθέτει 5 βαγόνια, τα 3 εκ των οποίων στηρίζονται σε συστήματα ζευγών αξόνων, με την αντίδραση του κάθε ζεύγους αξόνων να είναι ίση με $12tn = 120kN$, όπως αναφέρει η [31] ότι δίνεται από την Αρμόδια Αρχή. Αυτό σημαίνει ότι το συνολικό βάρος του οχήματος είναι ίσο με $3 \cdot 12tn = 36tn = 360kN$. Προφανώς πρόκειται για το βάρος του άδειου οχήματος τραμ. Άρα, για το άδειο όχημα τραμ μπορεί να ασκηθούν τα εξής φορτία:

- a) 3 τιμές των 3 ζευγών αξόνων, με τιμή του ενός ζεύγους αξόνων:

$$Q_{pair\ of\ tram\ axles} = 120kN$$

- b) 6 τιμές των 3 ζευγών αξόνων μοιρασμένες στις 2 ράγες, με τιμή του ενός ζεύγους αξόνων στην κάθε ράγα:

$$0,5 \cdot Q_{pair\ of\ tram\ axles} = 0,5 \cdot 120kN = 60kN$$

- c) 6 τιμές των 6 αξόνων, με τιμή του ενός άξονα:

$$Q_{tram\ axle} = 120kN/2 = 60kN$$

- d) 12 τιμές των 12 τροχών, με τιμή του ενός τροχού στην κάθε ράγα:

$$Q_{tram\ wheel} = 60kN/2 = 30kN$$

Πρόσθετο ίδιον βάρος γεμάτου τροχιοδρομικού μέσου

Για τον προσδιορισμό του βάρους του γεμάτου τροχιοδρομικού μέσου επιλέγεται να γίνει μια διαφορετική προσέγγιση σε σχέση με αυτήν του Κεφαλαίου 10.1. Συγκεκριμένα:

-Λαμβάνεται ο μέγιστος προδιαγραφόμενος αριθμός επιβατών στο τραμ του Alstom Citadis X05-305, όπως δίνεται και στο Κεφάλαιο 2.2, ίσος με

$$cap_{passengers,max} = 294\ \text{επιβάτες}$$

-Εστω μέσον βάρος επιβάτη ίσο με:

$$w_{standees} = 75 \frac{kg}{person} = 0,075 \frac{tn}{person} \approx 0,75 \frac{kN}{person}$$

-Τότε προκύπτει ότι:

$$p_{standees} = cap_{passengers,max} \cdot w_{standees} = 294 \cdot 75 \frac{kg}{person} \Leftrightarrow p_{standees} = 22.050kg = 22,05tn \approx 220,5\ kN$$

-Επομένως τα δύο βάρη θα είναι ίσα με:

$$W_{tram,empty} = 36.000kg = 36tn = 360kN$$

$$W_{tram,loaded} = W_{tram,empty} + W_{standees} = 36.000kg + 22.050kg \Leftrightarrow W_{tram,loaded} = 58.050kg = 58,02tn \approx 580,2kN$$

$$a_{weight} = \frac{W_{tram,loaded}}{W_{tram,empty}} = \frac{58,02tn}{36tn} \Leftrightarrow a_{weight} = 1,61$$

Ο λόγος $a_{weight} = 1,61$ είναι αποδεκτός με βάση τις τιμές του Table 10-1.

Φορτία γεμάτου τραμ

Επομένως, σύμφωνα με τα προηγούμενα, για την περίπτωση του γεμάτου τραμ με επιβάτες προκύπτουν καινούρια φορτία. Γίνεται η παραδοχή ότι οι επιβάτες κατανέμονται ομοιόμορφα σε όλη την επιφάνεια του τραμ με αποτέλεσμα να προκύπτουν και πάλι ίσες αντιδράσεις, όπως δίνεται και στο αρχικό μοντέλο. Άρα, για το γεμάτο όχημα τραμ μπορεί να ασκηθούν τα εξής φορτία:

- a) 3 τιμές των 3 ζευγών αξόνων, με τιμή του ενός ζεύγους αξόνων:

$$Q_{pair\ of\ tram\ axles} = 580,2kN/3 = 193,4kN$$

- b) 6 τιμές των 3 ζευγών αξόνων μοιρασμένες στις 2 ράγες, με τιμή του ενός ζεύγους αξόνων στην κάθε ράγα:

$$0,5 \cdot Q_{pair\ of\ tram\ axles} = 0,5 \cdot 193,4kN = 96,7kN$$

- c) 6 τιμές των 6 αξόνων, με τιμή του ενός άξονα:

$$Q_{tram\ axle} = 193,4kN/2 = 96,7kN$$

- d) 12 τιμές των 12 τροχών, με τιμή του ενός τροχού στην κάθε ράγα:

$$Q_{tram\ wheel} = 96,7kN/2 = 48,35kN$$

Φορτία γεμάτου τραμ για το αριθμητικό προσομοίωμα με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία

Όπως και στην περίπτωση των οχημάτων κυκλοφορίας της πρότυπης φόρτισης LM1, έτσι και στην περίπτωση των τροchioδρομικών μέσων το ορθό είναι τα φορτία του τραμ να μην ασκηθούν ως συγκεντρωμένα, αλλά ως επιφανειακά στο αριθμητικό προσομοίωμα με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Για τον σκοπό αυτό, θα πρέπει να δοθεί μία πρόταση του τρόπου διανομής του φορτίου (*load pattern*) που θα λαμβάνει το πώς «ταξιδεύει» το φορτίο από την κορυφή της διατομής της ράγας μέχρι την άνω ίνα της πλάκας καταστρώματος των σύμμικτων διαδοκίδων.

Χωρίς περαιτέρω διερεύνηση το συγκεντρωμένο φορτίο θεωρείται ότι αρχικά διανέμεται μέχρι την τετραγωνική διατομή στη βάση της ράγας R160N, με πλευρές 0,18m x 0,18m. Εν συνεχεία, από αυτήν την επιφάνεια θα γίνει διανομή μέχρι τη μέση επιφάνεια του συμπαγούς τμήματος της πλάκας σκυροδέματος. Μέχρι την άνω επιφάνεια της πλάκας σκυροδέματος απομένει ακόμα ένα πάχος σκυροδέματος ίσο με 25cm-18cm=7cm. Οι προκύπτουσες τιμές των επιφανειακών φορτίων, αλλά και όλες οι τιμές των φορτίων δίνονται στον

Table 10-5.

$$w_{dispersed\ tram\ wheel} = 0,18m + 2 \cdot [\tan(45^\circ) \cdot \Delta t_{tram\ reserve}] + 2 \cdot \left[\tan(45^\circ) \cdot \frac{h_{solid\ slab}}{2} \right]$$

$$\Leftrightarrow w_{dispersed\ tram\ wheel} = 0,18m + 2 \cdot [\tan(45^\circ) \cdot 0,07m] + 2 \cdot \left[\tan(45^\circ) \cdot \frac{0,25m}{2} \right]$$

$$\Leftrightarrow w_{dispersed\ tram\ wheel} = 0,18m + 2 \cdot 0,07m + 2 \cdot 0,125m$$

$$\Leftrightarrow w_{dispersed\ tram\ wheel} = 0,57m$$

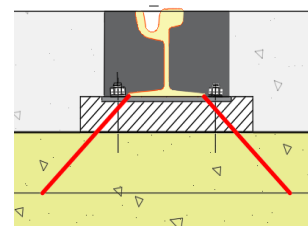


Figure 10.5: Απλοποιητική διανομή φορτίου βάσει του κάτω πέλματος της διατομής της ράγας

Table 10-5: Τα φορτία του τραμ για όλες τις περιπτώσεις εφαρμογής που έχουν δοθεί. Τιμές για συγκεντρωμένα και επιφανειακά φορτία (με διανομή σε τετραγωνική επιφάνεια 0,25x0,25m) για άδειο και γεμάτο τραμ.

Στοιχείο	Τιμή φορτίου			
	Άδειο τραμ		Γεμάτο τραμ	
	Συγκεντρωμένο	Επιφανειακό	Συγκεντρωμένο	Επιφανειακό
Συνολικό βάρος οχήματος	36tn=360kN	---	58,02tn=580,2kN	---
α)Κάθε ζεύγος αξόνων	12tn=120kN	---	19,34tn=193,4kN	---
β)Κάθε ζεύγος αξόνων μοιρασμένο στις δύο ράγες	6tn=60kN	184,67kN/m ²	9,67tn=96,7kN	---
γ)Κάθε άξονας	6tn=60kN	---	9,67tn=96,7kN	---
δ)Κάθε τροχός	3tn=30kN	92,33kN/m ²	4,835tn=48,35kN	148,81kN/m ²

Σχόλιο: Οι τιμές των επιφανειακών φορτίων έχουν προκύψει έπειτα από διανομή του συγκεντρωμένου φορτίου σε τετραγωνική επιφάνεια πλευρών 0,57m x 0,57m.

Εφαρμογή φορτίων τροchioδρομικών μέσων στο αριθμητικό προσομοίωμα

Λαμβάνονται τρεις διαφορετικές διατάξεις κατά την εγκάρσια διεύθυνση. Στις δύο εγκάρσιες διατάξεις λαμβάνονται οι δύο γραμμές ως μεμονωμένες. Στην τρίτη διάταξη γίνεται συντηρητική παραδοχή κατά την οποία θεωρείται κυκλοφορία δύο οχημάτων τραμ παράλληλα στις δύο γραμμές, ακριβώς στις ίδιες θέσεις x κατά μήκος της γέφυρας, και με κίνηση προς την ίδια κατεύθυνση. Τα φορτία επιλέγεται να ασκηθούν στους τροχούς του τραμ, τα οποία εφαρμόζονται με βήματα ανά 1,5m, για να ληφθούν τα τροchioδρομικά μέσα σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της γέφυρας. Επίσης, τονίζεται ότι γίνεται η παραδοχή απαγόρευσης διέλευσης δύο οχημάτων τραμ ταυτόχρονα στην ίδια ράγα.

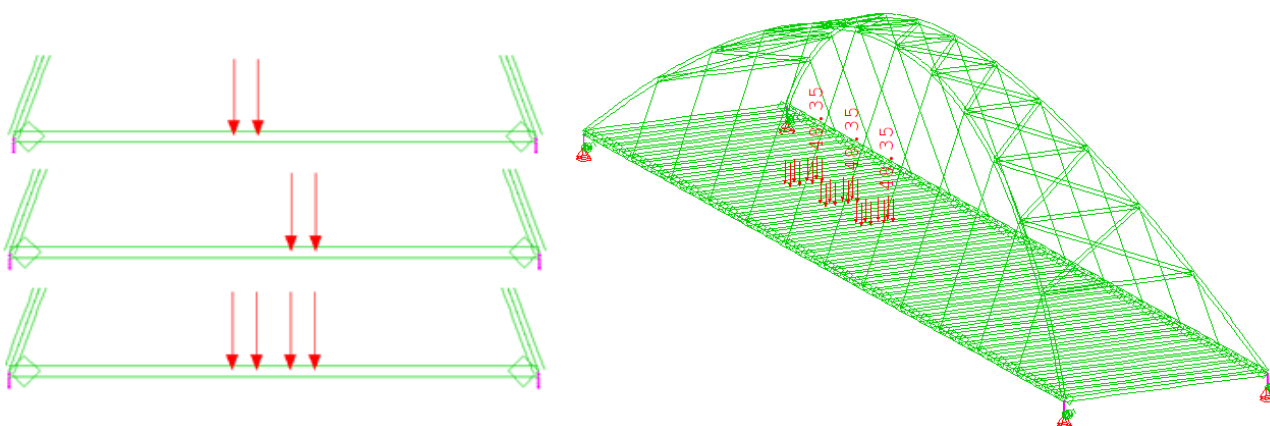


Figure 10.6: Εγκάρσιες διατάξεις φορτίων, μεμονωμένες γραμμές και φόρτιση τραμ για ταυτόχρονη κίνηση προς την ίδια κατεύθυνση στις δύο γραμμές – συντηρητική παραδοχή.

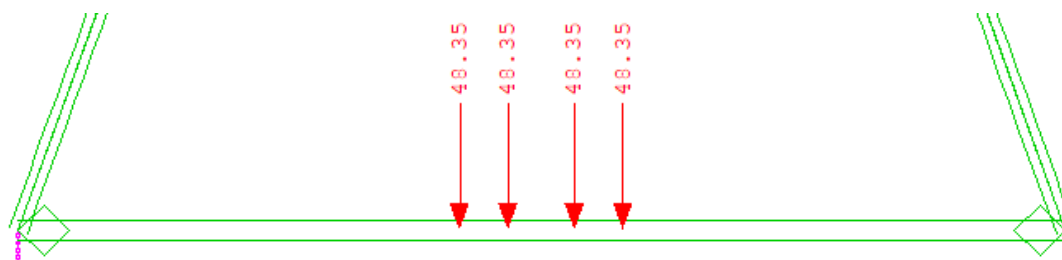


Figure 10.7: Ενδεικτικά δύο τραμ ταυτόχρονα στις δύο γραμμές σε όψη YZ.

Συνδυασμός φορτίων τροchioδρομικών μέσων με τα υπόλοιπα φορτία

Σημειώνεται ήδη από αυτό το σημείο, ότι τα φορτία του πραγματικού οχήματος τραμ, σε αντίθεση με αυτά της πρότυπης φόρτισης LRT-16, κρίνεται σκόπιμο να συνδυάζονται με τα υπόλοιπα φορτία. Η παρατήρηση αυτή είναι σύμφωνη και με την EN 1990:2002+A1:2005 §A.2.2.1 (5), όπου αναγράφεται ότι κατά περιπτώσεις όπου θεωρείται σκόπιμο, τα διάφορα φορτία κυκλοφορίας οχημάτων θα πρέπει να λαμβάνονται ταυτόχρονα.

Βέβαια, η συνύπαρξη τους σε μία περίπτωση φόρτισης (*loadcase*) μαζί με τις κατακόρυφες φορτίσεις της ομάδας GR1a των οχημάτων κυκλοφορίας δεν είναι εφικτή, καθώς τα δύο είδη οχημάτων, τα οχήματα της LM1 και το όχημα τραμ, χαρακτηρίζονται από διαφορετικές διαμήκεις αποστάσεις τροχών, γεγονός που δεν θα οδηγούσε στον υπολογισμό των μέγιστων εντατικών μεγεθών κατά τον προσδιορισμό των περιβαλλουσών. Επομένως, να μεν οι δύο δράσεις θα πρέπει να αποτελούν διαφορετικές περιπτώσεις φορτίσεων στο λογισμικό (*loadcases*), αλλά μπορούν να συνδυάζονται μεταξύ τους, ώστε κατά τον υπολογισμό των περιβαλλουσών να λαμβάνεται υπόψη ένα ποσοστό των φορτίων τραμ που να συνυπάρχει με τα φορτία κυκλοφορίας οχημάτων κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας.

Καθώς ο τρόπος εφαρμογής, αλλά, και όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 10.1, οι τιμές των φορτίων του τραμ έχουν αρκετά κοινά με τα φορτία TS των οχημάτων της πρότυπης φόρτισης LM1, κρίθηκε ότι η δράση των φορτίων τραμ θα λαμβάνει ακριβώς τις ίδιες τιμές συντελεστών συνδυασμού με την δράση των φορτίων TS. Αυτό σημαίνει ότι στους συνδυασμούς OKA όπου κύρια μεταβλητή δράση είναι η ομάδα GR1a, τα φορτία του τραμ θα λαμβάνουν συντελεστή συνδυασμού $\psi_0 = 0,75$. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι το 75% των φορτίων τραμ θεωρείται ότι συνυπάρχει μαζί με τα φορτία κυκλοφορίας στους συνδυασμούς, που αποτελεί ένα αρκετά μεγάλο μέρος τους. Οι τιμές των συντελεστών δίνονται στον Table 10-6.

Σημειώνεται ότι τα φορτία του tram, αλλά και τα φορτία κυκλοφορίας της ομάδας GR1a έχουν συντελεστή συνδυασμού $\psi_2 = 0$. Αυτό σημαίνει πως π.χ. στον συχνό συνδυασμό OKΛ για τον υπολογισμό των βελών, όταν λαμβάνεται ως κύρια μεταβλητή δράση μια φόρτιση διαφορετική από αυτές τις δύο (π.χ. κύρια μεταβλητή φόρτιση ο άνεμος), τότε τα φορτία κυκλοφορίας τόσο της LM1 όσο και των τροchioδρομικών μέσων δε συνδυάζονται με τις κύριες μεταβλητές δράσεις αυτές. Άρα, όντως σε αυτές τις περιπτώσεις ισχύει ότι $\psi_2 = 0$.

Παρ' όλα αυτά, θεωρείται ότι εξαίρεση σε αυτόν τον κανόνα θα πρέπει να δίνεται, όταν η κύρια κινητή δράση είναι η φόρτιση GR1a. Σε αυτήν την περίπτωση κρίνεται πιο ορθό να ληφθούν υπόψη τα φορτία των τροchioδρομικών μέσων, καθώς είναι πιο δυσμενές, αλλά και πιο λογικό, να συνυπολογίζονται στα αναπτυσσόμενα βέλη λόγω κυκλοφορίας πάνω στη γέφυρα. Τονίζεται ότι σε μια τέτοια περίπτωση θα πρέπει να υπάρχει απόλυτη «συμμετρία» τέτοιων θεωρήσεων. Δηλ. εάν κατά τον υπολογισμό των βελών για συχνό συνδυασμό OKΛ ληφθούν μαζί τα φορτία GR1a και tram, τότε το ίδιο θα πρέπει να γίνει και κατά τον υπολογισμό των τάσεων. Βέβαια, εάν σε κάποιον από αυτούς τους υπολογισμούς προκύψουν υπερβολικά αποτελέσματα, τότε μόνον μπορεί να κριθεί η αναγκαιότητα κάποιας άλλης θεώρησης (δηλ. να ληφθούν εν τέλει χωριστά) ή να τροποποιηθούν αναλόγως οι συντελεστές συνδυασμού.

Για τη μελετώμενη γέφυρα τα φορτία των τροchioδρομικών μέσων θα συνδυάζονται με τα φορτία GR1a, όταν αυτά τα τελευταία αποτελούν κύρια μεταβλητή δράση σε συνδυασμούς OKΛ με συντελεστή:

$$\psi_{2, tram, main\ movable\ gr1a} = \psi_{1, TS} = 0,75$$

Table 10-6: Οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού για τα φορτία του τροchioδρομικού μέσου που θεωρήθηκαν ότι ισχύουν στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας.

Συντελεστές συνδυασμού φορτίων τροchioδρομικού μέσου					
$\gamma_{Q, unfav}$	$\gamma_{Q, fav}$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\psi_{2, tram, main\ live\ gr1a}$
1,35	0	0,75	0,75	0	0,75

11 Δράσεις: Θερμοκρασιακές μεταβολές

11.1 Ομοιόμορφη μεταβολής θερμοκρασίας ΔT_N

Βήματα υπολογισμού της συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_N για γέφυρες

1. Προσδιορισμός μέγιστης και ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} και T_{min}
 - Ανάλογα με την τοποθεσία του δομήματος λαμβάνονται από τον παρόντα Ευρωκώδικα, και συγκεκριμένα από το Εθνικό Προσάρτημα οι τιμές 2 θερμοκρασιών:
 - a. της μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max}
 - b. της ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{min}
2. Τροποποίηση μέγιστης και ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} και T_{min} λόγω υψομετρικής θέσης δομήματος
 - Η θερμοκρασία σε έναν γεωγραφικό τόπο μειώνεται αναλογικά με το υψόμετρο. Το φαινόμενο αυτό λέγεται κατακόρυφη θερμοβαθμίδα.
 - Η αναλογία της μείωσης θερμοκρασίας είναι περίπου ίση με $0,65^\circ\text{C}/100\text{m}$
 - Οι τιμές των T_{max} και T_{min} έχουν αναχθεί σε υψόμετρο 0, δηλ. αφορούν τη στάθμη της θάλασσας.
 - Επομένως, στους υπολογισμούς η μέγιστη και ελάχιστη θερμοκρασία θα προσαρμόζονται από τη θερμοκρασία στην επιφάνεια της θάλασσας αφαιρώντας $0,65^\circ\text{C}$ για κάθε 100m υψομετρικής διαφοράς.
 - Η απομείωση των τιμών λόγω υψομετρικής στάθμης δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{\text{υψομετρική διαφορά}} = \frac{Y \cdot \Sigma \cdot \text{δομήματος}}{100\text{m}} \cdot 0,65^\circ\text{C} \quad (11.1)$$

όπου:

$\Delta T_{\text{υψομετρική διαφορά}}$ η τιμή της θερμοκρασίας που θα πρέπει να αφαιρεθεί από τις τιμές μέγιστης και ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος T_{max} και T_{min} , λόγω υψομετρικής διαφοράς από τη στάθμη της θάλασσας, για την οποία και προκύπτουν οι τιμές αυτές.

$Y \cdot \Sigma \cdot \text{δομήματος}$ η υψομετρική στάθμη του δομήματος μετρούμενη από την επιφάνεια της θάλασσας για την οποία ισχύει $Y \cdot \Sigma \cdot \text{επιφάνειας θάλασσας} = 0\text{m}$ (σε m)

-Οι τελικές τιμές μέγιστης και ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} και T_{min} θα είναι:

$$T_{max}^* = T_{max} - |\Delta T_{\text{υψομετρική διαφορά}}| \quad (11.2)$$

$$T_{min}^* = T_{min} - |\Delta T_{\text{υψομετρική διαφορά}}| \quad (11.3)$$

3. Κατάταξη του καταστώματος
 - Με βάση την EN 1991-1-5:2003 §6.1.1 (1), το κατάστρωμα της γέφυρας μπορεί να ανήκει σε έναν από τους 3 Τύπους που δίνονται στον Table 11-1.
 - Με βάση το Εθνικό Προσάρτημα για τύπους καταστροφών γεφυρών διαφορετικών από εκείνους που περιγράφονται στην EN 1991-1-5:2003 §6.1.1 (1), οι τιμές της ομοιόμορφης θερμοκρασίας και θερμοκρασιακής διαφοράς θα καθορίζονται αιτιολογημένες για κάθε συγκεκριμένο έργο.

Table 11-1: Τύποι καταστώματος γεφυρών για τον προσδιορισμό των θερμοκρασιακών διαφορών

Τύπος	Γενική κατηγορία	Ειδικός τύπος καταστώματος που ανήκει στη γενική κατηγορία για τον οποίον ισχύουν οι διατάξεις
Τύπος 1	Χαλύβδινο κατάστρωμα	- χαλύβδινη κιβωτιοειδής διατομή - χαλύβδινο δικτύωμα ή πλάκα
Τύπος 2	Σύμμικτο κατάστρωμα	
Τύπος 3	Κατάστρωμα από Ω.Σ.	- πλάκα από Ω.Σ. - δοκός από Ω.Σ. - κιβωτιοειδής διατομή από Ω.Σ.

4. Προσδιορισμός ελάχιστης και μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης ενεργούς θερμοκρασίας γέφυρας $T_{e,min}$ και $T_{e,max}$
- Οι ελάχιστες και μέγιστες χαρακτηριστικές τιμές των ενεργών θερμοκρασιών σε γέφυρες, που συμβολίζονται ως $T_{e,min}$ και $T_{e,max}$ αντίστοιχα, προσδιορίζονται από την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία υπό σκιά, T_{max} και T_{min} , που δίνονται στο Εθνικό Παράρτημα. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα οι τιμές των $T_{e,max}$ και $T_{e,min}$ που δίνονται από το EN 1001-5 μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε περίπτωση που δεν υπάρχουν διαθέσιμα ακριβέστερα στοιχεία για ένα συγκεκριμένο έργο. Εάν υπάρχουν τέτοια στοιχεία, η μελέτη θα πρέπει να γίνει με αυτά και όχι με τις τιμές του Κανονισμού.
- Στο Figure 11.1 απεικονίζονται τα διαγράμματα που δείχνουν τη συσχέτιση μεταξύ της θερμοκρασίας του αέρα υπό σκιά και της πραγματικής θερμοκρασίας της γέφυρας.

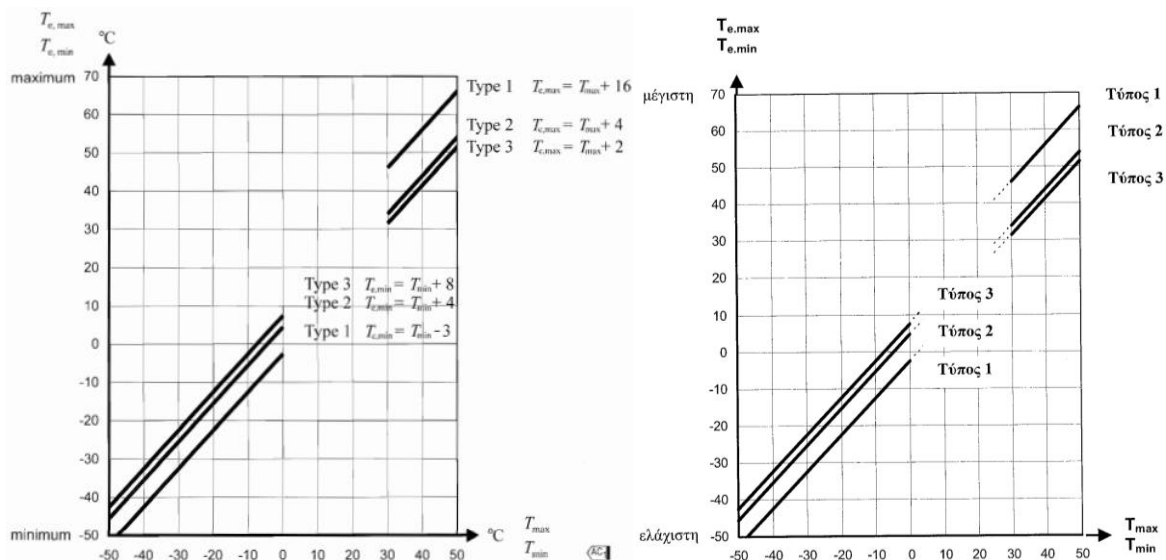


Figure 11.1: Σχέση μεταξύ ελάχιστης/μέγιστης θερμοκρασίας υπό σκιά (T_{min} και T_{max}) και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ($T_{e,min}$ και $T_{e,max}$). [(αριστερά) από Σχήμα 6.1 του EN 1991-1-5:2003 της Βρετανίας-με σχέσεις και (δεξιά) από Σχήμα 6.1 του EN 1991-1-5:2003 της Ελλάδας-χωρίς σχέσεις]

-Σημειώνεται ότι για την Ελλάδα η ελάχιστη τιμή της μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} είναι ίση με 40°C , και επομένως δεν εντάσσεται στην περιοχή του διαγράμματος του Figure 11.1 που διακόπτεται. Ομοίως, η ελάχιστη τιμή της ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{min} είναι ίση με -5°C , και επομένως και πάλι δεν εντάσσεται στην περιοχή του διαγράμματος που διακόπτεται. Άρα, συμπεραίνεται ότι για τον προσδιορισμό των τιμών των $T_{e,min}$ και $T_{e,max}$ μπορεί να γίνει χρήση των τύπων που δίνει η βρετανική έκδοση του Ευρωκώδικα, χωρίς να χρειάζεται να γίνει προσδιορισμός με χρήση του ίδιου του νομογραφήματος.

-Επίσης, σύμφωνα με την EN 1991-1-5:2003 §6.1.3.1 (4) Σημείωση 2, για χαλύβδινα δικτύωματα ή πλάκες οι μέγιστες τιμές που δίνονται για τον Τύπο 1 μπορούν να μειωθούν κατά 3°C .

-Λαμβάνοντας υπόψη όλα τα προαναφερθέντα, οι σχέσεις υπολογισμού δίνονται στον Table 11-2.

Table 11-2: Σχέσεις προσδιορισμού ελάχιστης και μέγιστης ενεργούς ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας $T_{e,min}$ και $T_{e,max}$

Τύπος	Προσδιορισμός θερμοκρασίας γέφυρας	Σχέση
Τύπος 1	$T_{e,max} = T_{max}^* + 16$	(11.4)
	$T_{e,min} = T_{min}^* - 3$	(11.5)
Τύπος 1 - χαλύβδινο δίκτυωμα ή πλάκα	$T_{e,max} = T_{max}^* + 13$	(11.6)
	$T_{e,min} = T_{min}^* - 6$	(11.7)
Τύπος 2	$T_{e,max} = T_{max}^* + 4$	(11.8)
	$T_{e,min} = T_{min}^* + 4$	(11.9)
Τύπος 3	$T_{e,max} = T_{max}^* + 2$	(11.10)
	$T_{e,min} = T_{min}^* + 8$	(11.11)

όπου:

T_{max}^* η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά διορθωμένη λόγω υψομετρικής διαφοράς από τη στάθμη της θάλασσας

T_{min}^* η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά διορθωμένη λόγω υψομετρικής διαφοράς από τη

	στάθμη της θάλασσας
$T_{e,max}$	η μέγιστη θερμοκρασία της γέφυρας
$T_{e,min}$	η ελάχιστη θερμοκρασία της γέφυρας

5. Προσδιορισμός αρχικής θερμοκρασίας T_o

-Θα πρέπει να προσδιορισθεί μία τιμή για την αρχική θερμοκρασία T_o με έναν από τους παρακάτω τρόπους:

- Λαμβάνεται ως η θερμοκρασία κατά την οποία i) ολοκληρώθηκε η κατασκευή ή ii) τοποθετήθηκαν τα εφεδράνα
-Στη φάση μελέτης συνήθως είναι άγνωστη. Μπορεί να είναι άγνωστη και κατά τη διάρκεια της φάσης κατασκευής ή και μετά τη φάση κατασκευής. Εάν είναι άγνωστη, ο προσδιορισμός γίνεται με τον επόμενο τρόπο (b.).
- Λαμβάνεται ως η μέση θερμοκρασία της περιόδου κατασκευής
-Ομοίως με a. στη φάση μελέτης συνήθως είναι άγνωστη. Μπορεί να είναι άγνωστη και κατά τη διάρκεια της φάσης κατασκευής ή και μετά τη φάση κατασκευής. Εάν είναι άγνωστη ο προσδιορισμός γίνεται με τον επόμενο τρόπο (c.).
- Σε περίπτωση που τίποτα από τα παραπάνω δεν είναι γνωστά, μπορεί να υιοθετείται η παρακάτω τιμή σύμφωνα με την EN 1991-1-5:2003 §A.1 (3), δηλ. η:

$$T_o = 10^{\circ}\text{C}$$

6. Προσδιορισμός χαρακτηριστικών τιμών για τις μέγιστες θερμοκρασιακές μεταβολές για συστολή $\Delta T_{N,con}$ και διαστολή $\Delta T_{N,exp}$ γενικά για τη μελέτη

- Για συστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,con}$, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,con} = T_o - T_{e,min} \quad (11.12)$$

- Για διαστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,exp}$, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o \quad (11.13)$$

7. Προσδιορισμός κατάλληλων πρόσημων στο λογισμικό για τη σωστή λήψη συστολής ή διαστολής

-Τονίζεται ότι οι τιμές $\Delta T_{N,con}$ και $\Delta T_{N,exp}$ αποτελούν απόλυτες τιμές. Επομένως, για να ληφθούν σωστά σε ένα λογισμικό θα πρέπει να εισαχθεί από τον χρήστη το κατάλληλο πρόσημο για συστολή και διαστολή, αντίστοιχα.

-Στο Sofistik θα είναι:

(-) → για $\Delta T_{N,con}$, ώστε να ληφθεί ότι πρόκειται για συστολή

(+) → για $\Delta T_{N,exp}$, ώστε να ληφθεί ότι πρόκειται για διαστολή

8. Προσδιορισμός χαρακτηριστικών τιμών για τις μέγιστες θερμοκρασιακές μεταβολές για συστολή και διαστολή ειδικά για τον σχεδιασμό των εφεδράνων και των αρμών διαστολής

-Σε εφεδράνα και αρμούς διαστολής το Εθνικό Προσάρτημα καθορίζει το μέγιστο εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για διαστολή και το μέγιστο εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για συστολή εάν δεν απαιτείται χρήση άλλων διατάξεων.

-Στην πράξη απλά προσαυξάνονται οι τιμές των $\Delta T_{N,con}$ και $\Delta T_{N,exp}$, που έχουν ήδη υπολογιστεί, κατά μία τιμή, η οποία στα πλαίσια της εργασίας θα ονομαστεί $T_{N,bear\&exp.joints}$.

Εάν **καθορίζεται** η θερμοκρασία τοποθέτησης των εφεδράνων και των αρμών διαστολής, τότε η συνιστώμενη τιμή είναι $T_{N,bear\&exp.joints} = 10^{\circ}\text{C}$ (11.14)

Εάν **δεν καθορίζεται** η θερμοκρασία τοποθέτησης των εφεδράνων και των αρμών διαστολής, τότε η συνιστώμενη τιμή είναι $T_{N,bear\&exp.joints} = 20^{\circ}\text{C}$ (11.15)

- Για συστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,con}$ για τον σχεδιασμό των εφεδράνων και των αρμών διαστολής, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,con,bear\&exp.joints} = \Delta T_{N,con} + T_{N,bear\&exp.joints} \quad (11.16)$$

- ii. Για διαστολή η χαρακτηριστική τιμή του μέγιστου εύρους της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,exp}$ για τον σχεδιασμό των εφεδράνων και των αρμών διαστολής, θα πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints} = \Delta T_{N,exp} + T_{N,bear\&exp.joints} \quad (11.17)$$

9. Προσδιορισμός κατάλληλων πρόσημων στο λογισμικό για τη σωστή λήψη συστολής ή διαστολής

-Όπως και πριν, οι τιμές $\Delta T_{N,con,bear\&exp.joints}$ και $\Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints}$ αποτελούν απόλυτες τιμές. Επομένως, για να ληφθούν σωστά σε ένα λογισμικό θα πρέπει να εισαχθεί από τον χρήστη το κατάλληλο πρόσημο για συστολή και διαστολή, αντίστοιχα.

-Στο Sofistik θα είναι:

(-) → για $\Delta T_{N,con,bear\&exp.joints}$, ώστε να ληφθεί ότι πρόκειται για συστολή

(+) → για $\Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints}$, ώστε να ληφθεί ότι πρόκειται για διαστολή

Υπολογισμοί για την εργασία

1. Η τοποθεσία της γέφυρας: Η γέφυρα βρίσκεται στην Αττική.

2. Προσδιορισμός μέγιστης και ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} και T_{min}

-Για γέφυρα στην περιοχή της Αττικής θα είναι:

i. Μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά: $T_{max} = 45^{\circ}\text{C}$

ii. Ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος σκιά: $T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$

3. Τροποποίηση μέγιστης και ελάχιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά T_{max} και T_{min} λόγω υψομετρικής θέσης δομήματος

-Η υψομετρική στάθμη της τοποθεσίας λαμβάνεται ως: $Υ.Σ.δομήματος = 0\text{ m}$

-Και επομένως είναι:

$$\Delta T_{\text{υψομετρική διαφορά}} = \frac{Υ.Σ.δομήματος}{100\text{m}} \cdot 0,65^{\circ}\text{C} = \frac{0\text{m}}{100\text{m}} \cdot 0,65^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{\text{υψομετρική διαφορά}} = 0^{\circ}\text{C}$$

$$T_{max}^* = T_{max} - |\Delta T_{\text{υψομετρική διαφορά}}| = 45^{\circ}\text{C} - |0^{\circ}\text{C}| \Leftrightarrow T_{max}^* = 45^{\circ}\text{C}$$

$$T_{min}^* = T_{min} - |\Delta T_{\text{υψομετρική διαφορά}}| = -15^{\circ}\text{C} - |0^{\circ}\text{C}| \Leftrightarrow T_{min}^* = -15^{\circ}\text{C}$$

4. Για τις σύμμικτες διαδοκίδες: Κατάταξη καταστρώματος γέφυρας → Το κατάστρωμα εντάσσεται στην κατηγορία σύμμικτου καταστρώματος → Άρα, είναι Τύπος 2.

5. Προσδιορισμός ελάχιστης και μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης ενεργούς θερμοκρασίας γέφυρας $T_{e,min}$ και $T_{e,max}$ για τις σύμμικτες διαδοκίδες

$$T_{e,max} = T_{max}^* + 4 = 45^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow T_{e,max} = 49^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min}^* + 4 = -15^{\circ}\text{C} + 4^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow T_{e,min} = -11^{\circ}\text{C}$$

6. Προσδιορισμός αρχικής θερμοκρασίας T_o (για όλα τα μέλη)

-Προσδιορίζεται με βάση τον τρίτο τρόπο και θα είναι:

$$T_o = 10^{\circ}\text{C}$$

7. Προσδιορισμός χαρακτηριστικών τιμών για τις μέγιστες θερμοκρασιακές μεταβολές για συστολή $\Delta T_{N,con}$ και διαστολή $\Delta T_{N,exp}$ για τις σύμμικτες διαδοκίδες

$$\Delta T_{N,con} = T_o - T_{e,min} = 10^{\circ}\text{C} - (-11^{\circ}\text{C}) = 10^{\circ}\text{C} + 11^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{N,con} = 22^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o = 49^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{N,exp} = 39^{\circ}\text{C}$$

8. Επομένως, για τις σύμμικτες διαδοκίδες στο *Sofistik* εισάγονται οι τιμές:
- $\Delta T_{N,con} = -22^{\circ}\text{C}$
 - $\Delta T_{N,exp} = +39^{\circ}\text{C}$
9. Προσδιορισμός χαρακτηριστικών τιμών για τις μέγιστες θερμοκρασιακές μεταβολές για συστολή και διαστολή ειδικά για τον σχεδιασμό των εφεδράνων και των αρμών διαστολής

$$T_{N,bear\&exp.joints} = 20^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con,bear\&exp.joints} = \Delta T_{N,con} + T_{N,bear\&exp.joints} = 22^{\circ}\text{C} + 20^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{N,con,bear\&exp.joints} = 42^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints} = \Delta T_{N,exp} + T_{N,bear\&exp.joints} = 39^{\circ}\text{C} + 20^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints} = 59^{\circ}\text{C}$$

10. Επομένως στο *Sofistik* εισάγονται οι τιμές:
- $\Delta T_{N,con,bear\&exp.joints} = -42^{\circ}\text{C}$
 - $\Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints} = +59^{\circ}\text{C}$
11. Για τόξα-ελκυστήρες-αναρτήρες-δικτύωση θεωρείται απλοποιητικά ότι πρόκειται για χαλύβδινο δικτύωμα \rightarrow Κατάταξη καταστρώματος γέφυρας \rightarrow Το κατάρωμα εντάσσεται στην κατηγορία χαλύβδινου καταστρώματος + δικτύωμα \rightarrow Άρα, είναι Τύπος 1 + χαλύβδινο δικτύωμα.
12. Προσδιορισμός ελάχιστης και μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης ενεργούς θερμοκρασίας γέφυρας $T_{e,min}$ και $T_{e,max}$ για τόξα-ελκυστήρες-αναρτήρες-δικτύωση

$$T_{e,max} = T_{max}^* + 13 = 45^{\circ}\text{C} + 13^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow T_{e,max} = 58^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min}^* - 6 = -15^{\circ}\text{C} - 6^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow T_{e,min} = -21^{\circ}\text{C}$$

13. Προσδιορισμός χαρακτηριστικών τιμών για τις μέγιστες θερμοκρασιακές μεταβολές για συστολή $\Delta T_{N,con}$ και διαστολή $\Delta T_{N,exp}$ για τόξα-ελκυστήρες-αναρτήρες-δικτύωση

$$\Delta T_{N,con} = T_o - T_{e,min} = 10^{\circ}\text{C} - (-21^{\circ}\text{C}) = 10^{\circ}\text{C} + 21^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{N,con} = 31^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o = 58^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{N,exp} = 48^{\circ}\text{C}$$

14. Επομένως, για τόξα-ελκυστήρες-αναρτήρες-δικτύωση στο *Sofistik* εισάγονται οι τιμές:
- $\Delta T_{N,con} = -31^{\circ}\text{C}$
 - $\Delta T_{N,exp} = +48^{\circ}\text{C}$
15. Προσδιορισμός χαρακτηριστικών τιμών για τις μέγιστες θερμοκρασιακές μεταβολές για συστολή και διαστολή ειδικά για τον σχεδιασμό των εφεδράνων και των αρμών διαστολής στην περίπτωση τόξων-ελκυστήρων-αναρτήρων-δικτύωση

$$T_{N,bear\&exp.joints} = 20^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,con,bear\&exp.joints} = \Delta T_{N,con} + T_{N,bear\&exp.joints} = 31^{\circ}\text{C} + 20^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{N,con,bear\&exp.joints} = 51^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints} = \Delta T_{N,exp} + T_{N,bear\&exp.joints} = 48^{\circ}\text{C} + 20^{\circ}\text{C} \Leftrightarrow \Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints} = 68^{\circ}\text{C}$$

16. Επομένως, για τόξα-ελκυστήρες-αναρτήρες-δικτύωση στο *Sofistik* εισάγονται οι τιμές:
- $\Delta T_{N,con,bear\&exp.joints} = -51^{\circ}\text{C}$
 - $\Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints} = +68^{\circ}\text{C}$

Table 11-3: Τελικώς εφαρμοζόμενες τιμές ομοιόμορφης διαφοράς θερμοκρασίας ΔT_N

Δομικά στοιχεία	Για έλεγχο στοιχείων		Για έλεγχο εφεδράνων και αρμών συστολής	
	$\Delta T_{N,con}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con,bear\&exp.joints}$	$\Delta T_{N,exp,bear\&exp.joints}$
Σύμμικτες διαδοκίδες	-22°C	$+39^{\circ}\text{C}$	-42°C	$+59^{\circ}\text{C}$
Κύριες δοκοί/ελκυστήρες	-31°C	$+48^{\circ}\text{C}$	-51°C	$+68^{\circ}\text{C}$
Τόξα	-31°C	$+48^{\circ}\text{C}$	-51°C	$+68^{\circ}\text{C}$
Δικτύωση	-31°C	$+48^{\circ}\text{C}$	-51°C	$+68^{\circ}\text{C}$

11.2 Καθ' ύψος γραμμικώς μεταβαλλόμενη θερμοκρασιακή διαφορά ΔT_{MZ}

Μέθοδος 1 από το EN 1991-1-5:2003

Σχετικά με τα προφίλ των μεταβαλλόμενων θερμοκρασιακών διαφορών ΔT_M το EN 1991-1-5:2003 προτείνει τη Μέθοδο 1 με βάση την οποία υπολογίζεται το προφίλ μιας γραμμικώς μεταβαλλόμενης καθ' ύψος της διατομής θερμοκρασιακής διαφοράς, ΔT_{MZ} . Οι τιμές που υπολογίζονται με βάση τη Μέθοδο 1 θα πρέπει να εφαρμόζονται μεταξύ της πάνω και της κάτω επιφάνειας του καταστρώματος της γέφυρας, άρα σαν ορισμός ισχύει ότι:

$$\Delta T_{MZ} = \Delta T_{top} - \Delta T_{bottom} \quad (11.18)$$

Οι τιμές που δίνει το EN 1991-1-5:2003 είναι οι $\Delta T_{MZ,heat}$ και $\Delta T_{MZ,cool}$ και είναι:

1. $\Delta T_{MZ,heat}$: Η διαφορά αυτή ισχύει αν η άνω επιφάνεια είναι θερμότερη από την κάτω επιφάνεια. Στην περίπτωση αυτή, αφού θερμότερη είναι η άνω ίνα ισχύει ότι: $\Delta T_{top} > \Delta T_{bottom}$, και επομένως:

$$\Delta T_{MZ,heat} = \Delta T_{top} - \Delta T_{bottom} > 0$$

2. $\Delta T_{MZ,cool}$: Η διαφορά αυτή ισχύει αν η άνω επιφάνεια είναι ψυχρότερη από την κάτω επιφάνεια. Στην περίπτωση αυτή, αφού θερμότερη είναι η κάτω ίνα ισχύει ότι: $\Delta T_{top} < \Delta T_{bottom}$, και επομένως:

$$\Delta T_{MZ,cool} = \Delta T_{top} - \Delta T_{bottom} < 0$$

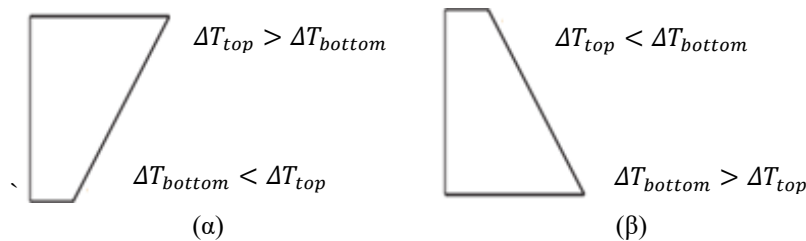


Figure 11.2: Το προφίλ της γραμμικώς μεταβαλλόμενης θερμοκρασίας καθ' ύψος της διατομής για την περίπτωση (α) της $\Delta T_{MZ,heat}$ και (β) της $\Delta T_{MZ,cool}$

Βήματα υπολογισμού συνιστώσας γραμμικώς μεταβαλλόμενης ή γραμμικής θερμοκρασιακής διαφοράς καθ' ύψος του κατακόρυφου άξονα z της διατομής ΔT_{MZ} (Μέθοδος 1 EN 1991-1-5:2003)

-Περίπτωση 1 για Τύπο 2: Προσομοιώματα σύμμικτων στοιχείων με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων δοκού

1. Προσδιορισμός αρχικών τιμών $\Delta T_{MZ,heat}$ και $\Delta T_{MZ,cool}$

-Αποτελούν άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις γεωμετρίας γεφυρών.

-Συγκεκριμένα αφορούν

- a. Οδογέφυρες με πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm
- b. Σιδηροδρομικές γέφυρες με πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm
- c. Πεζογέφυρες, χωρίς αναφορά για το πάχος επιφανειακής στρώσης

-Οι αρχικές τιμές $\Delta T_{MZ,heat}$ και $\Delta T_{MZ,cool}$ δίνονται στον Table 11-4.

Table 11-4: Συνιστώμενες τιμές για $\Delta T_{MZ,heat}$ και $\Delta T_{MZ,cool}$ (από Πίνακα 6.1 του EN 1991-1-5:2003)

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια	Κάτω επιφάνεια
	θερμότερη από την κάτω $\Delta T_{MZ,heat}$ (°C)	θερμότερη από την άνω $\Delta T_{MZ,cool}$ (°C)
Τύπος 1:Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2:Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3:Κατάστρωμα από Ω.Σ.:		
- κιβωτιοειδής διατομή	10	5
- δοκός	15	8
- πλάκα	15	8

2. Προσδιορισμός διορθωτικού συντελεστή k_{sur}

-Οι τιμές του k_{sur} δίνονται στον Table 11-5.

Table 11-5: Συνιστώμενες τιμές του k_{sur} για να ληφθεί υπόψη η επιρροή του διαφορετικού πάχους οδοστρώματος (από Πίνακα 6.2 EN 1991-1-5:2003)

	Οδογέφυρες, πεζογέφυρες και σιδηροδρομικές γέφυρες					
	Τύπος 1		Τύπος 2		Τύπος 3	
	Άνω θερμότερη από κάτω $\Delta T_{MZ,heat}$ k_{sur}	Κάτω θερμότερη από άνω $\Delta T_{MZ,cool}$ k_{sur}	Άνω θερμότερη από κάτω $\Delta T_{MZ,heat}$ k_{sur}	Κάτω θερμότερη από άνω $\Delta T_{MZ,cool}$ k_{sur}	Άνω θερμότερη από κάτω $\Delta T_{MZ,heat}$ k_{sur}	Κάτω θερμότερη από άνω $\Delta T_{MZ,cool}$ k_{sur}
1) Χωρίς επιφανειακή στρώση - Ανεπίστρωτη	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
2) Στεγανοποιημένο ¹⁾ ή αλλιώς Με υδρομόνωση	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
3) Με επιφανειακή στρώση - Πάχος επιφανειακής στρώσης σε mm						
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
4) Έρμα (σιδηροδρομικές) (750mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Οι τιμές αυτές αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές για επιφάνειες με σκούρο χρώμα

3. Προσδιορισμός διορθωμένων τιμών $\Delta T_{MZ,heat}$ και $\Delta T_{MZ,cool}$

-Σε οποιαδήποτε περίπτωση που δεν ανήκει στην κατηγορία επιφανειακής στρώσης με πάχος 50mm θα πρέπει να γίνεται τροποποίηση των τιμών ως εξής:

$$\Delta T_{MZ,heat}^* = k_{sur} \cdot \Delta T_{MZ,heat} \quad (11.19)$$

$$\Delta T_{MZ,cool}^* = k_{sur} \cdot \Delta T_{MZ,cool} \quad (11.20)$$

-Περίπτωση 2 για Τύπο 2: Προσομοιώματα σύμμικτων στοιχείων με τη χρήση επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων για την πλάκα σκυροδέματος που συνδέεται με το πεπερασμένο στοιχείο δοκού της σιδηροδοκού

1. Τιμές $\Delta T_{MZ,heat}$ και $\Delta T_{MZ,cool}$ με χρήση απλοποιητικής μεθόδου

-Σε αυτήν την περίπτωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια απλοποιητική μέθοδος εφαρμογής της ΔT_{MZ} , κατά την οποία η διαφορά θερμοκρασίας αυτή θα εφαρμοσθεί μόνο στο σκυρόδεμα με τιμή:

$$\Delta T_{MZ,heat} = \Delta T_{MZ,cool} = 10^\circ\text{C}$$

-Συνέχεια και για τις δύο περιπτώσεις:

4. Προσδιορισμός κατάλληλων πρόσημων στο λογισμικό για τη σωστή λήψη της συνιστώσας

-Οι τιμές $\Delta T_{MZ,heat}$ και $\Delta T_{MZ,cool}$ αποτελούν απόλυτες τιμές. Επομένως, για να ληφθούν σωστά σε ένα λογισμικό θα πρέπει να εισαχθεί από τον χρήστη το κατάλληλο πρόσημο.

-Οι τιμές αυτές εξ' ορισμού αποτελούν:

a) Για σύμμικτη δοκό: την καθ' ύψος διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ της άνω ίνας σκυροδέματος και της κάτω ίνας του χάλυβα.

b) Για χαλύβδινη δοκό: την καθ' ύψος διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ της άνω ίνας χάλυβα και της κάτω ίνας του χάλυβα.

-Επομένως η σωστή λογική θα είναι:

$$(+) \rightarrow \text{για } \Delta T_{MZ,heat} \rightarrow \text{αφού θερμότερη η άνω ίνα } (\Delta T_{top} > \Delta T_{bottom}), \text{ και επομένως } \Delta T_{MZ,heat} = \Delta T_{top} - \Delta T_{bottom} > 0$$

$$(-) \rightarrow \text{για } \Delta T_{MZ,cool} \rightarrow \text{αφού θερμότερη η κάτω ίνα } (\Delta T_{top} < \Delta T_{bottom}), \text{ και επομένως } \Delta T_{MZ,cool} = \Delta T_{top} - \Delta T_{bottom} < 0$$

Υπολογισμοί για την εργασία

1. Στοιχεία στα οποία θα εφαρμόζεται το προφίλ θερμοκρασιακών μεταβολών ΔT_{Mz}
 -Η μεταβαλλόμενη θερμοκρασιακή διαφορά είναι κυρίως το προϊόν της ηλιακής ακτινοβολίας. Με βάση όσα αναγράφονται στο EN 1991-1-5:2003 θα μπορούσε να προκύψει η ένδειξη ότι οι τιμές αφορούν μόνον το κατάστρωμα μιας γέφυρας. Επομένως, τα προφίλ θερμοκρασιακών μεταβολών θα εφαρμόζονται στους ελκυστήρες και στις σύμμικτες διαδοκίδες, καθώς αυτά τα μέλη αποτελούν το κατάστρωμα. Κρίνεται ότι οι μεταβολές θερμοκρασίας που θα οδηγήσουν σε θερμότερη ή ψυχρότερη την άνω ίνα της διατομής σε σχέση με την κάτω αφορούν και τα τόξα, αλλά και τα μέλη δικτύωσης των τόξων λόγω των σημαντικών διαστάσεων των διατομών τους. Αντίθετα, τα προφίλ δεν θα εφαρμόζονται στους αναρτήρες της γέφυρας.
2. Προσδιορισμός αρχικών τιμών $\Delta T_{Mz,heat}$ και $\Delta T_{Mz,cool}$
 - a. Τόξα, ελκυστήρες, δικτύωση:
 -Λαμβάνονται ως Τύπος 1 (χαλύβδινο κατάστρωμα) + οδογέφυρα. Από Table 11-4 θα είναι:
 $\Delta T_{Mz,heat} = 18^{\circ}\text{C}$
 $\Delta T_{Mz,cool} = 13^{\circ}\text{C}$
 - b. Σύμμικτες διαδοκίδες:
 -Λαμβάνονται ως Τύπος 2 (σύμμικτο κατάστρωμα) + οδογέφυρα. Από Table 11-4 θα είναι:
 $\Delta T_{Mz,heat} = 15^{\circ}\text{C}$
 $\Delta T_{Mz,cool} = 18^{\circ}\text{C}$
3. Προσδιορισμός k_{sur}
 - a. Τόξα, ελκυστήρες, δικτύωση:
 -Λαμβάνονται ως Τύπος 1 + Ανεπίστρωτες. Από Table 11-5 θα είναι:
 $k_{sur} = 0,7 \rightarrow \Delta T_{Mz,heat}^* = k_{sur} \cdot \Delta T_{Mz,heat} = 0,7 \cdot 15^{\circ}\text{C} = 9,45^{\circ}\text{C}$
 $k_{sur} = 0,9 \rightarrow \Delta T_{Mz,cool}^* = k_{sur} \cdot \Delta T_{Mz,cool} = 0,9 \cdot 18^{\circ}\text{C} = 16,2^{\circ}\text{C}$
 - b. Σύμμικτες διαδοκίδες
 -Λαμβάνονται ως Τύπος 2 + Πάνω από το σκυρόδεμα υπάρχουν $t_{ασφαλιτικών} = 10\text{cm} = 100\text{mm}$ και αυτή η στρώση των ασφαλικών θεωρείται ως η επιστροφή με σκούρο χρώμα. Από Table 11-4 θα είναι:
 $k_{sur} = 1 \rightarrow \Delta T_{Mz,heat}^* = k_{sur} \cdot \Delta T_{Mz,heat} = 1 \cdot 15^{\circ}\text{C} = 15^{\circ}\text{C}$
 $k_{sur} = 1 \rightarrow \Delta T_{Mz,cool}^* = k_{sur} \cdot \Delta T_{Mz,cool} = 1 \cdot 18^{\circ}\text{C} = 18^{\circ}\text{C}$
4. Πρόσημα για το Sofistik:
Περίπτωση 1: Μοντέλο με πεπερασμένα στοιχεία δοκών
 - a. Τόξα, ελκυστήρες, δικτύωση:
 $\Delta T_{Mz,heat}^* = -9,45^{\circ}\text{C}$
 $\Delta T_{Mz,cool}^* = +16,2^{\circ}\text{C}$
 - b. Σύμμικτες διαδοκίδες:
 $\Delta T_{Mz,heat}^* = -15^{\circ}\text{C}$
 $\Delta T_{Mz,cool}^* = +18^{\circ}\text{C}$Περίπτωση 2: Μοντέλο με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για πλάκα σκυροδέματος
 - a. Τόξα, ελκυστήρες, δικτύωση:
 $\Delta T_{Mz,heat}^* = -9,45^{\circ}\text{C}$
 $\Delta T_{Mz,cool}^* = +16,2^{\circ}\text{C}$
 - b. Σύμμικτες διαδοκίδες: για τα πεπερασμένα στοιχεία δοκών των αμιγώς χαλύβδινων μελών
 $\Delta T_{Mz,heat}^* = 0^{\circ}\text{C}$
 $\Delta T_{Mz,cool}^* = 0^{\circ}\text{C}$
 - c. Σύμμικτες διαδοκίδες: για τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία της πλάκας σκυροδέματος
 $\Delta T_{Mz,heat}^* = -10^{\circ}\text{C}$
 $\Delta T_{Mz,cool}^* = +10^{\circ}\text{C}$

Table 11-6: Τελικός εφαρμοζόμενες τιμές γραμμικώς καθ' ύψος μεταβαλλόμενης διαφοράς θερμοκρασίας ΔT_{Mz}

Δομικά στοιχεία	Μοντέλο 1: δοκοί		Μοντέλο 2: επιφανειακά πλάκας σκυρ/τος	
	$\Delta T_{Mz,cool}^*$	$\Delta T_{Mz,heat}^*$	$\Delta T_{Mz,cool}^*$	$\Delta T_{Mz,heat}^*$
Σύμμικτες διαδοκίδες	18°C	-15°C	-	-
Σύμμικτες διαδοκίδες – σιδηροδοκοί	-	-	0°C	0°C
Σύμμικτες διαδοκίδες – επιφανειακά πλάκας σκυρ/τος	-	-	10°C	-10°C
Κύριες δοκοί/ελκυστήρες	16,2°C	-9,45°C	16,2°C	-9,45°C
Τόξα	16,2°C	-9,45°C	16,2°C	-9,45°C
Αναρτήρες	0	0	0	0

11.3 Επιπτώσεις θερμοκρασιακών μεταβολών

Γενικά, ισχύει η ίδια λογική περί πρωτογενών και δευτερογενών επιρροών που παρουσιάστηκε και για την περίπτωση της συστολής ξηράνσεως στο Κεφάλαιο 6. Σχετικά με τις πρωτογενείς επιρροές, ένα από τα βασικά μεγέθη που χρειάστηκε να προσδιοριστεί στους ελέγχους είναι το βέλος της σύμμικτης διαδοκίδας. Οι αναλύσεις στο λογισμικό έδειξαν ότι για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας καθ' ύψος της διατομής όλοι οι κόμβοι μιας διαδοκίδας έχουν την ίδια τιμή κατακόρυφης μετακινήσεις. Επομένως, σε αυτήν την περίπτωση βέλος διαδοκίδας δεν αναπτύσσεται. Αντίθετα, στην περίπτωση της γραμμικώς μεταβαλλόμενης θερμοκρασίας καθ' ύψος της διατομής αναπτύσσονται βέλη. Σύμφωνα με την [2], στην περίπτωση μιας δοκού για τα βέλη της θερμοκρασιακής μεταβολής αυτής ισχύουν:

- A. $\Delta T_{Mz,heat}$: Η διεύθυνση του βέλους είναι προς τα πάνω, διότι η άνω πλευρά της δοκού έχει υψηλότερη θερμοκρασία και επιμηκύνεται, ενώ η κάτω πλευρά με τη χαμηλότερη θερμοκρασία βραχύνεται.
 B. $\Delta T_{Mz,cool}$: Ακολουθώντας το ίδιο σκεπτικό, η διεύθυνση του βέλους είναι προς τα κάτω.

Για τον προσδιορισμό του βέλους ακολουθούνται τα παρακάτω:

1. Προσδιορισμός ανηγμένης μήκυνσης ή βράχυνσης άνω ή κάτω ίνας
 -Αν η θερμοκρασία στην κάτω ή άνω ίνα θεωρηθεί ως ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, τότε ισχύει:

$$\varepsilon = \alpha_t \cdot T \quad (11.21)$$

2. Προσδιορισμός καμπυλότητας

-Λόγω της διαφοράς θερμοκρασίας άνω και κάτω ίνας προκαλούνται οι διαφορετικές ανηγμένες μηκύνσεις ε_o και ε_u , οι οποίες οδηγούν σε καμπυλότητα:

$$k = \frac{\varepsilon_o - \varepsilon_u}{h} = \frac{\alpha_t \cdot T_o - \alpha_t \cdot T_u}{h} = \frac{\alpha_t \cdot (T_o - T_u)}{h} \Leftrightarrow k = \frac{\alpha_t \cdot (\Delta T)}{h} \quad (11.22)$$

3. Προσδιορισμός βέλους

-Γενική περίπτωση:

$$f = \int_0^L \left(\frac{M}{E \cdot I_{yy}} \cdot M' \right) dx \Leftrightarrow f = \int_0^L (k \cdot M') dx \quad (11.23)$$

όπου:

M' το διάγραμμα ροπών λόγω μοναδιαίας δύναμης ασκούμενης στη θέση υπολογισμού του βέλους

-Για αμφιέριστη δοκό:

$$f_{max} = k \cdot \frac{L^2}{8} \Leftrightarrow f_{max} = \frac{\alpha_t \cdot (\Delta T)}{h} \cdot \frac{L^2}{8} \quad (11.24)$$

Μέγιστο βέλος σύμμικτης διαδοκίδας

Στον Table 11-7 δίνεται το μέγιστο βέλος με φορά προς τα κάτω της σύμμικτης διαδοκίδας, που χρησιμοποιείται κατά τον έλεγχο των βελών στο Κεφάλαιο 25.1.

Table 11-7: Υπολογισμός μέγιστου βέλους λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών για τη σύμμικτη διαδοκίδα

Μέγιστο βέλος λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών				
Συντελεστής θερμικής διαστολής για σύμμικτη διατομή	α_t	0,00001	1/°C	
Γραμμικώς μεταβαλλόμενη διαφορά θερμοκρασίας καθ' ύψος της διατομής με την κάτω ίνα θερμότερη από την πάνω	$\Delta T_{Mz,cool}$	18	°C	
Συνολικό ύψος σύμμικτης διατομής	$h_{composite,total}$	1,86	m	
Μήκος διαδοκίδας	L_{cross}	31	m	
Βέλος λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής σύμμικτης διαδοκίδας	$\delta_{max,\Delta T}$	11,63	mm	L/2.667

12 Δράσεις: Άνεμος

12.1 Παράμετροι ροής ανέμου

Βήματα υπολογισμού

1. Ο συντελεστής διεύθυνσης c_{dir} λαμβάνεται ίσος με: $c_{dir} = 1$
2. Ο εποχικός συντελεστής c_{season} λαμβάνεται ίσος με $c_{season} = 1$
3. Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$
-Ορίζεται σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας και τον χάρτη τιμών του Figure 12.1 και είναι:
i) 33m/s για τα νησιά και τα παράλια μέχρι 10km από την ακτή, και σε ii) 27m/s για την υπόλοιπη χώρα.

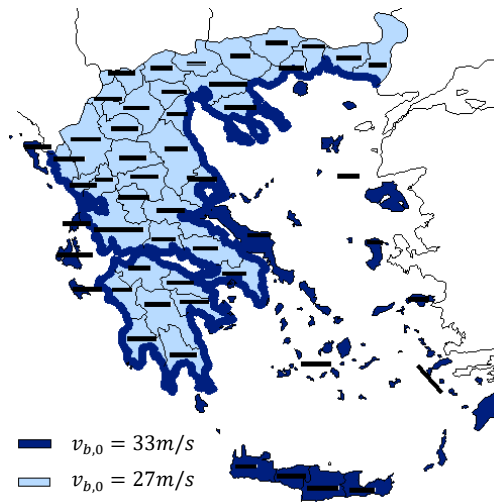


Figure 12.1: Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου για την Ελλάδα (από [7])

4. Μέση περίοδος επαναφοράς: για πιθανότητα υπέρβασης σε n χρόνια vs. για ετήσια πιθανότητα υπέρβασης
-Γενικά, η πιθανότητα υπέρβασης p σε n ή t_d χρόνια συνδέεται με τη μέση περίοδο επαναφοράς T με τη σχέση:

$$T = \frac{n}{-\ln(1-p)} \quad \text{ή} \quad T \approx \frac{n}{p} \quad (12.1)$$

-Γενικά, η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης p θα υπολογίζεται για n ή $t_d = 1$ χρόνο και θα συνδέεται με τη μέση περίοδο επαναφοράς T με τη σχέση:

$$T = \frac{n}{-\ln(1-p)} \Leftrightarrow T = \frac{1 \text{ year}}{-\ln(1-p)} \quad \text{ή} \quad T \approx \frac{n}{p} \Leftrightarrow T \approx \frac{1 \text{ year}}{p} \quad (12.2)$$

όπου:

T η μέση περίοδος επαναφοράς [σε έτη]

p η πιθανότητα υπέρβασης

$1-p$ η πιθανότητα μη υπέρβασης

n ή t_d ο χρόνος για τον οποίον δίνεται η πιθανότητα υπέρβασης και για τον οποίον γίνεται ο υπολογισμός [σε έτη]. Στη γενική περίπτωση συμβολίζεται με n , ενώ ειδικά όταν η πιθανότητα υπέρβασης δίνεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού ενός έργου συμβολίζεται με t_d .

5. Η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης και η μέση περίοδος επαναφοράς του ανέμου για την κατασκευή
-Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$ προκύπτει από μετρήσεις της ταχύτητας του ανέμου.
-Από τις μετρήσεις της ταχύτητας υπολογίζεται εκείνη η χαρακτηριστική τιμή, η οποία όπως αναγράφεται στην EN 1991-1-4 §3.4 (1) έχει ετήσια πιθανότητα υπέρβασης ίση με:

$$p = 0,02$$

-Σύμφωνα με τα προηγούμενα η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης αυτή αντιστοιχεί σε μία μέση περίοδο επαναφοράς:

$$T = \frac{n}{-\ln(1-p)} = \frac{1 \text{ year}}{-\ln(1-0,02)} = \frac{1 \text{ year}}{-\ln(0,98)} \Leftrightarrow T \approx 50 \text{ \acute{e}\tau\eta} \quad \text{ή} \quad T \approx \frac{n}{p} = \frac{1 \text{ year}}{0,02} = \frac{1 \text{ year}}{0,02} \Leftrightarrow T = 50 \text{ \acute{e}\tau\eta}$$

-Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου $v_{b,0}$ που δίνεται στον χάρτη ξεπερνιέται κατά μέσον όρο μια φορά κάθε 50 έτη (αυτό σημαίνει μέση περίοδος επαναφοράς $T=50$ έτη για ετήσια πιθανότητα υπέρβασης $p=0,02$).

-Για κατασκευές όπως κτηριακά γενικά χρησιμοποιείται για την $v_{b,0}$ η περίοδος επαναφοράς των 50 ετών. Στις γέφυρες όμως πρέπει να χρησιμοποιηθεί διαφορετική τιμή.

-Με βάση τον Πίνακα 3.1 της EN 1991-1-6 §3.1, γενικά για τη φάση κατασκευής προτείνονται μικρότερες περίοδοι επαναφοράς συναρτήσει της διάρκειας εκτέλεσης των εργασιών. Για τη γέφυρα και την Α. Φάση κατασκευής, η διάρκεια των εργασιών θα είναι πάνω από 1 έτος και σε αυτήν την περίπτωση η περίοδος επαναφοράς λαμβάνεται ως $T=50$ έτη.

-Για τις Β. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία και C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία, θα λαμβάνεται η περίοδος επαναφοράς για γέφυρες. Βάσει πηγών όπως οι [10], [27] η περίοδος επαναφοράς για γέφυρες είναι ίση με:

$$T = 100 \text{ \acute{e}\tau\eta}$$

-Σύμφωνα με τα προηγούμενα η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης για αυτήν την μέση περίοδο επαναφοράς θα είναι:

$$p = 1 - e^{\left(\frac{-n}{T}\right)} = 1 - e^{\left(\frac{-1 \text{ \acute{e}\tau\omicron\varsigma}}{100 \text{ \acute{e}\tau\eta}}\right)} \Leftrightarrow p \approx 0,01 \quad \text{ή} \quad p \approx \frac{n}{T} = \frac{1 \text{ \acute{e}\tau\omicron\varsigma}}{100 \text{ \acute{e}\tau\eta}} \Leftrightarrow p = 0,01$$

6. Ο διορθωτικός συντελεστής πιθανότητας

-Σε περιπτώσεις όπου είναι επιθυμητή διαφορετική πιθανότητα υπέρβασης θα πρέπει να υπολογίζεται και κατάλληλη διόρθωση στην τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου, με χρήση του παρακάτω συν/στη:

$$c_{prob} = \left\{ \frac{1 - K \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K \cdot \ln[-\ln(0,98)]} \right\}^n \Leftrightarrow c_{prob} = \sqrt{\left\{ \frac{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(0,98)]} \right\}} \quad (12.3)$$

όπου:

K η παράμετρος σχήματος εξαρτώμενη από τον συντελεστή μεταβλητότητας της κατανομής ακροτάτων με προτεινόμενη τιμή ίση με 0,2.

n ο εκθέτης με προτεινόμενη τιμή ίση με 0,5.

Table 12-1: Περίοδοι επαναφοράς, ετήσιες πιθανότητες υπέρβασης, διορθωτικοί συν/στες πιθανότητας για τη γέφυρα.

Φάση καταστρώματος γέφυρας	T [έτη]	p [-]	c_{prob} [-]
A.Φάση κατασκευής	50	0,02	1
B.Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία	100	0,01	1,04
C.Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία	100	0,01	1,04

7. Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b συναρτήσει της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, η οποία ορίζεται σε ύψος 10m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II:

$$v_b = (c_{prob}) \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (12.4)$$

8. Η βασική πίεση q_b , η οποία ισούται με:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (12.5)$$

όπου:

v_b η βασική ταχύτητα ανέμου

ρ η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

Σχόλιο: Εξήγηση για τις μονάδες μέτρηση της πυκνότητας του αέρα. Λαμβάνοντας ότι από τον Νόμο του Νεύτωνα ισχύει ότι: $F = m \cdot a \Leftrightarrow N = kg \cdot (m/s^2)$ είναι:

$$\frac{kg}{m^3} \cdot \left(\frac{m}{s}\right)^2 = \frac{kg}{m^3} \cdot \frac{m^2}{s^2} = \frac{kg}{m^3} \cdot \frac{m^2}{s^2} = kg \cdot \frac{m}{s^2} \cdot \frac{m}{m^3} = \left(kg \cdot \frac{m}{s^2}\right) \cdot \frac{1}{m^2} = N \cdot \frac{1}{m^2} = \frac{N}{m^2} = \frac{kN}{m^2} \cdot 10^{-3}$$

Γι' αυτό σε πάρα πολλά παραδείγματα εφαρμογής, για να παραχθεί το αποτέλεσμα αμέσως σε kN/m^2 η πυκνότητα εξ' αρχής λαμβάνεται στη σχέση υπολογισμού της πίεσης $q_p(z)$ ταχύτητας αιχμής ως:

$$\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3} \Leftrightarrow \rho = 0,00125 \cdot 10^3 \frac{kg}{m^3}$$

9. Προσδιορισμός της κατηγορίας του εδάφους

-Ο προσδιορισμός γίνεται με βάση τις διατάξεις από το Σχήμα A1 του Παραρτήματος Α του EN 1991-1-4:2005, οι οποίες δίνονται στον Table 12-2. Σύμφωνα με αυτό τα εδάφη χωρίζονται σε πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες. Στόχος της κατηγοριοποίησης είναι η λήψη αντιπροσωπευτικών τιμών για τα μήκη τραχύτητας και τα ελάχιστα ύψη, που δίνονται στη συνέχεια.

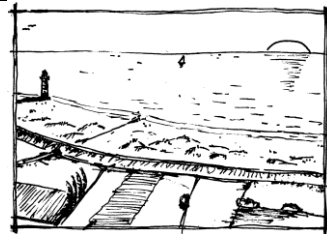
-Η κατηγορία ενός εδάφους μπορεί να θεωρηθεί σταθερή, όταν το έδαφος στη διεύθυνση ενός ανέμου έχει ομοιόμορφη τραχύτητα σε αρκετά μεγάλο μήκος.

-Σε περίπτωση αμφιβολίας ως προς την κατάταξη εδάφους σε κάποια από τις πέντε κατηγορίες, το έδαφος κατατάσσεται στην αντίστοιχη δυσμενέστερη.

Table 12-2: Κατηγορίες εδάφους (από Σχήμα A1 του Παραρτήματος Α από EN 1991-1-4:2005)

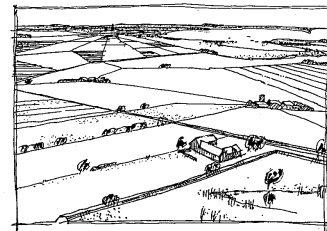
Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



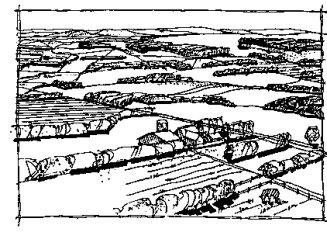
Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



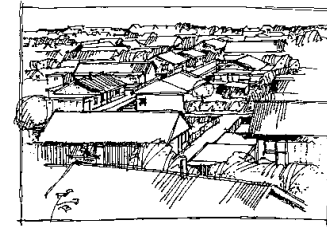
Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασιδί και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



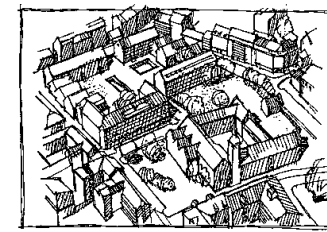
Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτήρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m



10. Προσδιορισμός παραμέτρων με βάση την κατηγορία του εδάφους

-Με βάση την κατηγορία του εδάφους λαμβάνονται από τον Πίνακα 4.1 του EN 1991-1-4:2005, που δίνεται στο Table 12-3 , οι εξής παράμετροι:

Z_0 το μήκος τραχύτητας.

$Z_{0,II}$ το μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II, το οποίο χρειάζεται πάντα για τους υπολογισμούς.

Z_{min} το ελάχιστο ύψος

Table 12-3: Κατηγορίες εδάφους και οι παράμετροι των κατηγοριών εδάφους (απόσπασμα από τον Πίνακα 4.1 του EN 1991-1-4:2005)

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
0	Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I	Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II	Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III	Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτήρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV	Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m	1	10

Οι κατηγορίες του εδάφους επεξηγούνται και εικονογραφούνται στον Table 12-2.

11. Ο συντελεστής εδάφους k_r , ο οποίος δίνεται από τον τύπο:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (12.6)$$

όπου:

Z_0 το μήκος τραχύτητας (Table 12-3)

$Z_{0,II}$ το μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II (Table 12-3)

12. Το μέγιστο ύψος z_{max} λαμβάνεται ως το μέγιστο ύψος ισχύος του κανονισμού ίσο με:

$$z_{max} = 200m \quad (12.7)$$

13. Προσδιορισμός του ύψους z – ύψους αναφοράς z_e - για τους υπολογισμούς

-Ως ύψος z για τους υπολογισμούς λαμβάνεται το ύψος αναφοράς z_e .

-Τα διάφορα στοιχεία της μελετώμενης γέφυρας θα χαρακτηρίζονται από διαφορετικά ύψη αναφοράς z_e λόγω της τοξωτής διαμόρφωσής της. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε χωριστούς υπολογισμούς των ανεμικών φορτίων για τα μέλη της γέφυρας. Επομένως, υπολογίζονται διαφορετικά ύψη αναφοράς και εν συνεχεία χωριστά τα φορτία του ανέμου για:

α) το κατάστρωμα της γέφυρας, ήτοι ελκυστήρες και σύμμικτες διαδοκίδες,

β) το τόξο και τους αναρτήρες

γ) τα στοιχεία δικτύωσης των τόξων

-Για τον προσδιορισμό του ύψους αναφοράς της γέφυρας μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη διευκόλυνση των πράξεων ένα σταθερό ύψος που χαρακτηρίζει τη γέφυρα. Για παράδειγμα, υπενθυμίζεται ότι συνήθως ένα από τα σταθερά δεδομένα που χαρακτηρίζουν τη γεφυροποιία είναι η υψομετρική στάθμη της ερυθράς, $H_{carriegeway}$ (δηλ. του οδοστρώματος), καθώς αυτή θα πρέπει να ταυτίζεται με τη στάθμη της οδοποιίας που υπάρχει πριν από την έναρξη της γέφυρας (π.χ. της οδού μέσα σε μία πόλη).

-Η υψομετρική στάθμη της ερυθράς $H_{carriegeway}$ (δηλ. του οδοστρώματος) για τη μελετώμενη γέφυρα είναι:

$$H_{carriegeway} = 12,1m$$

-Τα ύψη αναφοράς για τα επιμέρους στοιχεία της γέφυρας μπορεί να ληφθούν ως εξής:

A. Κατάστρωμα γέφυρας – ελκυστήρες και σύμμικτες διαδοκίδες

-Με βάση την EN 1991-1-4:2005 §8.3.1 (6), το ύψος αναφοράς z_e του καταστρώματος μπορεί να λαμβάνεται ως η απόσταση από το χαμηλότερο επίπεδο εδάφους μέχρι το κέντρο του καταστρώματος της γέφυρας, αγνοώντας άλλα τμήματα (π.χ. κιγκλιδώματα, στηθαία ασφαλείας) της επιφάνειας αναφοράς.

-Χαρακτηριστικά παραδείγματα όπου το ύψος της διατομής του καταστρώματος είναι σταθερό ή μεταβλητό δίνονται στα Figure 12.2 και Figure 12.3, αντίστοιχα.

-Σημειώνεται ότι το ίδιο ύψος αναφοράς θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί και για τα βάθρα της γέφυρας.

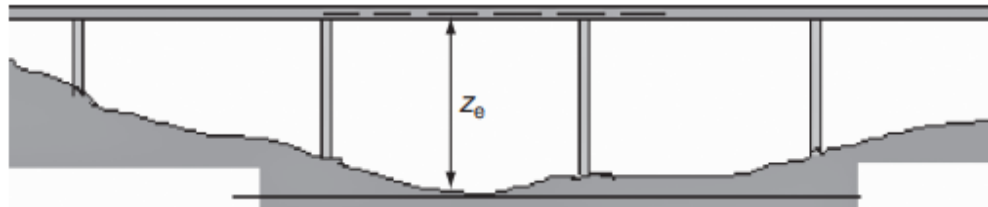


Figure 12.2: Παράδειγμα προσδιορισμού ύψους αναφοράς z_e καταστρώματος γέφυρας με σταθερό ύψος (από [11]).

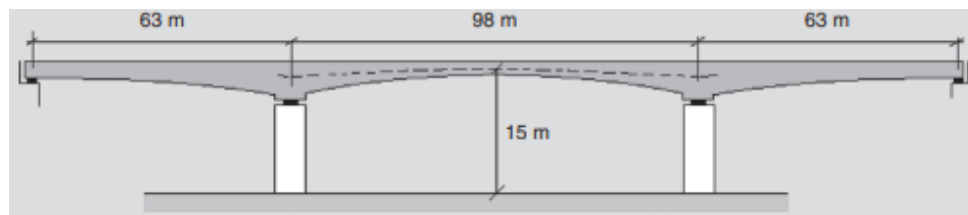


Figure 12.3: Παράδειγμα προσδιορισμού ύψους αναφοράς z_e καταστρώματος γέφυρας με μεταβλητό ύψος (από [11]).

-Επομένως, το ύψος αναφοράς του καταστρώματος θα είναι ίσο με:

$$z_{e,deck} = H_{carriageway} - \frac{h_{tie\ beam}}{2} = 12,1m - \frac{2m}{2} \Leftrightarrow z_{e,deck} \cong 11,1m$$

B. Τόξο και αναρτήρες

-Για την απλοποίηση του υπολογισμού της ανεμικής φόρτισης του τόξου και των αναρτήρων θα ληφθεί ένα κοινό ύψος αναφοράς στο μέσον του ύψους του τόξου ως εξής:

$$z_{e,arch} = H_{carriageway} + \frac{f_{arch}}{2} = 12,1m + \frac{30m}{2} = 12,1m + 15m \Leftrightarrow z_{e,arch} = 27,1m$$

C. Δικτύωση των τόξων

-Τα στοιχεία της δικτύωσης βρίσκονται σε διάφορα ύψη. Για να αποφευχθεί η πληθώρα των υπολογισμών, θα λαμβάνεται συντηρητικά για όλα τα στοιχεία η μέγιστη υψομετρική στάθμη της γέφυρας, ήτοι:

$$z_{e,bracing} = H_{carriageway} + f_{arch} = 12,1m + 30m \Leftrightarrow z_{e,bracing} = 42,1m$$

Table 12-4: Τα ύψη αναφοράς για τη μελετώμενη γέφυρα.

Στοιχείο	Στάθμη	z_e
Κατάστρωμα – ελκυστήρες και διαδοκίδες	Μέσον καταστρώματος	$z_{e,deck} \cong 11,1m$
Τόξο, αναρτήρες	Μέσον ύψους τόξου	$z_{e,arch} = 27,1m$
Δικτύωση τόξων	Μέγιστο ύψος τόξου	$z_{e,bracing} = 42,1m$

14. Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_0(z)$ (δηλ. του ανάγλυφου του εδάφους)

-Ως ανάγλυφο του εδάφους νοούνται οι λόφοι, οι γκρεμοί κ.α. Για τον προσδιορισμό των τιμών του συντελεστή ισχύουν τα εξής:

- Περίπτωση 1: όπου το ανάγλυφο εδάφους χαρακτηρίζεται ως επίπεδο έδαφος χωρίς λόφους ή γκρεμούς, που να αυξάνουν σημαντικά τις ταχύτητες του ανέμου \rightarrow λαμβάνεται ως 1.00.
- Περίπτωση 2: οι επιδράσεις του ανάγλυφου του εδάφους μπορούν να αγνοούνται όταν η μέση κλίση του προσήνεμου εδάφους είναι μικρότερη από 3° . Το προσήνεμο έδαφος μπορεί να θεωρείται μέχρι μια απόσταση 10 φορές το ύψος του μεμονωμένου χαρακτηριστικού ανάγλυφου. \rightarrow λαμβάνεται ως 1.00.
- Περίπτωση 3: όπου το ανάγλυφο του εδάφους αυξάνει τις ταχύτητες του ανέμου περισσότερο από 5%, οι επιδράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη χρησιμοποιώντας τον συντελεστή ανάγλυφου του εδάφους. Για τον σκοπό αυτόν χρησιμοποιείται μέθοδος αναλυτικών υπολογισμών που δίνεται στο παράρτημα A3 του EN 1991-1-4:2005

15. Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$, ο οποίος δίνεται από τους λογαριθμικούς τύπους:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (12.8)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (12.9)$$

όπου:

- z_{min} το ελάχιστο ύψος (από Table 12-3)
 z_{max} το μέγιστο ύψος, το οποίο λαμβάνεται ίσο με 200m
 k_r ο συντελεστής εδάφους

16. Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, η οποία εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου και δίνεται από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (12.10)$$

όπου:

- $c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (δη. του ανάγλυφου του εδάφους).
 $c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας

17. Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z , που δίνεται από τη σχέση:

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (12.11)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) = \frac{k_l}{c_0(z_{min}) \cdot \ln(z_{min}/z_0)} \quad \text{για } z \leq z_{min} \quad (12.12)$$

όπου:

- k_l ο συντελεστής στροβιλισμού, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.00
 $c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους
 z_0 το μήκος τραχύτητας

18. Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μεσαίας και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας και προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (12.13)$$

όπου:

- $v_m(z)$ η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος
 $I_v(z)$ η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z
 ρ η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1,25\text{kg/m}^3$)

19. Ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ σε ύψος z προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (12.14)$$

όπου:

- $q_p(z)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z
 q_b η βασική πίεση

Υπολογισμοί για τη μελετώμενη γέφυρα: κοινοί παράμετροι για όλα τα μέλη της γέφυρας

• Η απόσταση της τοποθεσίας από τη θάλασσα είναι μεγαλύτερη από 10km, και επομένως η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου είναι: $v_{b,0} = 27\text{m/s}$

• Η κατηγορία εδάφους αφορά αστικές περιοχές, οπότε με βάση τον Table 12-2 ορίζεται ως: *Κατηγορία IV*

• Το μήκος τραχύτητας z_0 για έδαφος κατηγορίας IV από Table 12-3 λαμβάνεται ίσο με: $z_0 = 1\text{m}$

• Το μήκος τραχύτητας $z_{0,II}$ για έδαφος κατηγορίας II από Table 12-3 είναι πάντα ίσο με: $z_{0,II} = 0,05\text{m}$

• Με βάση τα παραπάνω δεδομένα, ο συντελεστής εδάφους k_r υπολογίζεται ως:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{1\text{m}}{0,05\text{m}}\right)^{0,07} \Leftrightarrow k_r = 0,234$$

• Το ελάχιστο ύψος z_{min} για έδαφος κατηγορίας IV από Table 12-3 λαμβάνεται ίσο με: $z_{min} = 10\text{m}$

• Το μέγιστο ύψος z_{max} λαμβάνεται ως το μέγιστο ύψος ισχύος του κανονισμού ίσο με: $z_{max} = 200\text{m}$

• Για τη μελετώμενη γέφυρα, το ανάγλυφο του εδάφους χαρακτηρίζεται ως επίπεδο έδαφος χωρίς λόφους ή γκρεμούς, που να αυξάνουν σημαντικά τις ταχύτητες του ανέμου, και συνεπώς, ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (ανάγλυφο του εδάφους) $c_o(z)$ λαμβάνεται ίδιος για όλα τα μέλη της κατασκευής και για όλες τις διευθύνσεις ανέμου ίσος με: $c_o(z) = c_o(z_{e,member\ i}) = 1$.

Μετά τους υπολογισμούς προκύπτει ότι οι παράμετροι ροής ανέμου είναι κοινές για τη Β. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία και C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία, ενώ και για τις δύο φάσεις είναι διαφορετικές σε σχέση με την Α. Φάση κατασκευής. Επίσης, παρατηρείται ότι ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ είναι ίδιος για την κάθε ομάδα στοιχείων ανεξάρτητα της φάσης που βρίσκεται το κατάστρωμα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Table 12-5.

Table 12-5: Τα αποτελέσματα των πράξεων για τον υπολογισμό των παραμέτρων ροής του ανέμου για τις διάφορες φάσεις του καταστρώματος της γέφυρας, τις τρεις ομάδες στοιχείων της γέφυρας

		Α. Φάση κατασκευής			Φάση λειτουργίας			
		Deck	Arch Hangers	Bracing	Deck	Arch Hangers	Bracing	
Απόσταση τοποθεσίας από θάλασσα.	L_{shore}			>10km				[-]
Θεμελιώδης ταχύτητα ανέμου	$v_{b,0}$			27				m/s
Περίοδος επαναφοράς ανέμου	T		50			100		έτη
Πιθανότητα υπέρβασης	p		0,02			0,01		[-]
Παράμετρος σχήματος	K			0,2				[-]
Εκθέτης της c_{prob}	n			0,5				[-]
Διορθωτικός συντ/στής πιθανότητας	c_{prob}		1			1,04		[-]
Θεμελιώδης ταχύτητα ανέμου	$v_{b,0}$			27				m/s
Συντελεστής διευθύνσεως	c_{dir}			1				[-]
Εποχικός συντελεστής	c_{season}			1				[-]
Βασική ταχύτητα ανέμου	v_b		27			28		m/s
Πυκνότητα αέρα	ρ			1,5				kg/m ³
Πυκνότητα αέρα για πιέσεις σε kN	ρ			0,00125				(kg/m ³) *10 ³
Βασική πίεση ανέμου	q_b	0,456	0,456	0,456	0,491	0,491	0,491	kN/m ²
Κατηγορία εδάφους	[-]				IV			
Μήκος τραχύτητας κατηγορίας	z_0				1			m
Ελάχιστο ύψος	z_{min}				10			m
Μήκος τραχύτητας για κατηγορία εδάφους II	$z_{0,II}$				0,05			m
Μέγιστο ύψος	z_{max}				200			m
Συντελεστής εδάφους	k_r				0,234			[-]
Ύψος αναφοράς στοιχείων	z_e	11,05	27,1	42,1	11,05	27,1	42,1	m
Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης	$c_o(z)$				1			[-]
Συντελεστής τραχύτητας	$c_r(z)$	0,563	0,773	0,876	0,563	0,773	0,876	[-]
Μέση ταχύτητα ανέμου	$v_m(z_e)$	15,20	20,88	23,66	15,78	21,68	24,57	m/s
Συντελεστής στροβιλισμού	k_1				1			[-]
Ένταση στροβιλισμού	$I_v(z_e)$	0,416	0,303	0,267	0,416	0,303	0,267	[-]
Πίεση ταχύτητας αιχμής	$q_p(z_e)$	0,565	0,850	1,005	0,609	0,917	1,084	kN/m ²
Συντελεστής έκθεσης	$c_e(z_e)$	1,240	1,866	2,206	1,240	1,866	2,206	[-]

12.2 Συνδυασμένος δυναμικός (ή δομικός) συντελεστής $c_s c_d$

Γενικά: Προκειμένου να γίνει ο προσδιορισμός των δυνάμεων, οι οποίες ενεργούν σε μία κατασκευή και προέρχονται από ανεμοπίεση, πρέπει να προσδιορίζεται ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$, γνωστός στο κείμενο του Κανονισμού και ως δομικός. Ο συντελεστής αυτός απαρτίζεται από δύο επιμέρους συντελεστές:

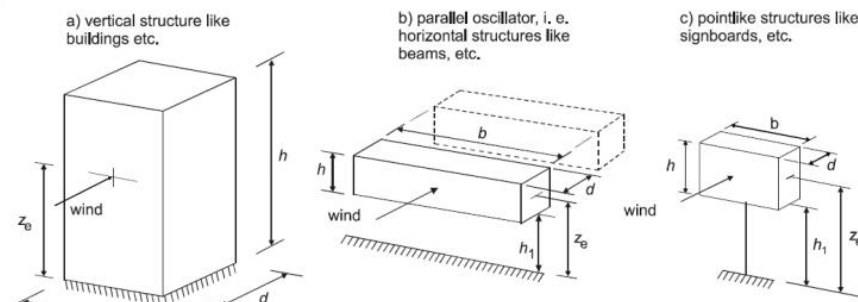
1. Τον συντελεστή μεγέθους c_s , ο οποίος λαμβάνει υπόψη του τη μειωτική επίδραση στη δράση του ανέμου λόγω μη ταυτόχρονης ύπαρξης των πιέσεων αιχμής από άνεμο επί της επιφάνειας.
2. Τον δυναμικό συντελεστή c_d , ο οποίος λαμβάνει υπόψη του την αυξημένη επίδραση από ταλαντώσεις λόγω στροβιλισμού.

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (κατασκευή από σκυρόδεμα ή χάλυβα) και από το ύψος και το πλάτος της. Οι τιμές του συντελεστή μπορεί να εκτιμηθούν με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα, σύμφωνα με τις οποίες ισχύουν τα εξής:

- i. Για συγκεκριμένες κατασκευές με συγκεκριμένες ιδιότητες μπορεί να γίνει χρήση των διαγραμμάτων που δίνει ο Ευρωκώδικας σε σχήματα με την προϋπόθεση ότι η τιμή είναι μικρότερη του 1,10 ($c_s c_d < 1,10$). Τα διαγράμματα αυτά δεν αφορούν γέφυρες.
- ii. Για συγκεκριμένες κατασκευές δίνονται συγκεκριμένες προϋποθέσεις, ώστε να μπορεί να ληφθεί $c_s c_d = 1$. Τέτοιου είδους προϋποθέσεις δίνονται και για γέφυρες.
- iii. Με βάση την EN 1991-1-4:2005 §8.2 (1), εάν δεν απαιτείται διαδικασία δυναμικής απόκρισης σε γέφυρες μπορεί να ληφθεί $c_s c_d = 1$. Μια τέτοια περίπτωση αφορά συνήθη καταστρώματα οδικών και σιδηροδρομικών γεφυρών με άνοιγμα μικρότερο των 40m. Ως συνήθη καταστρώματα νοούνται γέφυρες από χάλυβα, μετόν, ξύλο ή σύμμικτες, με σχήμα διατομής που εντάσσεται στο Figure 12.5.
- iv. Εάν απαιτείται διαδικασία δυναμικής απόκρισης σε γέφυρες λογικά θα πρέπει να υπολογίζεται και ο $c_s c_d$. Ωστόσο, στο κείμενο του Κανονισμού δεν αναφέρεται τότε αυτό απαιτείται ή όχι.
- v. Ο συντελεστής $c_s c_d$ μπορεί να υπολογίζεται με μία από τις αναλυτικές προτεινόμενες μεθόδους που δίνονται στα Παραρτήματα Β και C του EN 1991-1-4:2005 για τις παρακάτω κατασκευές. Ερμηνεύεται από το Figure 12.4 ότι ο υπολογισμός του αφορά μόνον τον άνεμο που πνέει προς την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας και μόνον για τους εξής τύπους κατασκευών:
 - a) Κατακόρυφες κατασκευές, όπως κτήρια [βλ. Figure 12.4 a)]
 - b) Παράλληλοι ταλαντωτές, δηλ. οριζόντιες κατασκευές, όπως δοκοί [βλ. Figure 12.4 b)]
-Σε αυτήν την περίπτωση μπορεί να καταταχθεί και το κατάστρωμα μιας γέφυρας. Ωστόσο, και πάλι τονίζεται ότι από τη μορφή που δίνεται στο σχήμα και από τη διεύθυνση του ανέμου, μπορεί να προκύψει το συμπέρασμα ότι μόνο ο άνεμος που πνέει με φορά παράλληλη με το πλάτος του καταστρώματος λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς και εν συνεχεία στην προσαύξηση των ανεμικών φορτίων. Σημειώνεται ότι η ερμηνεία αυτή έχει χρησιμοποιηθεί σε εργασίες όπως η [40].
 - c) Σημειακές κατασκευές, όπως πινακίδες σήμανσης κλπ. [βλ. Figure 12.4 c)]
-Με βάση την [11], σε αυτήν την περίπτωση μπορεί να καταταχθεί και το κατάστρωμα μιας γέφυρας που στηρίζεται πάνω σε ψηλά βάθρα. Συγκεκριμένα με βάση αυτόν τον οδηγό σχεδιασμού, όταν για το ύψος των βάθρων ισχύει ότι $h_{pier} > 60 - 70m$, είναι σκόπιμο να υπολογιστεί ο συντελεστής $c_s c_d$ σύμφωνα με το Παράρτημα Β του EN 1991-1-4:2005.

Βήματα υπολογισμού

1. Κατάταξη της κατασκευής σε μία από τις τρεις μορφές του Κανονισμού
-Στο Figure 12.4 απεικονίζονται οι μορφές των κατασκευών και οι διευθύνσεις του ανέμου που ανήκουν στο πεδίο εφαρμογής της διαδικασίας υπολογισμού του συντελεστή $c_s c_d$. Επίσης, απεικονίζονται οι διαστάσεις και δίνονται τα ύψη αναφοράς για τη διαδικασία αυτή ανά περίπτωση.
-Σημειώνεται ότι σε περίπτωση που πρόκειται για μια γέφυρα πολλαπλών ανοιγμάτων, ως b θα λαμβάνεται το μήκος του μεγαλύτερου ανοίγματος [15].



NOTE Limitations are also given in 1.1 (2)

$$z_e = 0,6 \cdot h \geq z_{min}$$

$$z_e = h_1 + h/2 \geq z_{min}$$

$$z_e = h_1 + h/2 \geq z_{min}$$

Figure 12.4: Γενικά σχήματα κατασκευών που καλύπτονται από τη διαδικασία υπολογισμού του $c_s c_d$, οι διαστάσεις, το αντίστοιχο ύψος αναφοράς και η κατεύθυνση του ανέμου που θα ληφθούν υπόψη κατά τον υπολογισμό (από Σχήμα 6.1 του EN 1991-1-4:2005).

2. Κατάταξη της μελετούμενης τοξωτής γέφυρας με βάση το Figure 12.4

-Με βάση το Figure 12.4 ερμηνεύεται ότι η τοξωτή γέφυρα μπορεί να αντιμετωπιστεί ως η κατασκευή του σχήματος b). Άρα, για τους υπολογισμούς λαμβάνονται τα εξής:

-Οι υπολογισμοί αφορούν άνεμο που πνέει παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος (διεύθυνση Y στο Sofistik και X στο EN 1991-1-4:2005)

-Οι διαστάσεις που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς λαμβάνονται από τις εξής σχέσεις:

$$b = L_{span} \quad (12.15)$$

$$h = d_{tot}, \text{ συντηρητικά για γέφυρα με κυκλοφορία} \quad (12.16)$$

$$z_e = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{min} \quad (12.17)$$

-Σχόλιο για το ύψος αναφοράς των γεφυρών για την εύρεση του δυναμικού συντελεστή $c_s c_d$: Γενικά για μια γέφυρα, αλλά και για την τοξωτή, το z_e υπολογίζεται στο επίπεδο του καταστρώματος όπου συγκεντρώνεται η μέγιστη μάζα, η οποία είναι μια από τις κύριες παραμέτρους σε μια δυναμική ανάλυση.

3. Το ύψος αναφοράς z_t λαμβάνεται ως:

$$z_t = 200 \text{ m} \quad (12.18)$$

4. Το μήκος αναφοράς L_t λαμβάνεται ως:

$$L_t = 300 \text{ m} \quad (12.19)$$

5. Υπολογίζεται ο συντελεστής a με βάση την παρακάτω εξίσωση:

$$a = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) \quad (12.20)$$

όπου:

z_0 το μήκος τραχύτητας

6. Το μήκος στροβιλισμού $L(z)$, το οποίο αντιπροσωπεύει το μέγεθος της μέσης ανεμορριπής για φυσικούς ανέμους -Για ύψη z κάτω των 200 m το μήκος στροβιλισμού μπορεί να υπολογίζεται από τις εξισώσεις:

$$L(z_e) = L_t \cdot \left(\frac{z_e}{z_t}\right)^a \quad \text{για } z_e \geq z_{min} \quad (12.21)$$

$$L(z_e) = L(z_{min}) = L_t \cdot \left(\frac{z_{min}}{z_t}\right)^a \quad \text{για } z_e < z_{min} \quad (12.22)$$

7. Η ιδιοσυχνότητα της κατασκευής $n_{1,y}$ σε Hz

-Για να υπολογιστεί ο $c_s c_d$, απαιτείται δυναμική ανάλυση, καθώς ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από τις ιδιοτιμές της κατασκευής στη συγκεκριμένη κατεύθυνση που εξετάζεται.

-Γενικώς, χρησιμοποιείται μία ιδιοσυχνότητα της κατασκευής, και συγκεκριμένα η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα στη διεύθυνση που εξετάζεται. Αυτή μπορεί να προσδιοριστεί με έναν από τους ακόλουθους τρόπους:

a. Με τη χρήση εμπειρικών σχέσεων που δίνει το EN 1991-1-4:2005 στο Παράρτημα F και στο οποίο συμπεριλαμβάνονται διάφορες περιπτώσεις γεφυρών.

b. Με ιδιομορφική ανάλυση και χρήση της δεσπόζουσας ιδιομορφής στην εξεταζόμενη διεύθυνση.

c. Σε περίπτωση ιδιομορφών με εσωτερικά σημεία καμπής θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν πιο λεπτομερείς υπολογισμοί σε σχέση με τους δύο προηγούμενους τρόπους.

-Στην περίπτωση της γέφυρας χρησιμοποιείται σεισμική μόνωση, καθώς η γέφυρα εδράζεται σε εφάδρανα τριβής FPS. Επομένως, η ιδιοσυχνότητα μπορεί να βρεθεί είτε με ιδιομορφική ανάλυση στο λογισμικό Sofistik είτε με τη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή και της θεμελιώδους ιδιομορφής, που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 26.6. Με βάση τις μεθόδους αυτές υπολογίζεται η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος, η οποία θα είναι ίδια και κατά τη διεύθυνση X και κατά τη ζητούμενη Y, καθώς και στις δύο διευθύνσεις ταλαντώνεται η ίδια μάζα. Η ζητούμενη ιδιοσυχνότητα θα δίνεται από τη σχέση:

$$n_{1,y} = \frac{1}{T_y} \quad (12.23)$$

όπου:

T_y η ιδιοπερίοδος της κατασκευής στη διεύθυνση Y [σε sec]

-Όσο μειώνεται η ιδιοσυχνότητα της κατασκευής, δηλ. όσο αυξάνεται η ιδιοπερίοδος και η κατασκευή γίνεται ολοένα και πιο εύκαμπτη, τόσο αυξάνεται ο δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$.

8. Η αδιάστατη συχνότητα υπολογίζεται από τη σχέση:

$$f_L(z_e; n_{1,y}) = \frac{n_{1,y} \cdot L(z_e)}{v_m(z_e)} \quad (12.24)$$

όπου:

$n_{1,y}$ η βασική ιδιοσυχνότητα της γέφυρας στην εγκάρσια διεύθυνση (παράλληλη με το πλάτος του καταστρώματος)

$L(z_e)$ το μήκος στροβιλισμού

$v_m(z_e)$ η μέση ταχύτητα που έχει οριστεί με βάση τη Σχέση (12.10)

9. Η αδιάστατη συνάρτηση φασματικής πυκνότητας $S_L(z; n)$

-Εκφράζει την κατανομή του ανέμου συναρτήσει των συχνοτήτων και υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$S_L(z_e; n_{1,y}) = \frac{n_{1,y} \cdot S_v(z_e; n_{1,y})}{\sigma_v^2} \Leftrightarrow S_L(z_e; n_{1,y}) = \frac{6,8 \cdot f_L(z_e; n_{1,y})}{(1 + 10,2 \cdot f_L(z_e; n_{1,y}))^{5/3}} \quad (12.25)$$

όπου:

$S_v(z_e; n_{1,y})$ το μονόπλευρο φάσμα διασποράς

10. Προσδιορισμός ύψους h

-Ως ύψος h θα λαμβάνεται το ύψος αναφοράς d_{ref} , όπως ακριβώς δίνεται στο Κεφάλαιο 12.4: α) για γέφυρα με κυκλοφορία $d_{ref,traffic}$ και β) για γέφυρα χωρίς κυκλοφορία $d_{ref,no traffic}$. Επομένως θα είναι:

A. Για γέφυρα με κυκλοφορία

$$h = d_{ref,traffic} \quad (12.26)$$

B. Για γέφυρα χωρίς κυκλοφορία

$$h = d_{ref,no traffic} \quad (12.27)$$

-Αυτό σημαίνει ότι υπολογίζεται διαφορετικός συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ για γέφυρα με κυκλοφορία και για γέφυρα χωρίς κυκλοφορία. Γενικώς, ισχύει ότι για μικρότερο ύψος h προκύπτει μεγαλύτερος συντελεστής $c_s c_d$.

11. Ο συντελεστής βασικής απόκρισης B^2 που λαμβάνει υπόψη την έλλειψη πλήρους συσχέτισης των πιέσεων επί των επιφανειών της κατασκευής, υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \cdot \left(\frac{b+h}{L(z_e)}\right)^{0,63}} \quad (12.28)$$

όπου:

b, h το πλάτος και το ύψος της κατασκευής, όπως έχουν οριστεί παραπάνω

$L(z_e)$ το μήκος στροβιλισμού

12. Οι αεροδυναμικές συναρτήσεις επαγωγής R_h και R_b για μια ιδιομορφή, μπορούν να υπολογίζονται προσεγγιστικά με χρήση των παρακάτω σχέσεων:

$$\eta_h = \frac{4,6 \cdot h}{L(z_e)} \cdot f_L(z_e; n_{1,y}) \quad (12.29)$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \cdot b}{L(z_e)} \cdot f_L(z_e; n_{1,y}) \quad (12.30)$$

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_h}) \quad \text{για } \eta_h = 0 \rightarrow R_h = 1 \quad (12.31)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 \cdot \eta_b^2} \cdot (1 - e^{-2 \cdot \eta_b}) \quad \text{για } \eta_b = 0 \rightarrow R_b = 1 \quad (12.32)$$

13. Η λογαριθμική μείωση δ_s της δομικής απόσβεσης της κατασκευής (ή αλλιώς δομική απόσβεση)

-Λαμβάνει τιμές σύμφωνα με τον Πίνακα F.2 του EN 1991-1-4:2005.

-Οι τιμές που θα μπορούσαν να ληφθούν υπόψη με βάση τον πίνακα αυτόν για μία τοξωτή μεταλλική γέφυρα με σύμμικτες διαδοκίδες και καλωδιωτούς αναρτήρες δίνονται στον Table 12-6.

Table 12-6: Προσεγγιστικές τιμές της λογαριθμικής μείωσης της δομικής απόσβεσης της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου που θα μπορούσαν να ληφθούν υπόψη σε μία τοξωτή γέφυρα (με βάση τον Πίνακα F.2 του EN 1991-1-4:2005)

Τιμές λογαριθμική μείωσης μόνο για τοξωτές γέφυρες	
Περίπτωση	δ_s
Χαλύβδινες γέφυρες συγκολλητές	0,02
Χαλύβδινες γέφυρες με κοχλίες υψηλής αντοχής	0,03
Χαλύβδινες γέφυρες με συνήθεις κοχλίες	0,05
Σύμμικτες γέφυρες	0,04
Καλώδια: παράλληλα καλώδια	0,006
Καλώδια: συρματόσχοινα	0,02
Για καλωδιωτές γέφυρες οι τιμές πολλαπλασιάζονται με $a_{cable} = 0,75$	

-Με βάση τον Table 12-6 μία αρχική σκέψη θα ήταν να υπολογισθούν δυναμικοί συντελεστές ξεχωριστά για τα καλώδια (εφόσον δίνεται ξεχωριστά τιμή δομικής απόσβεσης για αυτά) και ξεχωριστά για το κατάστρωμα. Επειδή, όμως, η όλη διαδικασία υπολογισμού της γέφυρας - σύμφωνα κυρίως με το Figure 12.4 - αναφέρεται μόνο στο κατάστρωμα, γίνεται η παραδοχή ότι η δομική απόσβεση είναι ίση με τη μικρότερη τιμή μεταξύ καλωδίων και σύμμικτης γέφυρας στην οποία λαμβάνονται υπόψη τα καλώδια. Δηλ. για τη μελετώμενη τοξωτή γέφυρα θα είναι: $\delta_s = \min(a_{cable} \cdot \delta_{s,composite\ bridge}; \delta_{s,cable}) = \min(0,75 \cdot 0,04; 0,02) = \min(0,03; 0,02) \Leftrightarrow \delta_s = 0,02$

14. Η λογαριθμική μείωση δ_a της αεροδυναμικής απόσβεσης

-Για τη θεμελιώδη καμπτική ιδιομορφή ταλαντώσεων στη διεύθυνση του ανέμου, μπορεί να υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\delta_a = \frac{c_f \cdot \rho \cdot v_m(z_e)}{2 \cdot n_{1,y} \cdot \mu_e} \quad (12.33)$$

όπου:

c_f ο συντελεστής δύναμης στη διεύθυνση y, δηλ. παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος. Ο συντελεστής αυτός αφορά ουσιαστικά το κατάστρωμα και δίνεται στο κείμενο παρακάτω.

ρ η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$)

$v_m(z_e)$ η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος αναφοράς του καταστρώματος

$n_{1,y}$ η βασική ιδιοσυχνότητα της γέφυρας στην εγκάρσια διεύθυνση (παράλληλη με το πλάτος του καταστρώματος)

μ_e η ισοδύναμη μάζα ανά μονάδα επιφάνειας της κατασκευής η οποία για ορθογωνικές επιφάνειες δίνεται από την εξίσωση:

$$\mu_e = \frac{\int_0^h \int_0^b \mu(y, z) \cdot \Phi_1^2(y, z) dy dz}{\int_0^h \int_0^b \Phi_1^2(y, z) dy dz} \quad (12.34)$$

όπου:

$\mu(y, z)$ η μάζα ανά μονάδα επιφάνειας της κατασκευής

Φ_1 η ιδιομορφή

-Απλοποιητικά για τον υπολογισμό της ισοδύναμης μάζας ανά μονάδα επιφάνειας γίνεται η παραδοχή ότι η μάζα αυτή είναι σταθερή σε όλη την επιφάνεια του καταστρώματος. Επίσης, με βάση την EN 1991-1-4:2005 F.2 (5) αντιστοιχεί μόνο στα νεκρά φορτία (μόνιμα G1 και πρόσθετα μόνιμα G2). Επομένως, εν τέλει η ισοδύναμη μάζα μπορεί να υπολογισθεί με βάση την παρακάτω σχέση:

$$\mu_e = \frac{\sum R_{Z,G_1+G_2}}{A_{deck} \cdot g} \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (12.35)$$

όπου:

R_{Z,G_1+G_2} η συνολική κατακόρυφη αντίδραση από μόνιμα G1 και πρόσθετα μόνιμα G2 [σε N]

g η επιτάχυνση της βαρύτητας $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

Ενδεικτικά, μερικές τιμές που προκύπτουν συνήθως σε γέφυρες είναι: $\mu_e = 900 \text{ kg/m}^2$, $\mu_e = 2.500 \text{ kg/m}^2$ κτλ.

15. Η λογαριθμική μείωση δ_d της απόσβεσης λόγω ειδικών διατάξεων δ_d (αποσβεστήρες, δεξαμενές κ.α.)

-Θα υπολογίζεται, εάν τοποθετούνται στην κατασκευή ειδικές διατάξεις απορρόφησης ενέργειας (αποσβεστήρες) με κατάλληλες θεωρητικές ή πειραματικές τεχνικές.

-Σε περίπτωση που δεν τοποθετούνται τέτοιες διατάξεις ή σε κάθε περίπτωση συντηρητικά μπορεί να λαμβάνεται ότι: $\delta_d = 0$

16. Η ολική λογαριθμική μείωση δ της αεροδυναμικής απόσβεσης για τη θεμελιώδη (καμπτική) ιδιομορφή

-Μπορεί να ληφθεί ως εξής:

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \quad (12.36)$$

όπου:

δ_s η λογαριθμική μείωση της δομικής απόσβεσης της κατασκευής (ή αλλιώς δομική απόσβεση)

δ_a η λογαριθμική μείωση της αεροδυναμικής απόσβεσης για τη θεμελιώδη ιδιομορφή

δ_d η λογαριθμική μείωση της απόσβεσης λόγω ειδικών διατάξεων (αποσβεστήρες, δεξαμενές κ.α.)

-Γενικά ισχύει ότι όσο μικρότερη είναι η τιμή της δ τόσο αυξάνεται η τιμή του $c_s c_d$, και επομένως, η επιλογή μιας μικρότερης τιμής του δ κρίνεται ως υπέρ της ασφαλείας. Επειδή ο υπολογισμός με βάση το Παράρτημα F είναι αρκετά περίπλοκος, το προαναφερθέν γεγονός μπορεί να χρησιμοποιηθεί για έναν απλοποιητικό προσδιορισμό του δ με έναν από τους δύο παρακάτω τρόπους:

- a. Τρόπος 1: Να υπολογισθεί η ολική λογαριθμική μείωση μόνο με βάση την τιμή της δομικής απόσβεσης δ_s , θεωρώντας παράλληλα τις υπόλοιπες δύο συνιστώσες μηδενικές. Μία τέτοια προσέγγιση αν και υπέρ της ασφαλείας, οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές ανεμικών φορτίων.

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \Leftrightarrow \delta = \delta_s + 0 + 0 \quad (12.37)$$

- b. Τρόπος 2: Να υπολογισθεί η ολική λογαριθμική μείωση με βάση την τιμή της δομικής απόσβεσης δ_s και της αεροδυναμικής απόσβεσης δ_a .

$$\delta = \delta_s + \delta_a + \delta_d \Leftrightarrow \delta = \delta_s + \delta_a + 0 \quad (12.38)$$

17. Ο συντελεστής της απόκρισης συντονισμού R^2

-Λαμβάνει υπόψη τον στροβιλισμό σε συντονισμό με τη θεωρούμενη μορφή ταλάντωσης της κατασκευής, και θα υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \cdot \delta} \cdot S_L(z_e; n_{1,y}) \cdot R_h \cdot R_b \quad (12.39)$$

όπου:

- δ η ολική λογαριθμική μείωση της αεροδυναμικής απόσβεσης για τη θεμελιώδη (καμπτική) ιδιομορφή
- $S_L(z_e; n_{1,y})$ η αδιάστατη συνάρτηση φασματικής πυκνότητας
- R_h και R_b οι αεροδυναμικές συναρτήσεις επαγωγής

18. Η συχνότητα v λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$v = \max \left(n_{1,y} \cdot \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} ; 0,08 \text{ Hz} \right) \quad (12.40)$$

19. Ο συντελεστής αιχμής k_p

-Ο συντελεστής αιχμής k_p ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης τιμής του κυμαινόμενου μέρους της απόκρισης προς την τυπική της απόκριση, και θα λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$k_p = \max \left\{ \sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)} + \frac{0,3}{\sqrt{2 \cdot \ln(v \cdot T)}} ; 3 \right\} \quad (12.41)$$

όπου:

- T το χρονικό διάστημα στο οποίο υπολογίζεται η μέση ταχύτητα του ανέμου, $T = 600$ δευτερόλεπτα
- v η συχνότητα που δίνεται στη Σχέση (12.40)

20. Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

-Μπορεί να υπολογιστεί με δύο διαφορετικούς τρόπους:

- a. είτε ως συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$, δηλ. από μία εξίσωση που δίνει άμεσα την τιμή αυτή

$$c_s c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \quad (12.42)$$

- b. είτε μπορεί να χωρίζεται σε έναν παράγοντα μεγέθους c_s και σε έναν δυναμικό παράγοντα c_d , και επομένως ο δυναμικός συντελεστής εν τέλει προκύπτει ως το γινόμενο αυτόν των δύο.

$$c_s = \frac{1 + 7 \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_e)} \quad (12.43)$$

$$c_d = \frac{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_v(z_e) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (12.44)$$

$$c_s c_d = c_s \cdot c_d \quad (12.45)$$

-Οι υπολογισμοί πρέπει να γίνουν για γέφυρα χωρίς και με κυκλοφορία.

-Στην εργασία σε περίπτωση που προκύπτει $c_s c_d < 1$, θα λαμβάνεται υπέρ της ασφαλείας $c_s c_d = 1$, και επομένως τελικά θα λαμβάνεται:

$$c_s c_d_{final} = \max \left[\max(c_s c_d; c_s \cdot c_d); 1 \right] \quad (12.46)$$

21. Πότε χρησιμοποιείται η Σχέση (12.42) και πότε η (12.45) για τον υπολογισμό του συνδυασμένου δυναμικού συντελεστή $c_s c_d$.

-Με βάση τους υπολογισμούς που έγιναν για τη μελετώμενη γέφυρα, οι συντελεστές βγήκαν οι ίδιοι και στις δύο περιπτώσεις. Το γεγονός αυτό επαληθεύεται και σε παραδείγματα που αφορούν γέφυρες στη βιβλιογραφία, όπως στην [15]. Παρ' όλα αυτά, δίνονται για λόγους πληρότητας οι περιπτώσεις κατά τις οποίες ο συντελεστής πρέπει να υπολογίζεται με χωρισμό ή όχι.

-Σύμφωνα με την EN 1991-1-4:2005 §6.3.1 (2) ο υπολογισμός του $c_s c_d$ με τη Σχέση (12.42) θα γίνεται εφόσον **ικανοποιούνται** οι ακόλουθες απαιτήσεις:

- a. Η κατασκευή αντιστοιχεί σε μία από τις γενικές μορφές που δίνονται στο Figure 12.4.
- b. Μόνο η ταλάντωση στη διεύθυνση του ανέμου βάσει της θεμελιώδους ιδιομορφής είναι σημαντική, και αυτή η ιδιομορφή έχει σταθερό πρόσημο.

-Η EN 1991-1-4:2005 §6.1 (1) αναφέρει ότι πληροφορίες για το εάν ο συντελεστής $c_s c_d$ μπορεί να χωρίζεται σε έναν παράγοντα c_s και έναν παράγοντα c_d (και εν τέλει να υπολογίζεται από τη Σχέση (12.45)) μπορεί να δίνονται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα.

-Στο Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδος: NA EN 1991-1-4:2005 με ημερομηνία 7/12/2011 και στην §6.1 (1), αναγράφεται ότι: στις περιπτώσεις που ισχύουν οι συνθήκες της EN 1991-1-4:2005 §6.3.1 (2) ο δομικός συντελεστής $c_s c_d$ θα πρέπει να χωρίζεται στον παράγοντα μεγέθους c_s και στον δυναμικό παράγοντα c_d , οι οποίοι θα υπολογίζονται σύμφωνα με τις Σχέσεις (12.43) και (12.44), αντίστοιχα. Ερμηνεύεται ότι στο κείμενο έχει γίνει κάποιο λάθος και η σωστή φράση θα έπρεπε να είναι: «που δεν ισχύουν».

-Πράγματι, ελέγχοντας και τις διατάξεις του Εθνικού Προσαρτήματος της Κύπρου: NA CYS EN 1991-1-4:2005(+AC:2010, +A1:2010), στην §NA 2.12 αναφέρεται ότι: ο δομικός συντελεστής $c_s c_d$ θα πρέπει να χωρίζεται σε περιπτώσεις όπου:

- I. Δεν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις της EN 1991-1-4:2005 §6.3.1 (2), δηλ. οι προαναφερθείσες α. και β.
- II. Πρόκειται για κτηριακά έργα εκτός πεδίου εφαρμογής του προτύπου.
- III. Ελέγχονται μεμονωμένα συστατικά μέλη μιας κατασκευής.

Υπολογισμοί για τη μελετώμενη γέφυρα

Table 12-7: Υπολογισμός συνδυασμένου δυναμικού συντελεστή $c_s c_d$ για τη μελετώμενη γέφυρα

Υπολογισμός συνδυασμένου δυναμικού συντελεστή $c_s c_d$		A. Φάση κατασκευής	B. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία	C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία	
Ύψος αναφοράς κατασκευής	z_e	11,05	11,05	11,05	m
Ύψος αναφοράς	z_t	200	200	200	m
Μήκος αναφοράς	L_t	300	300	300	m
Μήκος τραχύτητας	z_0	1	1	1	m
Συντελεστής για το $L(z)$	α	0,67	0,67	0,67	[-]
Ελάχιστο ύψος	z_{min}	10	10	10	m
Για το ελάχιστο ύψος ισχύει:	[-]	$z_e \geq z_{min}$	$z_e \geq z_{min}$	$z_e \geq z_{min}$	[-]
Μήκος στροβιλισμού	$L(z)=L(z_e)$	43,1	43,1	43,1	m
Ιδιοσυχνότητα γέφυρας κατά Y	$n_{1,y,transverse}$	0,359	0,359	0,359	Hz
Μέση ταχύτητα ύψους αναφοράς	$v_m(z_e)$	15,20	15,78	15,78	m/s
Αδιάστατη συχνότητα	$f_L(z_e; n_{1,y,transverse})$	1,018	0,980	0,980	[-]
Αδιάστατη συνάρτηση φασματικής πυκνότητας	$S_L(z_e; n_{1,y,transverse})$	0,120	0,123	0,123	[-]
Εξεταζόμενο πλάτος	$b=L_{span}$	150	150	150	m
Εξεταζόμενο ύψος αναφοράς	$h=d_{ref,i}$	2,1	3,66	6,35	m
Συντελεστής βασικής απόκρισης	B^2	0,334	0,333	0,330	[-]
Παράμετρος για την R_h	η_h	0,228	0,383	0,664	[-]
Παράμετρος για την R_b	η_b	16,297	15,693	15,693	[-]
Αεροδυναμική συνάρτηση επαγωγής 1 για την ιδιομορφή	R_h	0,864	0,787	0,672	[-]
Αεροδυναμική συνάρτηση επαγωγής 2 για την ιδιομορφή	R_b	0,059	0,062	0,062	[-]
Λογαριθμική μείωση δομικής απόσβεσης	δ_s	0,02	0,02	0,02	[-]
Συν/στης δύναμης στη διεύθυνση Y για το κατ'άνω	$C_{f,y,deck}$	1,356	1,356	1,082	[-]
Συνολική κατακόρυφη αντίδραση λόγω G1 και G2	$\Sigma R_{z(G1+G2)}$	94.481	94.481	94.481	N
Εμβαδόν καταστρώματος (σε κάτοψη)	A_{deck}	4.590	4.590	4.590	m ²
Επιτάχυνση βαρύτητας	g	9,81	9,81	9,81	m/sec ²
Ισοδύναμη μάζα ανά επιφάνεια (παραδοχή σταθερής μάζας)	μ_e	2	2	2	kg/m ²
Λογαριθμική μείωση αεροδυναμικής απόσβεσης	δ_a	17,098	17,756	14,170	[-]
Λογαριθμική μείωση λόγω ειδικών διατάξεων (αποσβεστήρες)	δ_d	0	0	0	[-]
Ολική λογαριθμική μείωση αεροδυναμικής απόσβεσης	δ	17,118	17,776	14,190	[-]

Υπολογισμός συνδυασμένου δυναμικού συντελεστή $c_s c_d$		A. Φάση κατασκευής	B. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία	C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία	
Συντελεστής απόκρισης συντονισμού	R^2	0,002	0,002	0,002	[-]
Συχνότητα	ν	0,080	0,080	0,080	Hz
Χρονικό διάστημα υπολογισμού μέσης ταχύτητας ανέμου	T	600	600	600	sec
Συντελεστής αιχμής	k_p	3,000	3,000	3,000	[-]
Ένταση στροβιλισμού στο ύψος αναφοράς του καταστρώματος	$I_v(z_e)$	0,416	0,416	0,416	[-]
Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής	$c_s c_d$	0,625	0,625	0,623	[-]
Συντελεστής μεγέθους	c_s	0,686	0,685	0,683	[-]
Δυναμικός συντελεστής	c_d	0,912	0,912	0,912	[-]
Δυναμικός συντελεστής έπειτα από χωρισμό	$c_s c_d$	0,625	0,625	0,623	[-]
Διαφορά δύο τιμών	[-]	0%	0%	0%	[-]
Τελικός δυναμικός συντελεστής	$c_s c_d$	1,000	1,000	1,000	[-]

12.3 Δράσεις ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών

Πεδίο εφαρμογής: Προϋποθέσεις εφαρμογής για γέφυρες

Με βάση την EN1991-1-4:2005 §8.1(1), οι διατάξεις του κεφαλαίου 8 του προτύπου αυτού περί δράσεων ανέμου σε γέφυρες εφαρμόζονται μόνο στις εξής περιπτώσεις:

1. Πρόκειται μόνο για γέφυρες με σταθερό ύψος καταστρώματος και...
2. ...και μόνο με διατομές αποτελούμενες από ένα μόνο κατάστρωμα.
3. Τα καταστρώματα μπορεί να αποτελούνται από ένα ή περισσότερα ανοίγματα.
4. Πρόκειται για τύπους γεφυρών όπως: a) γέφυρες τοξωτές, b) κρεμαστές, c) καλωδιωτές, d) γέφυρες κινητές, f) γέφυρες με πολλαπλά ή σημαντικά καμπυλωμένα καταστρώματα. Επίσης μπορεί να υπάρχουν και άλλοι τύποι που να καλύπτονται μόνο στα Εθνικά Προσαρτήματα των διαφόρων χωρών. Στο Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας δεν προβλέπονται πρόσθετες εξειδικευμένες οδηγίες. Εάν απαιτείται, θα καθορίζονται αιτιολογημένα για συγκεκριμένο έργο.
5. Γέφυρες με ανοίγματα μεγαλύτερα των 200m δεν καλύπτονται από τον EN 1991-1-4:2005.
6. Απεικονίσεις των διατομών που ικανοποιούν τις παραπάνω προϋποθέσεις δίνονται στο Figure 12.5. Στο ίδιο σχήμα απεικονίζεται και το πώς θα πρέπει να λαμβάνεται το πλάτος b του καταστρώματος, το οποίο χρησιμοποιείται και στους υπολογισμούς που δίνονται παρακάτω.

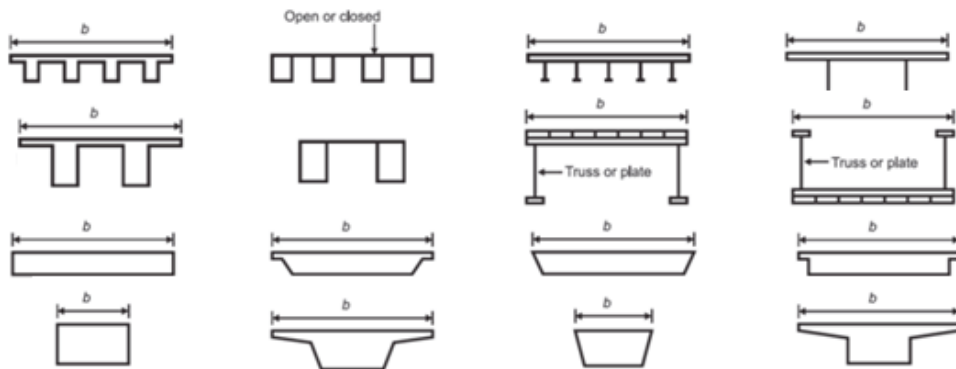


Figure 12.5: Απεικονίσεις των διατομών που ανήκουν στο πεδίο εφαρμογής του EN 1991-1-4:2005 για τον υπολογισμό των ανεμικών φορτίων σε γέφυρες (με βάση Σχήμα 8.1 του EN 1991-1-4:2005)

Συμβολισμοί διευθύνσεων ανέμου: Sofistik vs. EN 1991-1-4:2005

Οι δράσεις ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις X, Y και Z. Σημειώνεται ότι γενικά στη γεφυροποιία – και συνεπώς και κατά τη δημιουργία του προσομοιώματος στο Sofistik – ο άξονας X είναι ο διαμήκης άξονας της γέφυρας, ο άξονας Y ο εγκάρσιος και ο άξονας Z ο κατακόρυφος. Αντίθετα, στο EN 1991-1-4:2005 ο διαμήκης άξονας συμβολίζεται με Y και ο εγκάρσιος άξονας συμβολίζεται με X.

Για να αποφευχθούν μελλοντικά χονδροειδή λάθη κατά την εφαρμογή των φορτίων στο Sofistik επιλέγεται από εδώ και στην εργασία να παραμείνει ο κλασικός συμβολισμός της γεφυροποιίας και των κύριων αξόνων του λογισμικού. Όλοι οι συμβολισμοί και οι περιγραφές δίνονται στον Table 12-8.

Table 12-8: Η διαφορά των συμβολισμών που χρησιμοποιούνται στο Sofistik και στον κανονισμό.

Καθολικός άξονας	Ορισμός στο Sofistik	Ορισμός στο EN 1991-1-4:2005	Ταύτιση
X	Ο διαμήκης άξονας της γέφυρας. Παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας	Ο εγκάρσιος άξονας της γέφυρας Παράλληλα με το πλάτος της γέφυρας	OXI
Y	Ο εγκάρσιος άξονας της γέφυρας Παράλληλα με το πλάτος της γέφυρας	Ο διαμήκης άξονας της γέφυρας Παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας	OXI
Z	Ο κατακόρυφος άξονας της γέφυρας	Ο κατακόρυφος άξονας της γέφυρας	ΝΑΙ

Συνδυασμοί διευθύνσεων ανέμου

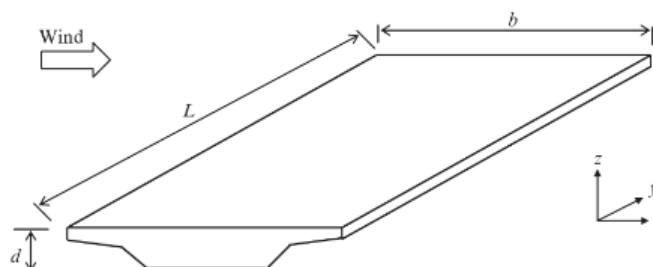
Οι δυνάμεις που προκαλούνται στις διευθύνσεις X και Y οφείλονται σε άνεμο που πνέει σε διαφορετικές διευθύνσεις και κανονικά δεν είναι ταυτόχρονες. Οι δυνάμεις που προκαλούνται στη διεύθυνση Z μπορεί να προκύψουν από την πνοή του ανέμου σε πολλές διευθύνσεις. Εάν είναι δυσμενείς και σημαντικές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως ταυτόχρονες με τις δυνάμεις που προκαλούνται σε κάθε άλλη διεύθυνση. Αυτό σημαίνει ότι εφαρμόζονται 8 συνδυασμοί ανέμων: 4 συνδυασμοί των $\pm X \pm Z$ και 4 συνδυασμοί των $\pm Y \pm Z$.

Συμβολισμοί διαστάσεων για τον υπολογισμό των ανεμικών φορτίων σε καταστρώματα γεφυρών

Για τον υπολογισμό των ανεμικών φορτίων κατά X, Y, Z οι διαστάσεις και οι συμβολισμοί που δίνονται στις σχετικές διατάξεις του Ευρωκώδικα διαφέρουν σε σχέση με τους συμβολισμούς που χρησιμοποιήθηκαν κατά τον υπολογισμό του δυναμικού συντελεστή $c_s c_d$. Οι καινούριοι συμβολισμοί δίνονται στον Table 12-9 και απεικονίζονται στο Figure 12.6.

Table 12-9: Η συμβολισμοί των διαστάσεων για τον υπολογισμό των φορτίων ανέμου του καταστρώματος της γέφυρας.

Μήκη	Ορισμός στο Sofistik	Ορισμός στον EN 1991-1-4
L	Μήκος στη διεύθυνση X Παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας.	Μήκος στη διεύθυνση Y Παράλληλα με το άνοιγμα με της γέφυρας.
b	Πλάτος στη διεύθυνση Y Παράλληλα με το πλάτος της γέφυρας	Πλάτος στη διεύθυνση X Παράλληλα με το πλάτος της γέφυρας
d	Ύψος στη διεύθυνση Z Παράλληλα με τον κατακόρυφο άξονα της γέφυρας	Ύψος στη διεύθυνση Z Παράλληλα με τον κατακόρυφο άξονα της γέφυρας

**Figure 12.6:** Οι συμβολισμοί και οι διαστάσεις του καταστρώματος με βάση τον EN 1991-1-4:2005 για τον υπολογισμό των ανεμικών φορτίων σε γέφυρες (με βάση Σχήμα 8.2 του EN 1991-1-4:2005)**Υπολογισμοί για διάφορες φάσεις: κατασκευής, λειτουργίας με και χωρίς κυκλοφορία**

Για την κάθε εξεταζόμενη διεύθυνση ροής ανέμου πρέπει να γίνουν υπολογισμοί για συνολικά 3 διαφορετικές φάσεις της διατομής καταστρώματος. Οι διαφορετικές αυτές φάσεις οδηγούν σε διαφορετικά εξεταζόμενα ύψη αναφοράς, που οδηγούν σε διαφορετικές επιφάνειες στις οποίες ασκείται ο άνεμος και εν τέλει σε διαφορετικά φορτία. Το κατάλληλο φορτίο εν συνεχεία θα λαμβάνεται στους αντίστοιχους συνδυασμούς, π.χ. για συνδυασμούς όπου υπάρχουν φορτία κυκλοφορίας θα λαμβάνεται ο άνεμος για τη φάση λειτουργίας με κυκλοφορία.

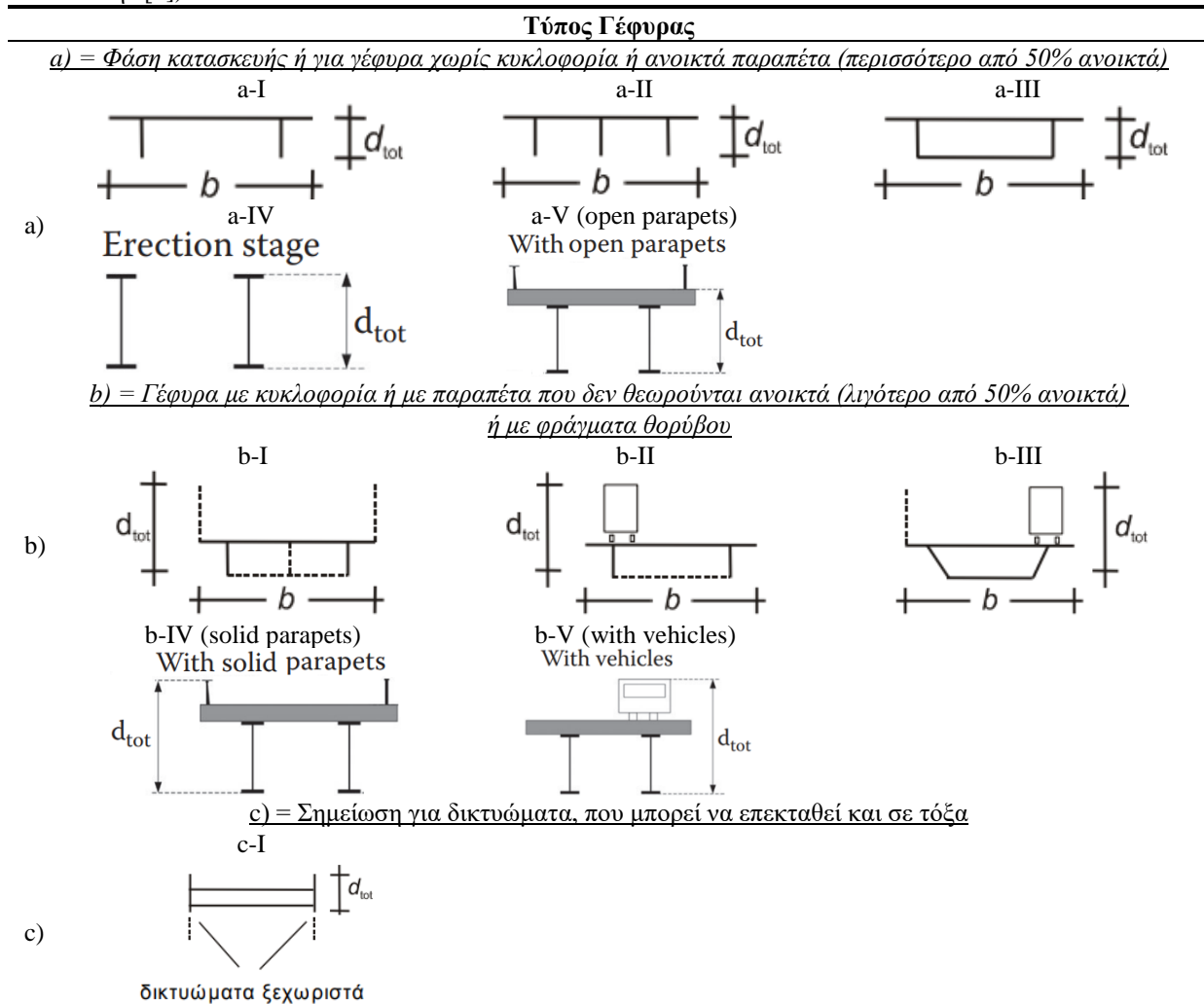
- Φάση κατασκευής:** Στη φάση αυτή το κατάστρωμα αποτελείται μόνον από τις διατομές του ελκυστήρα, των διαδοκίδων και της πλάκας σκυροδέματος με το σκυρόδεμα να είναι νωπό. Δεν έχει υλοποιηθεί το ύψος του πεζοδρομίου, των κιγκλιδωμάτων ή του τραμ.
- Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία:** Στη φάση αυτή έχει υλοποιηθεί πλέον το ύψος του πεζοδρομίου, των κιγκλιδωμάτων του tram reserve, αλλά δεν λαμβάνεται υπόψη κανένα όχημα οδικής κυκλοφορίας ούτε τροchioδρομικά μέσα.
- Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία:** Στη φάση αυτή έχει υλοποιηθεί πλέον το ύψος του πεζοδρομίου, των κιγκλιδωμάτων, του tram reserve και πλέον λαμβάνονται οχήματα οδικής κυκλοφορίας και τροchioδρομικά μέσα.

12.4 Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα της γέφυρας στη διεύθυνση Y

- 1. Θεωρία:** προσδιορισμός «τύπου» καταστρώματος και συνολικού ύψους καταστρώματος d_{tot}

 - Για τα υπόλοιπα βήματα υπολογισμού θα πρέπει να προσδιοριστεί ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων $c_{fy,0}$. Οι τιμές του λαμβάνονται με βάση το διάγραμμα που δίνεται στο Figure 12.7.
 - Ο $c_{fy,0}$ λαμβάνει διαφορετικές τιμές ανάλογα με τον «τύπο» γέφυρας που εξετάζεται. Στην πραγματικότητα ο τύπος γέφυρας έχει να κάνει με τις φάσεις καταστρώματος, όπως έχουν δοθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ειδική τροποποίηση στον τύπο γέφυρας μπορεί να γίνει ανάλογα με το εάν τα παραπέτα θεωρούνται ανοικτά (αυτό ισχύει όταν περισσότερο από το 50% είναι ανοικτά) και όταν δεν θεωρούνται ανοικτά (αυτό ισχύει όταν λιγότερο από το 50% είναι ανοικτά). Επίσης, πρέπει να λαμβάνεται εάν υπάρχουν φράγματα θορύβου. Επομένως, είναι:
 - Τύπος a):** Για 1) την Α. Φάση κατασκευής, και 2) τη Β. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία και όταν ταυτόχρονα ισχύει ότι τα παραπέτα είναι ανοικτά και δεν υπάρχουν φράγματα θορύβου.
 - Τύπος b):** Για 1) τη Β. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία και όταν ταυτόχρονα ισχύει ότι τα παραπέτα δεν είναι ανοικτά ή/και όταν υπάρχουν φράγματα θορύβου, και για 2) την C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία.
 - Τύπος c):** Πρόκειται για γέφυρες με δικτυώματα. Πρακτικά κατά τον προσδιορισμό του ύψους δεν λαμβάνεται υπόψη το ύψος του δικτυώματος, με αποτέλεσμα αυτό να προκύπτει όπως στους τύπους a) και b). Θεωρείται ότι η περίπτωση τοξωτών γεφυρών αντιμετωπίζεται όπως και η περίπτωση των δικτυωμάτων.
 - Οι απεικονίσεις των τύπων δίνονται στον Table 12-10, ενώ δίνεται και ο τρόπος με τον οποίον προκύπτει και το συνολικό ύψος καταστρώματος d_{tot} που θα χρησιμοποιηθεί στους επόμενους υπολογισμούς ανά περίπτωση.

Table 12-10: Απεικονίσεις των τύπων γεφυρών για την εφαρμογή του διαγράμματος του Figure 12.7, και οι τρόποι προσδιορισμού του συνολικού ύψους καταστρώματος d_{tot} ανά περίπτωση (με βάση το Σχήμα 8.3 του EN 1991-1-4:2005 και την [1])



- 2. Πλάτος b για τους υπολογισμούς** → λαμβάνεται το πλάτος του καταστρώματος της γέφυρας, δηλ.

$$b = L_{cross\ beam} = 31m$$

3. Προσδιορισμός «τύπου» καταστρώματος και συνολικού ύψους καταστρώματος d_{tot} για τη μελετώμενη γέφυρα
 -Με βάση τον Table 12-10 η τοξωτή γέφυρα αντιμετωπίζεται όπως και ο τύπος c): δικτύωμα, με βάση τον οποίο κατά τον προσδιορισμό του συνολικού ύψους στους τύπους a) και b) δεν λαμβάνεται υπόψη το ύψος του τόξου.
 -Επομένως, είναι:

A. Φάση κατασκευής:

-Είναι τύπος a)

-Το συνολικό ύψος προκύπτει με βάση την a-IV του Table 12-10 και είναι:

$$d_{tot,A} = h_{tie} \Leftrightarrow d_{tot,A} = 2,1m$$

B. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία:

-Είναι τύπος a).

-Στη γέφυρα χρησιμοποιούνται κιγκλιδώματα, τα οποία είναι ανοικτά περισσότερο από 50%, και άρα θεωρούνται με βάση τον Κανονισμό ως ανοικτά. Επομένως, το ύψος του κιγκλιδώματος δεν λαμβάνεται υπόψη για τον προσδιορισμό του συνολικού ύψους $d_{tot,B}$.

-Το συνολικό ύψος προκύπτει με βάση την a-V (ανοικτά παραπέτα) του Table 12-10 και είναι:

$$d_{tot,B} = h_{tie} + h_{footway,ext} \Leftrightarrow d_{tot,B} = 2,1m + 0,36m \Leftrightarrow d_{tot,B} = 2,46m$$

-Σχόλιο: για ανοικτό κιγκλιδώμα, η τιμή αυτή είναι διαφορετική από το ύψος αναφοράς $d_{ref,i}$ για την αντίστοιχη περίπτωση. Αυτή προκύπτει κανονιστικά και παρουσιάζεται στη συνέχεια.

C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία:

-Είναι τύπος b).

-Για να βρεθεί το συνολικό ύψος στην περίπτωση πνοής ανέμου με κυκλοφορία οχημάτων θα πρέπει να είναι γνωστή η τιμή του ύψους του οχήματος. Αυτή μπορεί να λαμβάνεται με τις ίδιες τιμές που δίνονται από την EN 1991-1-4:2005 §8.3.1 (5) για το ύψος αναφοράς $d_{ref,i}$, όπως αναγράφονται στις Σχέσεις (12.53) και (12.54), για περίπτωση οδικής και σιδηροδρομικής γέφυρας, αντίστοιχα.

-Στην περίπτωση τροχιοδρομικού μέσου κρίνεται ότι θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η προσαύξηση λόγω οχήματος σιδηροδρομικής γέφυρας κατά 4m με βάση τη Σχέση (12.54). Τα 4m του οχήματος μετρούνται από την άνω στάθμη της ράγας, που στην περίπτωση της γέφυρας μετράται από την άνω στάθμη της πλάκας του διαδρόμου για τα τροχιοδρομικά μέσα, και άρα το συνολικό ύψος θα είναι:

$$d_{tot,B} = h_{tie} + h_{tram\ reserve} + h_{tram} \Leftrightarrow d_{tot,B} = 2,1m + 0,25m + 4m \Leftrightarrow d_{tot,B} = 6,35m$$

4. Ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων $c_{fy,0}$ στη διεύθυνση Y (παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος)

-Ο προσδιορισμός του $c_{fy,0}$ γίνεται με βάση το διάγραμμα που δίνεται στο Figure 12.7.

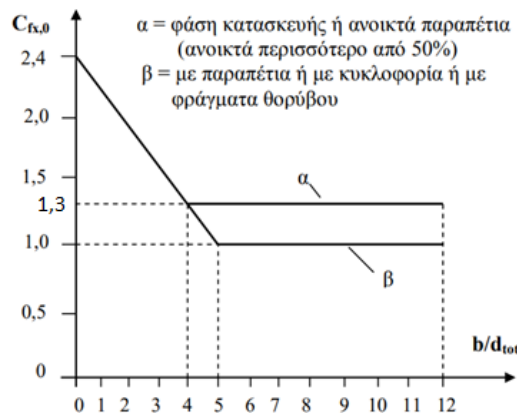


Figure 12.7: Τιμές συντελεστή δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων $c_{fy,0}$ για καταστρώματα γεφυρών.

Η τιμή εξαρτάται από τον λόγο b/d_{tot} και από το εάν η εξεταζόμενη φάση της γέφυρας χαρακτηρίζεται ως τύπος a) ή b). (από Σχήμα 8.3 EN 1991-1-4:2005)

5. Ο συντελεστής δύναμης $c_{f,y}$ στη διεύθυνση Y (παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος)

-Με βάση τη γενική μέθοδο υπολογισμού, οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις του ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση Y προκύπτουν ως εξής:

$$c_{f,y} = c_{fy,0} \quad (12.47)$$

όπου:

$c_{f,y}$ ο συντελεστής δύναμης στη διεύθυνση y , δηλ. παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος
 $c_{f,y,0}$ ο συντελεστής δύναμης στη διεύθυνση y , δηλ. παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος χωρίς ροή ελευθέρων άκρων

-Η τιμή του συντελεστή προκύπτει ίση με τον συντελεστή χωρίς ροής ελευθέρων άκρων, καθώς σε μία γέφυρα - συνήθως - δεν λαμβάνει μέρος ροή ελευθέρων άκρων, επειδή η ροή παρεκκλίνει μόνο κατά μήκος δύο πλευρών (πάνω και κάτω από το κατάστρωμα της γέφυρας).

6. Προσδιορισμός του συντελεστή δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων $c_{f,y,0}$ και εν τέλει του συντελεστή δύναμης $c_{f,y}$ στη διεύθυνση Y (παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος) για τη μελετώμενη γέφυρα

-Ο προσδιορισμός του $c_{f,y,0}$ γίνεται με βάση το διάγραμμα που δίνεται στο Figure 12.7. Σύμφωνα με αυτό για τη μελετώμενη γέφυρα ο $c_{f,y,0}$ προκύπτει - ανάλογα με την εξεταζόμενη φάση του καταστρώματος - ως εξής:

i. Για τύπο a):

-Για τη μελετώμενη γέφυρα, όπως έχει αναφερθεί, ο τύπος αυτός ισχύει για τις φάσεις:

A. Φάση κατασκευής

B. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία

-Ο $c_{f,y,0}$ προσδιορίζεται με βάση τις εξής σχέσεις:

$$\text{Για συνήθεις γέφυρες, δηλ. όταν } \frac{b}{d_{tot}} \geq 4 \rightarrow c_{f,y} = c_{f,y,0} = 1,3 \quad (12.48)$$

$$\text{όταν } \frac{b}{d_{tot}} = 0 \rightarrow c_{f,y} = c_{f,y,0} = 2,4 \quad (12.49)$$

ii. Για τύπο b):

-Για τη μελετώμενη γέφυρα, όπως έχει αναφερθεί, ο τύπος αυτός ισχύει για τις φάσεις:

C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία

-Ο $c_{f,y,0}$ προσδιορίζεται με βάση τις εξής σχέσεις:

$$\text{Για συνήθεις γέφυρες, δηλ. όταν } \frac{b}{d_{tot}} \geq 5 \rightarrow c_{f,y} = c_{f,y,0} = 1 \quad (12.50)$$

$$\text{όταν } \frac{b}{d_{tot}} = 0 \rightarrow c_{f,y} = c_{f,y,0} = 2,4 \quad (12.51)$$

όπου:

b το πλάτος του καταστρώματος

d_{tot} το συνολικό ύψος καταστρώματος, συμπεριλαμβανομένων των οχημάτων, πετασμάτων, ηχοπετασμάτων, όπως προκύπτει ανάλογα την εξεταζόμενη περίπτωση

-Για ενδιάμεσες τιμές γίνεται γραμμική παρεμβολή.

-Τα αποτελέσματα για τη μελετώμενη γέφυρα – θεωρώντας ότι το διάγραμμα ισχύει και για λόγους $b/d_{tot} > 12$ – δίνονται στον Table 12-11.

7. Τροποποίηση του συντελεστή δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων $c_{f,y,0}$ λόγω εγκάρσιας κλίσης καταστρώματος

-Αν το κατάστρωμα έχει εγκάρσια κλίση, ο $c_{f,y,0}$ αυξάνεται κατά 3% ανά μοίρα κλίσης, αλλά όχι περισσότερο του 25%.

-Το κατάστρωμα της μελετώμενης γέφυρας υλοποιείται με αμφικλινή εγκάρσια κλίση ίση με 2,5% που αντιστοιχεί σε μια γωνία ως προς την οριζόντιο ίση με 1,43°. Επομένως, υφίσταται αύξηση ίση με:

$$\alpha_{c_{f,y,0}, \text{transverse slope}} = \varphi_{\text{transverse deck slope}} \cdot \frac{3\%}{1^\circ} = 1,43^\circ \cdot \frac{3\%}{1^\circ} \Leftrightarrow \alpha_{c_{f,y,0}, \text{transverse slope}} = 4,29\% < a_{max} = 25\% \quad \mathbf{OK}$$

8. Ο συντελεστής ανεμοφόρτισης C , ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$C = C(z) = c_e(z) \cdot c_{f,y} \quad (12.52)$$

όπου:

$c_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης σε ύψος z , όπως ορίζεται από τη Σχέση (12.14)

$c_{f,y}$ ο συντελεστής δύναμης στη διεύθυνση y , δηλ. παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος

Table 12-11: Ο προσδιορισμός των συντελεστών δύναμης $c_{fy,0}$ και $c_{f,y}$ με βάση το Figure 12.7 και του συντελεστή ανεμοφόρτισης C με βάση τη Σχέση (12.52) για τη μελετώμενη γέφυρα

Φάση καταστρώματος γέφυρας	Τύπος	b [m]	d_{tot} [m]	b/d_{tot} [-]	Περίπτωση	$c_{f,y}$ = $c_{fy,0}$ [-]	$\alpha_{deck\ slope}$ [-]	$c_{f,y}$ = $c_{fy,0}$ [-]	$c_e(z)$ [-]	$C(z)$ [-]
A.Φάση κατασκευής	a)	31	2,1	14,76	≥ 4	1,3		1,356	1,240	1,682
B.Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία	a)	31	2,46	12,60	≥ 4	1,3	1,0429	1,356	1,240	1,682
C.Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία	b)	31	6,35	4,88	< 5	1,03		1,077	1,240	1,336

•Το ύψος αναφοράς $d_{ref,i}$ της γέφυρας, και εν συνεχεία η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,i,y}$ της γέφυρας, που παρουσιάζονται στα επόμενα, είναι εξαρτώμενα από το αν δεν υπάρχει κυκλοφορία ($d_{ref,no\ traffic}$ και $A_{ref,no\ traffic,y}$) ή αν υπάρχει κυκλοφορία ($d_{ref,traffic}$ και $A_{ref,traffic,y}$) στη γέφυρα. Ο τρόπος προσδιορισμού του ύψους αναφοράς $d_{ref,i}$ διαφέρει από τον τρόπο προσδιορισμού του συνολικού ύψους d_{tot} , που δόθηκε στα προηγούμενα.

9. Θεωρία: Προσδιορισμός του ύψους αναφοράς $d_{ref,no\ traffic}$ για πνοή ανέμου σε γέφυρα χωρίς κυκλοφορία

-Για άνεμο γέφυρας χωρίς κυκλοφορία ή αλλιώς για συνδυασμούς φορτίων χωρίς φορτίο κυκλοφορίας, οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,y}$ και ουσιαστικά το ύψος αναφοράς της γέφυρας d_{ref} θα ορίζονται ως εξής:

A. Για τη φάση κατασκευής: Για καταστρώματα με πολλές κύριες δοκούς στη φάση της κατασκευής, πριν από την τοποθέτηση της φέρουσας πλάκας: η επιφάνεια δύο κυρίων δοκών.

B. Για καταστρώματα με ολόσωμες δοκούς, το άθροισμα των:

- 1) της επιφάνειας της εμπρόσθιας κύριας δοκού
- 2) της επιφάνειας των τμημάτων των άλλων κυρίων δοκών που προεξέχουν κάτω από την πρώτη
- 3) της επιφάνειας του τμήματος του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό
- 4) • της επιφάνειας των συμπαγών στηθαίων ή φραγμάτων ήχου, όπου υπάρχουν, πάνω από την επιφάνεια που περιγράφεται στο 3) ή,
• στην περίπτωση απουσίας τέτοιου εξοπλισμού, 0,3 m για κάθε ανοικτό παραπέτο ή κιγκλίδωμα.

Οι παραπάνω περιγραφές καλύπτονται και στο Table 12-12 και Figure 12.8.

C. Για καταστρώματα με δικτυωτές δοκούς, το άθροισμα των:

- 1) της επιφάνειας του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού.
- 2) των συμπαγών τμημάτων όλων των κυρίων δικτυωτών δοκών, σε κάθετη προβολή, που βρίσκονται πάνω ή κάτω από την επιφάνεια που ορίζεται στο 1).
- 3) • της επιφάνειας των συμπαγών στηθαίων ή φραγμάτων ήχου, εάν υπάρχουν, πάνω από την επιφάνεια που περιγράφεται στο 1) ή,
• στην περίπτωση απουσίας τέτοιου εξοπλισμού, 0,3 m για κάθε ανοικτό παραπέτο ή κιγκλίδωμα.

Εντούτοις, η συνολική επιφάνεια αναφοράς δεν θα υπερβαίνει αυτή που προκύπτει από τη θεώρηση μιας ισοδύναμης ολόσωμης δοκού του ίδιου συνολικού ύψους, συμπεριλαμβανομένων και όλων των προεξεχόντων τμημάτων.

Το ύψος αναφοράς της γέφυρας $d_{ref,no\ traffic}$ για άνεμο χωρίς κυκλοφορία δίνεται στον Table 12-12.

Table 12-12: Το ύψος αναφοράς της γέφυρας d_{ref} για άνεμο χωρίς κυκλοφορία

Σύστημα αναγείλισης/στηθαίων ασφαλείας	Σε μια πλευρά	Και στις δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο/πέτασμα ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d_{ref,no\ traffic} = d + 0,3m$	$d_{ref,no\ traffic} = d + 0,6m$
Συμπαγές παραπέτο/πέτασμα ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d_{ref,no\ traffic} = d + d_1$	$d_{ref,no\ traffic} = d + 2 \cdot d_1$
Ανοικτό παραπέτο/πέτασμα και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d_{ref,no\ traffic} = d + 0,6m$	$d_{ref,no\ traffic} = d + 1,2m$

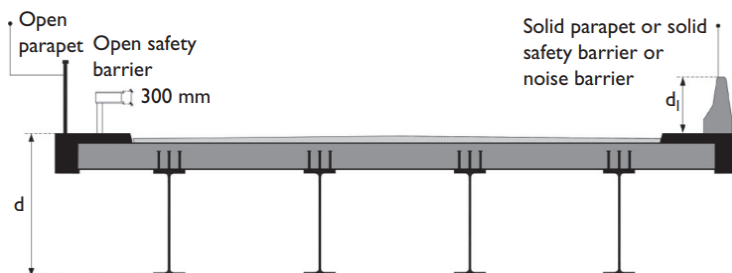


Figure 12.8: Το ύψος αναφοράς της γέφυρας d_{ref} για άνεμο χωρίς κυκλοφορία (από [1])

10. Θεωρία: Προσδιορισμός του ύψους αναφοράς $d_{ref,traffic}$ για πνοή ανέμου σε γέφυρα με κυκλοφορία

-Για άνεμο γέφυρας με κυκλοφορία ή αλλιώς για συνδυασμούς με φορτία κυκλοφορίας, οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,y}$ και ουσιαστικά το ύψος αναφοράς της γέφυρας d_{ref} θα ορίζονται ανεξαρτήτως της θέσεως του οχήματος με

τον ίδιο τρόπο που ορίζονται και στην περίπτωση άνεμου γέφυρας χωρίς κυκλοφορία, συμπεριλαμβανομένων όμως και κάποιων τροποποιήσεων.

-Συγκεκριμένα, αντί για τις επιφάνειες που περιγράφονται παραπάνω στο Α. - 3) και 4) και Β. - 3), θα πρέπει να λαμβάνονται οι παρακάτω αλλαγές που δίνονται στο α. και στο β. Ωστόσο, αν οι τιμές των τροποποιήσεων προκύπτουν μικρότερες από τις αντίστοιχες τιμές που προκύπτουν στην περίπτωση ανέμου γέφυρας χωρίς κυκλοφορία, π.χ. λόγω της παρουσίας συμπαγών πετασμάτων, θα λαμβάνεται υπόψη η μεγαλύτερη τιμή. Η παρατήρηση αυτή έχει συμπεριληφθεί στις σχέσεις που δίνονται μέσω του μεγίστου max.

- a. Για οδικές γέφυρες, προστίθεται ύψος 2 m από το επίπεδο του οδοστρώματος, στο δυσμενέστερο μήκος, ανεξάρτητα από τη θέση των κατακόρυφων φορτίων κυκλοφορίας

$$d_{ref,traffic} = \max(d + 2m; d_{ref,no traffic}) \quad (12.53)$$

- b. Για σιδηροδρομικές γέφυρες, προστίθεται ύψος 4 m από την άνω στάθμη των τροχιών, στο συνολικό μήκος της γέφυρας

$$d_{ref,traffic} = \max(d + 4m; d_{ref,no traffic}) \quad (12.54)$$

όπου:

d το ύψος που προκύπτει από τα Α. 1), 2) και 3) και που δίνεται και στο Figure 12.8

$d_{ref,no traffic}$ το ύψος αναφοράς της γέφυρας όταν δεν υπάρχει κυκλοφορία.

11. Τα ύψη αναφοράς $d_{ref,i}$ για τη μελετώμενη γέφυρα

-Θα είναι:

A. Φάση κατασκευής:

-Για πνοή ανέμου σε γέφυρα χωρίς κυκλοφορία οχημάτων θα είναι: 1) το ύψος της εμπρόσθιας κύριας δοκού, δηλ. του ελκυστήρα

$$d_{ref,A} = h_{tie} \Leftrightarrow d_{ref,A} = 2,1m (= d_{tot,A})$$

B. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία:

-Για πνοή ανέμου σε γέφυρα χωρίς κυκλοφορία οχημάτων θα είναι το άθροισμα των: 1) το ύψος της εμπρόσθιας κύριας δοκού, δηλ. του ελκυστήρα, 2) της επιφάνειας του τμήματος του πεζοδρομίου που προεξέχει πάνω από τον ελκυστήρα, και 3) λαμβάνεται υπόψη ότι κάθε πεζοδρόμιο διαθέτει 2 ανοικτά κιγκλιδώματα, αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να προσαυξηθεί κατά 0,3m το ύψος αναφοράς για κάθε ένα από αυτά τα κιγκλιδώματα (ουσιαστικά με βάση τον Table 12-13 είναι η περίπτωση ανοικτού παραπέτου/πετάσματος και ανοικτού στηθαίου ασφαλείας και στις δύο πλευρές, και άρα εφαρμόζεται η σχέση $d_{ref,no traffic} = d + 1,2m = d + 4 \cdot 0,3m$). Επίσης, στο ύψος αυτό κρίνεται ότι δεν πρέπει να λαμβάνεται το ύψος της διατομής του τόξου, δηλ. δεν αντιμετωπίζεται σαν να είναι ένα δικτύωμα.

$$d_{ref,B} = d + 4 \cdot 0,3m = (h_{tie} + h_{footway,ext}) + 1,2m = (2,1m + 0,36m) + 1,2m \Leftrightarrow d_{ref,B} = 3,66m (\neq d_{tot,B})$$

C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία:

-Όπως έχει ήδη αναγραφεί και στην περίπτωση του συνολικού ύψους, στην περίπτωση τροχιοδρομικού μέσου κρίνεται ότι θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η προσαύξηση λόγω οχήματος σιδηροδρομικής γέφυρας κατά 4m με βάση τη Σχέση (12.54). Τα 4m μετρούνται από την άνω στάθμη της πλάκας του διαδρόμου των τροχιοδρομικών μέσων, άρα θα είναι:

$$\begin{aligned} d_{ref,C} = \max(d + 4m; d_{ref,B}) &\Leftrightarrow d_{ref,C} = \max[(h_{tie} + h_{tram reserve}) + 4m; d_{ref,B}] \\ &\Leftrightarrow d_{ref,C} = \max[(2,1m + 0,25m) + 4m; 3,66m] \\ &\Leftrightarrow d_{ref,C} = \max(2,35m + 4m; 3,66m) \\ &\Leftrightarrow d_{ref,C} = \max(6,35m; 3,66m) \\ &\Leftrightarrow d_{ref,C} = 6,35m (= d_{tot,B}) \end{aligned}$$

12. Η επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,i,y}$

$$A_{ref,i,y} = L \cdot d_{ref,i} \quad (12.55)$$

όπου:

i ο δείκτης που λαμβάνει κείμενο: traffic ή no-traffic, υποδηλώνοντας αν πρόκειται για άνεμο γέφυρας με ή χωρίς κυκλοφορία, αντίστοιχα.

L το συνολικό μήκος της γέφυρας, ουσιαστικά το μήκος στη διεύθυνση X (Y στο EN 1991-1-4)

13. Η συνολική δύναμη $F_{W_{yk}}$ του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα
-Εάν δεν εμφανίζονται αεροδυναμικά φαινόμενα, δίνεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$F_{W,i,yk} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,i,y} \Leftrightarrow F_{W,i,yk} = q_b \cdot C \cdot A_{ref,i,y} \quad [kN] \quad (12.56)$$

14. Η συνολική δύναμη $F_{W_{yk}}$ του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας με αεροδυναμικά φαινόμενα

$$F_{W,i,dyn,yk} = c_s c_d \cdot F_{W,i,yk} = c_s c_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,i,y} = c_s c_d \cdot q_b \cdot C \cdot A_{ref,i,y} \quad [kN] \quad (12.57)$$

όπου:

$c_s c_d$ ο συνδυασμένος δυναμικός (ή δομικός) συντελεστής, ο υπολογισμός του οποίου παρουσιάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 12.2.

15. Έλεγχος μέγιστης τιμής ανέμου για την περίπτωση C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία 1: Προσδιορισμός F_{Wk}^* , F_{Wk}^{**}
-Οι δυνάμεις του ανέμου F_{Wk}^* , F_{Wk}^{**} για οδική και σιδηροδρομική γέφυρα με κυκλοφορία, αντίστοιχα, προσδιορίζονται ακολουθώντας τα ίδια βήματα που δίνονται και στα προηγούμενα με εφαρμογή των τιμών των παραμέτρων που ισχύουν για την περίπτωση C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία, αλλά για διαφορετική – προδιαγραφόμενη – θεμελιώδη ταχύτητα ανέμου v_{b0} , η οποία στην περίπτωση της Ελλάδας χαρακτηρίζεται και ως μειωμένη. Οι τιμές της v_{b0} με βάση το Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας είναι ίδιες με τις προτεινόμενες τιμές που αναγράφονται στις EN 1991-1-4:2005 §8.1 (4) και (5) και έχουν ως εξής:

- a. Για οδικές γέφυρες, δηλ. για τον υπολογισμό της $F_{Wk}^* \rightarrow$ είναι $v_{b0}^* = 23m/sec$
b. Για σιδηροδρομικές γέφυρες, δηλ. για τον υπολογισμό της $F_{Wk}^{**} \rightarrow$ είναι $v_{b0}^{**} = 25m/sec$

-Σημειώνεται ότι στην εργασία κρίνεται ότι η τιμή αυτή θα πρέπει και πάλι να τροποποιείται με τον διορθωτικό συντελεστή πιθανότητας c_{prob} .

16. Έλεγχος μέγιστης τιμής ανέμου για την περίπτωση C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία: Τελικά φορτία ανέμου
-Γενικά, στους συνδυασμούς ΟΚΑ όπου ο άνεμος αποτελεί δευτερεύουσα κινητή φόρτιση, τα φορτία του ανέμου θα συνδυάζονται με τα φορτία κυκλοφορίας λαμβάνοντας τιμές $q_{Q,wind} \cdot \psi_{0,wind} \cdot Q_{wind}$. Σε αυτές τις περιπτώσεις ο Ευρωκώδικας επιβάλλει την εξέταση για το εάν η τιμή των ανεμικών φορτίων για συνδυασμό με φορτία κυκλοφορίας θα πρέπει να λαμβάνει ένα άνω φράγμα.
-Σύμφωνα με τις EN 1990:2002+A1:2005 §A.2.2.2 (5) και EN 1991-1-4:2005 §8.1 (4) και (5), σε μία γέφυρα με κυκλοφορία (δηλ. με βάση την ανάλυση του κειμένου για την περίπτωση C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία) δεν θα εφαρμόζονται ανεμικά φορτία με τιμή μεγαλύτερη από το μέγιστο της τιμής $\psi_0 \cdot F_{Wk}$ και της F_{Wk}^* ή της F_{Wk}^{**} για οδικές γέφυρες ή σιδηροδρομικές γέφυρες, αντίστοιχα. Αυτό σημαίνει ότι:

- a. Για οδικές γέφυρες θα πρέπει να ισχύει:

$$\psi_0 \cdot F_{Wk} \leq F_{Wk}^* \rightarrow Q_{wind,combination\ with\ traffic} = \min(\psi_0 \cdot F_{Wk}; F_{Wk}^*) \quad (12.58)$$

- b. Για σιδηροδρομικές γέφυρες θα πρέπει να ισχύει:

$$\psi_0 \cdot F_{Wk} \leq F_{Wk}^{**} \rightarrow Q_{wind,combination\ with\ traffic} = \min(\psi_0 \cdot F_{Wk}; F_{Wk}^{**}) \quad (12.59)$$

17. Εφαρμογή της συνολικής δύναμης $F_{W_{yk}}$ του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας

-Το φορτίο εφαρμόζεται μόνο πάνω στη δοκό της πρώτης κατακόρυφης επιφάνειας αναφοράς πάνω στην οποία χτυπάει ο άνεμος με τους εξής τρόπους:

- a. Ως ομοιόμορφα επιφανειακά καταναμημένο, με την επιφάνεια να ορίζεται με βάση τα μεγέθη που λαμβάνονται στον υπολογισμό του ύψους αναφοράς. Η τιμή του φορτίου θα είναι ίση με:

$$q_{W,i,yk} = \frac{F_{W,i,j,yk}}{A_{ref,i,y}} \quad [kN/m^2] \quad (12.60)$$

- b. (Απλοποιητικά) ως ομοιόμορφα γραμμικά καταναμημένο. Πρακτικά το φορτίο θα εφαρμόζεται στην υψομετρική στάθμη του ύψους αναφοράς του καταστρώματος. Η τιμή του φορτίου θα είναι ίση με:

$$q_{W,i,yk} = \frac{F_{W,i,j,yk}}{L_{span}} \quad [kN/m] \quad (12.61)$$

12.5 Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα της γέφυρας στη διεύθυνση X

Υπενθυμίζεται ότι ο άνεμος κατά X με βάση τον συμβολισμό της εργασίας είναι ο άνεμος που πνέει παράλληλα με τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας. Με βάση την [1] πολλές φορές ο άνεμος κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας συνήθως δεν είναι κρίσιμος και μπορεί να αμεληθεί. Για λόγους πληρότητας όμως θα ληφθεί υπόψη κατά τους υπολογισμούς της γέφυρας.

1. Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

-Υπενθυμίζεται ότι ο δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ που υπολογίστηκε στο Κεφάλαιο 12.2 δεν αφορά τα φορτία του ανέμου κατά τη διαμήκη έννοια, όπως έχει εξηγηθεί στο ίδιο Κεφάλαιο 12.2. Επομένως, οι τιμές των φορτίων υπολογίζονται αποκλειστικά με βάση τις στατικές τιμές.

2. Προσδιορισμός της συνολικής δύναμης $F_{W,xk}$ του ανέμου κατά X ως ποσοστό της δύναμης $F_{W,yk}$ κατά Y

-Με βάση την EN 1991-1-4:2005 §8.3.4 (1), εάν απαιτείται ο προσδιορισμός των φορτίων ανέμου του καταστρώματος μιας γέφυρας κατά τη διαμήκη διεύθυνση, τότε οι προτεινόμενες τιμές είναι:

a. για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς, 25 % των δυνάμεων του ανέμου στην Y (εγκάρσια) διεύθυνση

$$F_{W,static,xk} = 25\% \cdot F_{W,static,yk} [kN] \quad (12.62)$$

b. για δικτυωτές γέφυρες, 50 % των δυνάμεων του ανέμου στην Y (εγκάρσια) διεύθυνση

$$F_{W,static,xk} = 50\% \cdot F_{W,static,yk} [kN] \quad (12.63)$$

3. Εφαρμογή στη μελετώμενη γέφυρα

-Καταρχάς, τονίζεται ότι τα φορτία του ανέμου κατά τη διαμήκη έννοια κατά πάσα πιθανότητα λαμβάνουν θέση μόνον κατά την Α. Φάση κατασκευής, όπου το κατάστρωμα της γέφυρας είναι εκτεθειμένο στο εξωτερικό περιβάλλον. Στην Β. και C. Φάση λειτουργίας, τα μέλη, ήτοι οι εξωτερικές διαδοκίδες, μπορεί να προστατεύονται από τα ακρόβαθρα της γέφυρας και να μην δέχονται ανεμικά φορτία.

-Παρ' όλα αυτά στην εργασία εφαρμόζονται κανονικά στα μέλη των ακραίων διαδοκίδων και στις διατομές των ελκυστήρων του καταστρώματος.

-Καθώς η περίπτωση μιας τοξωτής γέφυρας τείνει περισσότερο στην περίπτωση δικτυωτής γέφυρας, τα φορτία που αφορούν τους υπολογισμούς για τη γέφυρα, δηλ. για το κατάστρωμα, θα ληφθούν μειωμένα κατά 50% και θα ασκηθούν προς τη διεύθυνση X. Άρα, ισχύει η περίπτωση b. και η σχέση:

$$F_{W,static,xk} = 50\% \cdot F_{W,static,yk} [kN] \quad (12.64)$$

-Τα φορτία που αφορούν τα μεμονωμένα μέλη (τόξο, αναρτήρες, bracing) δεν θα υποστούν καμία μείωση.

4. Έλεγχος μέγιστης τιμής ανέμου για την περίπτωση C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία

-Ισχύουν ακριβώς τα ίδια με την περίπτωση του ελέγχου για τη διεύθυνση του ανέμου κατά Y.

a. Για οδικές γέφυρες θα πρέπει να ισχύει:

$$\psi_0 \cdot F_{Wk,x} \leq F_{Wk,x}^* \rightarrow Q_{wind,combination\ with\ traffic} = \min(\psi_0 \cdot F_{Wk,x}; F_{Wk,x}^*) \quad (12.65)$$

b. Για σιδηροδρομικές γέφυρες θα πρέπει να ισχύει:

$$\psi_0 \cdot F_{Wk,x} \leq F_{Wk,x}^{**} \rightarrow Q_{wind,combination\ with\ traffic} = \min(\psi_0 \cdot F_{Wk,x}; F_{Wk,x}^{**}) \quad (12.66)$$

5. Εφαρμογή της συνολικής δύναμης $F_{w,xk}$ του ανέμου κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας

-Το φορτίο εφαρμόζεται πάνω στην πρώτη κατακόρυφη επιφάνεια αναφοράς πάνω στην οποία χτυπάει ο άνεμος, δηλ. στην εξωτερική διαδοκίδα και στις διατομές των ελκυστήρων με τους εξής τρόπους:

a. Ως ομοιόμορφα επιφανειακά κατανεμημένο. Η τιμή του φορτίου θα είναι ίση με:

$$q_{W,i,xk} = \frac{F_{W,i,j,xk}}{A_{ref,i,x}} [kN/m^2] \quad (12.67)$$

$$A_{ref,i,x} = b \cdot (h_{edge\ cross\ beam} + h_{slab}) \quad (12.68)$$

b. (Απλοποιητικά) ως ομοιόμορφα γραμμικά κατανεμημένο. Πρακτικά το φορτίο θα εφαρμόζεται στην υψομετρική στάθμη του ύψους αναφοράς του καταστρώματος. Η τιμή του φορτίου θα είναι ίση με:

$$q_{W,i,xk} = \frac{F_{W,i,j,xk}}{b} [kN/m] \quad (12.69)$$

όπου:

b	το πλάτος του καταστρώματος.
$h_{edge\ cross\ beam}$	το ύψος της εξωτερικής διαδοκίδας
h_{slab}	το ύψος της σύμμικτης πλάκας καταστρώματος

12.6 Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα της γέφυρας στη διεύθυνση Z

1. Ο συντελεστής δύναμης $c_{f,z}$ για τις δράσεις του ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση Z

-Γενικά, οι συντελεστές δύναμης $c_{f,z}$ θα καθορίζονται για τη δράση του ανέμου στα καταστρώματα των γεφυρών κατά τη διεύθυνση z, τόσο προς τα άνω όσο και προς τα κάτω (συντελεστές δύναμης ανύψωσης). Το $c_{f,z}$ δεν θα πρέπει να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό κατακόρυφων ταλαντώσεων του καταστρώματος της γέφυρας.

-Στην περίπτωση απουσίας δοκιμών σε αεροδυναμική σήραγγα, η προτεινόμενη τιμή μπορεί να λαμβάνεται ίση με $\pm 0,9$. Αυτή η τιμή λαμβάνει συνολικά υπόψη την επιρροή μιας πιθανής εγκάρσιας κλίσης του καταστρώματος, της κλίσης του εδάφους και των διακυμάνσεων της γωνίας διεύθυνσης του ανέμου με το κατάστρωμα λόγω στροβιλισμού

-Κάνοντας χρήση της προτεινόμενης τιμής θα είναι:

$$c_{f,z} = 0,9 \quad (12.70)$$

2. Ο συντελεστής ανεμοφόρτισης C, ο οποίος δίνεται από τη σχέση:

$$C = C(z) = c_e(z) \cdot c_{f,z} \quad (12.71)$$

όπου:

$c_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης σε ύψος z

$c_{f,z}$ ο συντελεστής δύναμης στη διεύθυνση z, δηλ. κάθετα στο κατάστρωμα

3. Η επιφάνεια αναφοράς είναι ίση με:

$$A_{ref,z} = L \cdot b_{deck} \quad (12.72)$$

όπου:

L το συνολικό μήκος της γέφυρας, ουσιαστικά το μήκος στη διεύθυνση X (Y στον EN 1991-1-4:2005)

b_{deck} το πλάτος του καταστρώματος

4. Η συνολική δύναμη F_{Wzk} του ανέμου κάθετα στο κατάστρωμα της γέφυρας F_{Wzk} χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

-Εάν δεν εμφανίζονται αεροδυναμικά φαινόμενα, δίνεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$F_{W,i,zk} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,i,z} \Leftrightarrow F_{W,i,zk} = q_b \cdot C \cdot A_{ref,i,z} \quad [kN] \quad (12.73)$$

6. Έλεγχος μέγιστης τιμής ανέμου για την περίπτωση C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία

-Ισχύουν ακριβώς τα ίδια με την περίπτωση του ελέγχου για τη διεύθυνση του ανέμου κατά Y.

a. Για οδικές γέφυρες θα πρέπει να ισχύει:

$$\psi_0 \cdot F_{Wk,z} \leq F_{Wk,z}^* \rightarrow Q_{wind,combination with traffic} = \min(\psi_0 \cdot F_{Wk,z}; F_{Wk,z}^*) \quad (12.74)$$

b. Για σιδηροδρομικές γέφυρες θα πρέπει να ισχύει:

$$\psi_0 \cdot F_{Wk,z} \leq F_{Wk,z}^{**} \rightarrow Q_{wind,combination with traffic} = \min(\psi_0 \cdot F_{Wk,z}; F_{Wk,z}^{**}) \quad (12.75)$$

5. Εφαρμογή της δύναμης F_{Wzk}

-Ο κατακόρυφος άνεμος μπορεί να δρα τόσο προς τα πάνω όσο και προς τα κάτω, και επομένως η παραπάνω τιμή λαμβάνει τιμές \pm .

-Τονίζεται ότι ο άνεμος κατά τη κατακόρυφη έννοια πάνω στο κατάστρωμα είναι το αποτέλεσμα της τυρβώδους ροής της οριζόντιας πνοής του ανέμου είτε κατά X είτε κατά Y. Επομένως, ο άνεμος κατά Z εφαρμόζεται μόνον σε συνδυασμό με κάποια από αυτές τις φορτίσεις.

-Επιλέγεται η δύναμη να μην προσαυξηθεί με τον συντελεστή $c_s c_d$, καθώς το Figure 12.4 απεικονίζει μόνον οριζόντια πνοή του ανέμου. Σε αυτήν την περίπτωση αμελείται το γεγονός ότι ο άνεμος είναι το αποτέλεσμα τυρβώδους ροής οριζόντιου ανέμου κατά Y.

-Η δύναμη μπορεί να ληφθεί έκκεντρα ως προς τον διαμήκη άξονα της γέφυρας με εκκεντρότητα ίση με $e=b/4$.

-Στη μελετώμενη γέφυρα απλοποιητικά το φορτίο θα ληφθεί ως ομοιόμορφα επιφανειακά καταναμημένο:

$$q_{W,i,zk} = \frac{F_{W,i,j,zk}}{A_{ref,z}} \quad [kN/m^2] \quad (12.76)$$

-Γενικά, η δύναμη μπορεί να έχει σημαντικές επιδράσεις μόνο εάν η τιμή της είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με το νεκρό φορτίο.

12.7 Δράσεις ανέμου σε μεμονωμένους κυκλικούς κυλίνδρους

1. Η ταχύτητα αιχμής του ανέμου $v_p(z_e)$

-Η ταχύτητα αυτή χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του αριθμού Reynolds - Re. Για τον σκοπό αυτόν η EN 1991-1-4:2005 §7.9.2 (1) Note 2 προτείνει μία σχέση προσδιορισμού, η οποία έχει ως εξής:

$$v_p(z_e) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z_e)}{\rho}} \quad (12.77)$$

όπου:

$q_p(z_e)$ η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z [σε kN/m²]

ρ η πυκνότητα του αέρα. Για να προκύψει το αποτέλεσμα της ταχύτητας αιχμής σε m/sec, θα εφαρμόζεται η τιμή ως: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3 \cdot 10^{-3} = 0,00125 \text{ kg/m}^{-3}$

2. Ο αριθμός Reynolds Re

-Οι συντελεστές πίεσης των διατομών εξαρτώνται από τον αριθμό Reynolds Re ο οποίος δίνεται παρακάτω:

$$Re = \frac{b \cdot v_p(z_e)}{v} \quad (12.78)$$

όπου:

b η διάμετρος της διατομής του κυκλικού κυλίνδρου [σε m]

$v_p(z_e)$ η ταχύτητα αιχμής του ανέμου, η οποία δίνεται από τη Σχέση (12.77) [σε m/sec]

v το κινηματικό ιξώδες του αέρα που λαμβάνεται ως $v = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{sec}$

3. Η ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας k

-Οι τιμές της ισοδύναμης τραχύτητας σε mm δίνονται στον Table 12-13 για διάφορα υλικά.

-Στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας θα ισχύει η τιμή για «γαλβανισμένο χάλυβα» ίση με:

$$k = 0,2 \text{ mm}$$

Table 12-13: Τιμές της ισοδύναμης τραχύτητας επιφάνειας k (από Πίνακα 7.13 του EN 1991-1-4:2005)

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k [mm]	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k [mm]
γυαλί	0,0015	λείο σκυρόδεμα	0,2
στιλβωμένο μέταλλο	0,002	πλανισμένο ξύλο	0,5
λεπτή βαφή	0,006	τραχύ σκυρόδεμα	1,0
βαφή με ψεκασμό	0,02	τραχύ προιονισμένο ξύλο	2,0
στιλπνός χάλυβας	0,05	σκουριά	2,0
χυτοσίδηρος	0,2	τούβλα	3,0
γαλβανισμένος χάλυβας	0,2		

4. Ο συντελεστής δύναμης $c_{f,0}$ κυκλικών κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων

-Γενικά ο συντελεστής $c_{f,0}$ δίνεται με βάση το νομογράφημα του Figure 12.9.

-Στον Table 12-14 δίνεται η σχέση που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία σύμφωνα με τους προκύπτοντες αριθμούς Reynolds οι οποίοι όπως αναγράφεται ήταν μεγαλύτεροι του 10^6 , και άρα εφαρμόζεται η δεύτερη σχέση του Figure 12.9.

Table 12-14: Σχέσεις υπολογισμού του συντελεστή δύναμης $c_{f,0}$ κυκλικών κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων ανάλογα 1) με τον αριθμό Reynolds Re και 2) με τον λόγο ισοδύναμης τραχύτητας προς διάμετρο διατομής k/b

Re	k/b	$c_{f,0}$	Σχέση
$Re > 10^6$	Γενικά, για όλες τις τιμές του k/b $\bullet k/b \gg 10^{-2} = 0,01$	$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k}{b}\right)}{1 + 0,4 \cdot \log\left(\frac{Re}{10^6}\right)}$	(12.79)

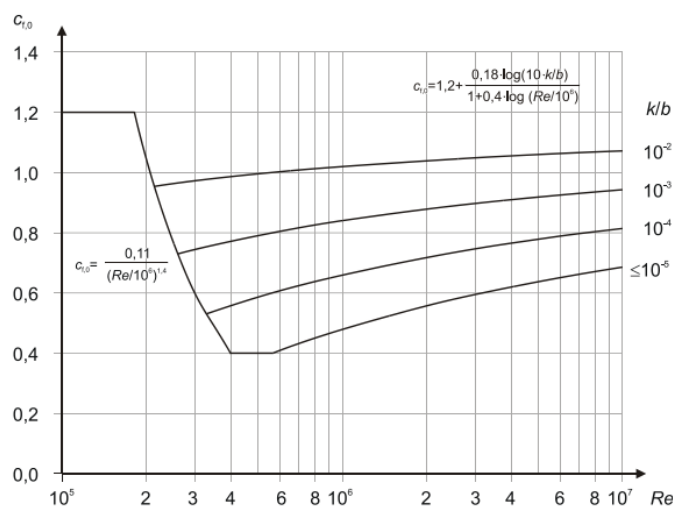


Figure 12.9: Συντελεστές δύναμης $c_{f,0}$ κυκλικών κυλίνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων (από Σχήμα 7.28 του EN 1991-1-4:2005)

5. Η ενεργός λυγηρότητα λ

-Οι προτεινόμενες τιμές της ενεργούς λυγηρότητας λ δίνονται στον Table 12-15. Με βάση όσα αναγράφονται σε αυτόν κρίνεται ότι για το τόξο θα ισχύει:

- a. Για άνεμο που πνέει κατά την εγκάρσια έννοια Y: το τόξο εξετάζεται με βάση την Εικόνα No. 1-B και είναι:

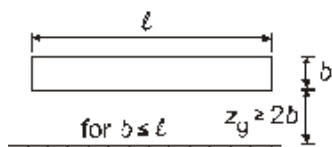


Figure 12.10: Περίπτωση στην οποία κρίνεται ότι κατατάσσεται το τόξο για άνεμο που πνέει παράλληλα με το πλάτος της γέφυρας, δηλ. κατά Y

$$l = L_{arch,total} \quad (12.80)$$

$$z_g \approx H_{carrieway} = 12,1m \quad (12.81)$$

$$b = height_{arch\ cross\ section} \quad (12.82)$$

όπου:

$L_{arch,total}$ το μήκος της παραβολής του τόξου

- b. Για άνεμο που πνέει κατά τη διαμήκη έννοια X: το τόξο εξετάζεται με βάση την Εικόνα No. 1-A και είναι:

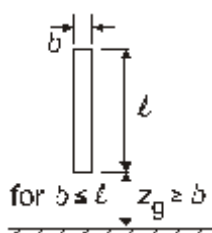


Figure 12.11: Περίπτωση στην οποία κρίνεται ότι κατατάσσεται το τόξο για άνεμο που πνέει παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας, δηλ. κατά X

$$l = f_{arch,total} / \cos(arch\ slope) \quad (12.83)$$

$$z_g \approx H_{carrieway} = 12,1m \quad (12.84)$$

$$b = width_{arch\ cross\ section} \quad (12.85)$$

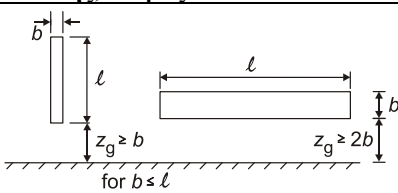
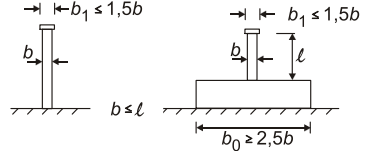
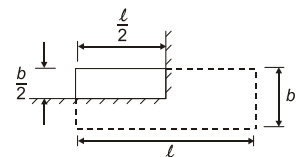
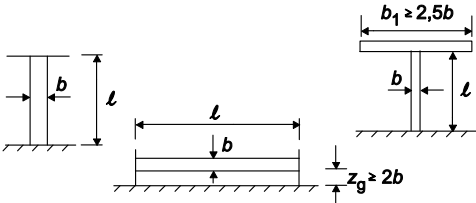
όπου:

$f_{arch,total}$ το ύψος του τόξου

$arch\ slope$ η κλίση του τόξου ως προς το κατακόρυφο επίπεδο

Τα μέλη της δικτύωσης αντιμετωπίζονται είτε με την Εικόνα No. 1-B είτε με την 4. Για διατομές CHS οι υπολογισμοί είναι οι ίδιοι και στις δύο περιπτώσεις.

Table 12-15: Προτεινόμενες τιμές της ενεργούς λυγηρότητας λ για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατομές, διατομές με αιχμηρές γωνίες και δικτυωτές κατασκευές. (από Πίνακα 7.16 του EN 1991-1-4:2005)

No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα
1		<p>a. Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες:</p> <p>για $l \geq 50m \rightarrow \lambda_{50} = \min\left(1,4 \cdot \frac{l}{b}; 70\right)$</p> <p>για $l < 15m \rightarrow \lambda_{15} = \min\left(2 \cdot \frac{l}{b}; 70\right)$</p> <p>Για ενδιάμεσες τιμές του λ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
2		<p>b. Για κυκλικούς κυλίνδρους:</p> <p>για $l \geq 50m \rightarrow \lambda_{50} = \min\left(0,7 \cdot \frac{l}{b}; 70\right)$</p> <p>για $l < 15m \rightarrow \lambda_{15} = \min\left(\frac{l}{b}; 70\right)$</p> <p>Για ενδιάμεσες τιμές του λ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
3		<p>Για ενδιάμεσες τιμές του λ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p> <p>$\lambda_l = \lambda_{15} - \frac{\lambda_{15} - \lambda_{50}}{50 - 15} \cdot (l - 15)$</p>
4		<p>- Για οποιαδήποτε διατομή</p> <p>για $l \geq 50m \rightarrow \lambda_{50} = \min\left(0,7 \cdot \frac{l}{b}; 70\right)$</p> <p>για $l < 15m \rightarrow \lambda_{15} = \min\left(\frac{l}{b}; 70\right)$</p> <p>Για ενδιάμεσες τιμές του λ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p> <p>$\lambda_l = \lambda_{15} - \frac{\lambda_{15} - \lambda_{50}}{50 - 15} \cdot (l - 15)$</p>

6. Ο συντελεστής πληρότητας φ , ο οποίος υπολογίζεται ως εξής:

A. Εάν πρόκειται για ένα μεμονωμένο μέλος από μία κοίλη κλειστή διατομή (π.χ. CHS, RHS κλπ.), τότε μπορεί να λαμβάνεται:

$$\varphi = 1 \quad (12.86)$$

B. Εάν πρόκειται για ένα στοιχείο που αποτελείται από περισσότερα μεμονωμένα στοιχεία, τα οποία μεταξύ τους έχουν κενά (π.χ. ένα δικτύωμα), τότε λαμβάνεται:

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (12.87)$$

όπου:

A το άθροισμα των προβαλλόμενων επιφανειών των μελών

A_c η συνολική επιφάνεια του περιγράμματος, η οποία με βάση τις διαστάσεις που απεικονίζονται στο Figure 12.12 και δίνεται από τη σχέση:

$$A_c = l \cdot b \quad (12.88)$$

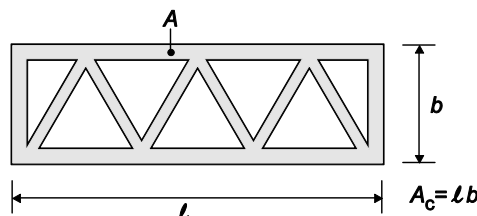


Figure 12.12: Οι ορισμοί των εμβαδών A , A_c και των διαστάσεων l και b για τον υπολογισμό του συντελεστή πληρότητας φ

7. Ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ για στοιχεία με ροή ελευθέρων άκρων

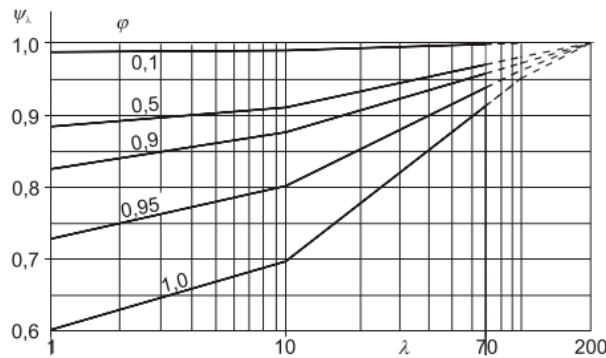
-Γενικά οι τιμές του συντελεστή κυμαίνονται μεταξύ $0,60 \leq \psi_\lambda \leq 1$.

-Η τιμή του συντελεστή επίδρασης άκρων ψ_λ προσδιορίζεται ανάλογα με την τιμή του συντελεστή πληρότητας φ και της ενεργούς λυγηρότητας λ και προσδιορίζεται με βάση το διάγραμμα που δίνεται στο Figure 12.13

-Στον Table 12-16 παρουσιάζονται μόνον οι τύποι για κοίλες κλειστές διατομές (CHS, RHS, SHS) για τις οποίες ισχύει $\varphi = 1$.

Table 12-16: Σχέσεις υπολογισμού συν/στή επίδρασης άκρων ψ_λ βάσει Figure 12.13. Μόνο για $\varphi=1$

φ	λ	ψ_λ	
για $\varphi = 1$	70	$\psi_\lambda = 0,92$	(12.89)
	από 1 έως 10	$\psi_\lambda = 0,6 + \frac{\log(\lambda)}{\log(10)} \cdot (0,7 - 0,6)$	(12.90)
	από 10 έως 100	$\psi_\lambda = 0,7 + \frac{\log(\lambda) - \log(10)}{\log(100) - \log(10)} \cdot (0,95 - 0,7)$	(12.91)

**Figure 12.13:** Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων ψ_λ ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας φ και της λυγηρότητας λ (από Σχήμα 7.36 του EN 1991-1-4:2005)

8. Ο συντελεστής δύναμης c_f κυλινδρικών δομικών στοιχείων κυκλικής διατομής, με τον άνεμο να πνέει κάθετα σε μια πλευρά, θα προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (12.92)$$

όπου:

$c_{f,0}$ ο συντελεστής δύναμης κυκλικών κυλίνδρων και χωρίς ροή ελευθέρων άκρων

ψ_λ ο συντελεστής επίδρασης άκρων για στοιχεία με ροή ελευθέρων άκρων

9. Οι επιφάνειες αναφοράς των μελών με κυκλικές διατομές λαμβάνονται ως εξής:

-Απλοποιητικά θα ληφθεί μόνο μία έκφραση για την επιφάνεια αναφοράς. Σημειώνεται ότι τα χιαστί μέλη δικτύωσης και τα τόξα εξετάζονται για πνοή ανέμου κατά X και Y, ενώ τα οριζόντια μέλη δικτύωσης μόνο για πνοή ανέμου κατά X. Στην τελευταία περίπτωση δεν νοείται φορτίο ανέμου, διότι υπάρχει κάλυψη από την επιφάνεια του τόξου. Για κανένα από τα μέλη δεν μελετάται άνεμος κατά Z.

$$A_{ref} = l \cdot b \quad (12.93)$$

όπου:

l το μήκος του μέλους που λαμβάνεται ως η διάσταση που είναι κάθετη στη διεύθυνση του ανέμου.

b η διάμετρος της διατομής του κυκλικού κυλίνδρου

10. Η συνολική δύναμη του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας $F_{W_{ik}}$, εάν δεν εμφανίζονται αεροδυναμικά φαινόμενα και για οποιαδήποτε διεύθυνση $i=X,Y,Z$ πνοής ανέμου δίνεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$F_{W,i,ik} = c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad [kN] \quad (12.94)$$

11. Η συνολική δύναμη του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας $F_{W_{yk}}$, εάν εμφανίζονται αεροδυναμικά φαινόμενα προσαυξάνεται και με τον δυναμικό συντελεστή και δίνεται με βάση την παρακάτω σχέση:

$$F_{W,i,yk.dyn} = c_s c_d \cdot F_{W,i,yk} \Leftrightarrow F_{W,i,yk.dyn} = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z) \cdot A_{ref} \quad [kN] \quad (12.95)$$

12.8 Δράσεις ανέμου στα καλώδια ανάρτησης

Για συνεστραμμένα καλώδια και για όλες τις τιμές του αριθμού Reynolds Re ισχύει ότι ο συντελεστής δύναμης είναι ίσος με $c_{f,0} = 1,2$. Τα φορτία εφαρμόζονται συντηρητικά και κατά Y και κατά X αμελώντας τυχόν κάλυψη.

12.9 Τελικά φορτία ανέμου

Στα παρακάτω είναι: Α. Φάση κατασκευής, Β. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία, C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία στην οποία γίνεται και ο έλεγχος για τις ταχύτητες v_{b0}^* και v_{b0}^{**} . Επίσης, στους πίνακες σημειώνονται με Bold τα τελικά φορτία που εφαρμόζονται στο κατάστρωμα της γέφυρας, καθώς και οι τιμές με βάση τις οποίες γίνεται ο έλεγχος των μέγιστων τιμών συνδυασμού του ανέμου με τα φορτία της κυκλοφορίας. Ο έλεγχος αυτός γίνεται με την ταχύτητα v_{b0}^* , για την περίπτωση οδικής γέφυρας, αλλά και για την v_{b0}^{**} , η οποία ισχύει για σιδηροδρομικές γέφυρες, αλλά εδώ χρησιμοποιείται ως παραδοχή για την περίπτωση του τραμ. Τονίζεται ότι ο έλεγχος των v_{b0}^* και v_{b0}^{**} θεωρείται ότι αφορά μόνον τα φορτία ανέμου στο κατάστρωμα και δεν ελέγχεται για τα υπόλοιπα μέλη (τόξα, μέλη δικτύωσης, καλώδια).

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ, ΧΙΑΣΤΙ ΜΕΛΗ ΔΙΚΤΥΩΣΗΣ ΤΩΝ ΤΟΞΩΝ ΚΑΙ ΑΝΑΡΤΗΡΕΣ

Τα οριζόντια μέλη (HB) της δικτύωσης έχουν διατομή CHS. Μόνον ο άνεμος που πνέει κατά τη διεύθυνση X (δηλ. κάθετα στα οριζόντια μέλη) λαμβάνεται υπόψη. Ο άνεμος κατά Y αγνοείται, διότι και ασκείται κατά μήκος των στοιχείων αυτών, αλλά και καλύπτονται από τα τόξα.

Τα χιαστί μέλη (XB) της δικτύωσης έχουν διατομή CHS. Καθώς είναι κεκλιμένα, συντηρητικά λαμβάνεται ότι ασκείται κάθετα σε αυτά ο άνεμος τόσο κατά Y όσο και κατά X. Οι υπολογισμοί και στις δύο περιπτώσεις οδηγούν στο ίδιο αποτέλεσμα.

Πραγματοποιήθηκαν όλοι οι υπολογισμοί για όλα τα μέλη. Καθώς όμως, οι διαφορές μεταξύ μέγιστης και ελάχιστης τιμής από τα αποτελέσματα όλων των μελών δεν διαφέρουν σε σημαντικό βαθμό, έγινε υπέρ της ασφαλείας η επιλογή να εφαρμοσθεί για κάθε ομάδα μελών η μέγιστη τιμή στην επιμέρους διεύθυνση πνοής ανέμου. Επίσης, όπως φάνηκε και στην περίπτωση των τόξων οι διαφορές μεταξύ των φάσεων λειτουργίας της γέφυρας είναι πολύ μικρές, και γι' αυτό έγινε η χρήση μόνον της δυσμενέστερης περίπτωσης, δηλ. για C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία.

Table 12-17: Υπολογισμοί για οριζόντια, χιαστί μέλη δικτύωσης τόξων και αναρτήρων – 1

Μέλος	Wind	z	z _e	c _r (z _e)	v _m (z _e)	I _v (z _e)	q _p (z _e)	v(z _e)	b	Re	k/b	cf,0
[-]	[-]	m	m	[-]	m/s	[-]	kN/m ²	m/s	m	[-]	[-]	[-]
HB	X	10,80	22,90	0,734	20,573	0,319	0,856	37,006	0,914	2.254.868	0,000219	0,780
XB	X-Y	17,71	29,81	0,796	22,306	0,295	0,952	39,031	0,711	1.850.074	0,000281	0,785
Cable	X-Y	31,10	26,71	0,770	21,585	0,304	0,912	38,193	0,13	[-]	[-]	1,2

Table 12-18: Υπολογισμοί για οριζόντια, χιαστί μέλη δικτύωσης τόξων και αναρτήρων – 2

no	λ-Case	L	L/b	λ ₁₅	λ ₅₀	λ	φ	ψ _λ	c _f	A _{ref}	F _w	q _w
[-]	[-]	m	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	m ²	kN	kN/m
HB-X	1-B	23,138	25,31	25,31	17,72	23,54	1	0,793	0,619	21,148	13,154	0,568
XB-X-Y	1-B	24,841	34,93	34,93	24,45	31,99	1	0,826	0,649	17,662	11,515	0,464
Cable-X-Y	1-B	31,108	239,29	70	70	70	1	0,92	1,104	4,044	4,487	0,144

ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ

Table 12-19: Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα κατά τη διεύθυνση Y (εγκάρσια διάσταση γέφυρας)

Άνεμος κατά Y (εγκάρσια διάσταση)		A.	B.	C.		
		[-]	[-]	v _{b0,real}	v _{b0} [*]	v _{b0} ^{**}
Πλάτος καταστρώματος	b	31	31	31	31	31 m
Ύψος οχήματος	h _{tram}	[-]	[-]	4	4	4 m
Συνολικό ύψος καταστρώματος	d _{tot}	2,1	2,46	6,35	6,35	6,35 m
Λόγος πλάτους/συνολικό ύψος	b/d _{tot}	14,76	12,60	4,88	4,88	4,88 [-]
Τύπος για την εφαρμογή του διαγράμματος	[-]	a	a	b	b	b [-]
Συν/στης δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων	c _{fy,0}	1,3	1,3	1,03	1,03	1,03 [-]
Εγκάρσια κλίση καταστρώματος	φ _{deck}	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43 °
Ποσοστό τροποπ. c _{fy,0} λόγω εγκάρσιας κλίσης καταστρώματος	perφ _{deck}	4,29	4,29	4,29	4,29	4,29 %
Συν/στης τροποπ. c _{fy,0} λόγω εγκάρσιας κλίσης καταστρώματος	αφ _{deck}	1,043				[-]
Τροποποιημένος συν/στης δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων	c _{fy,0}	1,356	1,356	1,077	1,077	1,077 [-]
Συν/στης δύναμης	c _{fy}	1,356	1,356	1,077	1,077	1,077 [-]
Συντελεστής έκθεσης	c _e (z _e)	1,240	1,240	1,240	1,240	1,240 [-]
Συντελεστής ανεμοφόρτισης	C=C(z _e)	1,682	1,682	1,336	1,336	1,336 [-]
Ύψος αναφοράς καταστρώματος	d _{ref,i}	2,1	3,66	6,35	6,35	6,35 m
Μήκος ανοίγματος γέφυρας	L	150	150	150	150	150 m
Εμβαδόν επιφάνειας αναφοράς	A _{ref,i,y}	315	549	952,5	952,5	952,5 m ²
Βασική πίεση ανέμου	q _b	0,456	0,491	0,491	0,357	0,421 kN/m ²

Άνεμος κατά Y (εγκάρσια διάσταση)		A.	B.	C.		
		[-]	[-]	$v_{b0,real}$	v_{b0}^*	v_{b0}^{**}
Συνολική δύναμη ανέμου κατά Y χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	$F_{w,yk,static}$	241,3	453,6	625,4	453,8	536,2 kN
Τελικός δυναμικός συντελεστής	$c_s c_d$	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000 [-]
Συνολική δύναμη ανέμου κατά Y με αεροδυναμικά φαινόμενα	$F_{w,yk,dyn}$	241,3	453,6	625,4	453,8	536,2 kN
Φορτίο εφαρμογής - επιφανειακό με βάση την επιφάνεια αναφοράς - με αεροδυναμικά φαινόμενα	$q_{w,yk,dyn}$	0,766	1,440	1,986	1,441	1,702 kN/m ²
Φορτίο εφαρμογής - γραμμικό με βάση την επιφάνεια αναφοράς - με αεροδυναμικά φαινόμενα	$q_{w,yk,dyn}$	1,609	3,024	4,170	3,026	3,575 kN/m
Συν/στης συνδυασμού μεταβλητής δράσης ανέμου για συνδυασμό διαρκείας	ψ_0	[-]	[-]	0,6	[-]	[-] [-]
Τιμή δύναμης ανέμου συνδυασμού με αεροδυναμικά φαινόμενα	ψ_0^*	[-]	[-]	375,3	[-]	[-] kN
Ισχύει $\psi_0^* F_{w,yk,dyn} < F_{w,yk,dyn}^*$ ή $**$?	$F_{w,yk,dyn}$	[-]	[-]	[-]	OK	OK [-]
Χρειάζεται άνω τιμή ανέμου?		[-]	[-]	[-]	NO	NO [-]

Table 12-20: Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα κατά τη διεύθυνση X (διαμήκης διάσταση γέφυρας)

Άνεμος κατά X (διαμήκης διάσταση)		A.	B.	C.		
		[-]	[-]	$v_{b0,real}$	v_{b0}^*	v_{b0}^{**}
Ποσοστό δύναμης στην εγκάρσια διεύθυνση	$F_{w,yk,static}^*$	per_Y	0,5	0,5	0,5	0,5 [-]
Συνολική δύναμη ανέμου κατά X χωρίς αεροδ. φαινόμενα	$F_{w,xk,static}$	120,7	226,8	312,7	226,9	268,1 kN
Πλάτος γέφυρας	b	31	31	31	31	31 m
Ύψος διατομής εξωτερικής διαδοκίδας	h_{cross}	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51 m
Ύψος σύμμικτης πλάκας	h_{slab}	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35 m
Συνολικό ύψος αναφοράς	h	1,86	1,86	1,86	1,86	1,86 m
Εμβαδόν επιφάνειας αναφοράς	$A_{ref,i,x}$	57,66	57,66	57,66	57,66	57,66 m ²
Φορτίο εφαρμογής - επιφανειακό με βάση την επιφάνεια αναφοράς - χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	$q_{w,xk,static}$	2,093	3,934	5,423	3,936	4,650 kN/m ²
Φορτίο εφαρμογής - γραμμικό με βάση την επιφάνεια αναφοράς - χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	$q_{w,xk,static}$	3,893	7,317	10,088	7,320	8,649 kN/m
Συν/στης συνδυασμού μεταβλητής δράσης ανέμου για συνδυασμό διαρκείας	ψ_0	[-]	[-]	0,6	[-]	[-] [-]
Τιμή δύναμης ανέμου συνδυασμού χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	ψ_0^*	[-]	[-]	187,6	[-]	[-] kN
Ισχύει $\psi_0^* F_{w,xk,static} < F_{w,xk,static}^*$ ή $**$?	$F_{w,xk,static}$	[-]	[-]	[-]	OK	OK [-]
Χρειάζεται άνω τιμή ανέμου?		[-]	[-]	[-]	NO	NO [-]

Table 12-21: Δράσεις ανέμου στο κατάστρωμα κατά τη διεύθυνση Z (κάθετα στο κατάστρωμα διάσταση γέφυρας)

Άνεμος κατά Z (κάθετα στο κατάστρωμα)		A.	B.	C.		
		[-]	[-]	$v_{b0,real}$	v_{b0}^*	v_{b0}^{**}
Συντελεστής δύναμης	c_{fz}	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9 [-]
Συντελεστής έκθεσης	$c_e(z_e)$	1,240	1,240	1,240	1,240	1,240 [-]
Συντελεστής ανεμοφόρτισης	C	1,116	1,116	1,116	1,116	1,116 [-]
Μήκος ανοίγματος γέφυρας	L	150	150	150	150	150 m
Πλάτος γέφυρας	b	31	31	31	31	31 m
Εμβαδόν επιφάνειας αναφοράς	$A_{ref,i,z}$	4.650	4.650	4.650	4.650	4.650 m ²
Βασική πίεση ανέμου	q_b	0,456	0,491	0,491	0,357	0,421 kN/m ²
Συνολική δύναμη ανέμου κατά Z χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	$F_{w,zk,static}$	2.365,1	2.550,6	2.550,6	1.850,8	2.186,7 kN
Φορτίο εφαρμογής - επιφανειακό με βάση την επιφάνεια αναφοράς - χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	$q_{w,zk,static}$	0,509	0,549	0,549	0,398	0,470 kN/m ²
Συν/στης συνδυασμού μεταβλητής δράσης ανέμου για συνδυασμό διαρκείας	ψ_0	[-]	[-]	0,6	[-]	[-] [-]
Τιμή δύναμης ανέμου συνδυασμού χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	ψ_0^*	[-]	[-]	1.530,3	[-]	[-] kN
Ισχύει $\psi_0^* F_{w,zk,static} < F_{w,zk,static}^*$ ή $**$?	$F_{w,zk,static}$	[-]	[-]	[-]	OK	OK [-]
Χρειάζεται άνω τιμή ανέμου?		[-]	[-]	[-]	NO	NO [-]

ΤΟΞΑ

Τα τόξα αποτελούνται από διατομές CHS. Άνεμος κατά Z δε λαμβάνεται υπόψη.

Table 12-22: Υπολογισμοί για τόξα 1 – κοινές παράμετροι διευθύνσεων X και Y.

Τόξα: Κοινές παράμετροι διευθύνσεων X και Y		A.	B.	C.	
Διατομή	CHS				
Πίεση ταχύτητας αιχμής	$q_p(z_e)$	0,850	0,917	0,917	kN/m ²
Πυκνότητα αέρα. Με τιμή ώστε να προκύψει η ταχύτητα αιχμής σε m/sec	ρ	0,00125	0,00125	0,00125	(kg/m ³)*10 ³
Ταχύτητα αιχμής	$v_p(z_e)$	36,883	38,302	38,302	m/sec
Διάμετρος διατομής σε m	b	1,8	1,8	1,8	m
Κινηματικό ιξώδες του αέρα	ν	0,000015	0,000015	0,000015	m ² /sec
Αριθμός Reynolds	Re	4.425.943	4.596.238	4.596.238	[-]
Υλικό-τύπος επιφάνειας	[-]	Γαλβανισμένος χάλυβας			[-]
Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας	k	0,2	0,2	0,2	mm
Διάμετρος διατομής σε mm	b	1.800	1.800	1.800	mm
Λόγος τραχύτητας προς διάμετρο διατομής	k/b	0,00011	0,00011	0,00011	[-]
Συν/στής δύναμης κυκλικών κυλίνδρων χωρίς ροή ελ. άκρων	$c_{f,0}$	0,777	0,780	0,780	[-]

Table 12-23: Υπολογισμοί για τόξα 2 – Δράσεις ανέμου κατά τη διεύθυνση Y (εγκάρσια διάσταση γέφυρας)

Τόξα: Άνεμος κατά Y		A.	B.	C.	
Περίπτωση από Πίνακα 7.16 του EN 1991-1-4:2005	Case	1-B	1-B	1-B	[-]
Συνολικό μήκος τόξου	L_{arch}	166,53	166,53	166,53	m
Μέγεθος b = ύψος διατομής τόξου	b	1,8	1,8	1,8	m
Λόγος συνολικού μήκους στοιχείου προς ύψος διατομής στοιχείου	L/b	92,518	92,518	92,518	[-]
Χαμηλότερη στάθμη τόξου	z_g	12,1	12,1	12,1	m
Για τη χαμηλότερη στάθμη τόξου ισχύει:	[-]	$z_g \geq b$	$z_g \geq b$	$z_g \geq b$	[-]
Ικανοποιείται η απαίτηση της χαμηλότερης στάθμης z_g ?	[-]	OK	OK	OK	[-]
Ενεργός λυγηρότητα για μήκος στοιχείου $l < 15m$	λ_{15}	64,762	64,762	64,762	[-]
Ενεργός λυγηρότητα για μήκος στοιχείου $l \geq 50m$	λ_{50}	70	70	70	[-]
Τελική ενεργός λυγηρότητα	λ	70	70	70	[-]
Συντελεστής πληρότητας	ϕ	1	1	1	[-]
Συντελεστής επίδρασης άκρων για στοιχεία με ροή ελευθέρων άκρων	ψ_λ	0,92	0,92	0,92	[-]
Συντελεστής δύναμης κυκλικών κυλινδρικών στοιχείων	c_f	0,715	0,717	0,717	[-]
Επιφάνεια αναφοράς	A_{ref}	299,758	299,758	299,758	m ²
Συνολική δύναμη ανέμου κατά Y χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	$F_{w,yk,static}$	182,284	197,135	197,135	kN
Τελικός δυναμικός συντελεστής	$c_s c_d$	1,000	1,000	1,000	[-]
Συνολική δύναμη ανέμου κατά Y με αεροδυναμικά φαινόμενα	$F_{w,yk,dyn}$	182,284	197,135	197,135	kN
Φορτίο εφαρμογής - γραμμικό - με αεροδυναμικά φαινόμενα	$q_{w,yk,dyn,lin}$	1,095	1,184	1,184	kN/m

Table 12-24: Υπολογισμοί για τόξα 3 – Δράσεις ανέμου κατά τη διεύθυνση X (διαμήκης διάσταση γέφυρας)

Τόξα: Άνεμος κατά X		A.	B.	C.	
Περίπτωση από Πίνακα 7.16 του EN 1991-1-4:2005	Case	1-A	1-A	1-A	[-]
Ύψος τόξου	f_{arch}	30	30	30	m
Κλίση τόξου ως προς την κατακόρυφο	ϕ_{arch}	20	20	20	°
Κεκλιμένο ύψος τόξου	L	31,925	31,925	31,925	m
Μέγεθος b = πλάτος διατομής τόξου	b	1,8	1,8	1,8	m
Λόγος συνολικού μήκους στοιχείου προς ύψος διατομής στοιχείου	L/b	17,736	17,736	17,736	[-]
Χαμηλότερη στάθμη τόξου	z_g	12,1	12,1	12,1	m
Για τη χαμηλότερη στάθμη τόξου ισχύει:	[-]	$z_g \geq b$	$z_g \geq b$	$z_g \geq b$	[-]
Ικανοποιείται η απαίτηση της χαμηλότερης στάθμης z_g ?	[-]	OK	OK	OK	[-]
Ενεργός λυγηρότητα για μήκος στοιχείου $l < 15m$	λ_{15}	12,415	12,415	12,415	[-]
Ενεργός λυγηρότητα για μήκος στοιχείου $l \geq 50m$	λ_{50}	17,736	17,736	17,736	[-]
Τελική ενεργός λυγηρότητα	λ	14,988	14,988	14,988	[-]
Συντελεστής πληρότητας	ϕ	1	1	1	[-]
Συντελεστής επίδρασης άκρων για στοιχεία με ροή ελευθέρων άκρων	ψ_λ	0,744	0,744	0,744	[-]
Συντελεστής δύναμης κυκλικών κυλινδρικών στοιχείων	c_f	0,578	0,580	0,580	[-]
Επιφάνεια αναφοράς	A_{ref}	57,466	57,466	57,466	m ²
Συνολική δύναμη ανέμου κατά X χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	$F_{w,xk,static}$	28,258	30,560	30,560	kN
Φορτίο εφαρμογής - γραμμικό - χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα	$q_{w,xk,static,linear}$	0,885	0,957	0,957	kN/m

13 Δράσεις: Σεισμικές

1. Προσδιορισμός ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας βάσει της τοποθεσίας του έργου
 -Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (ZI, ZII, ZIII).
 -Για την τοποθεσία του έργου στην Αττική λαμβάνεται η Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Z1.

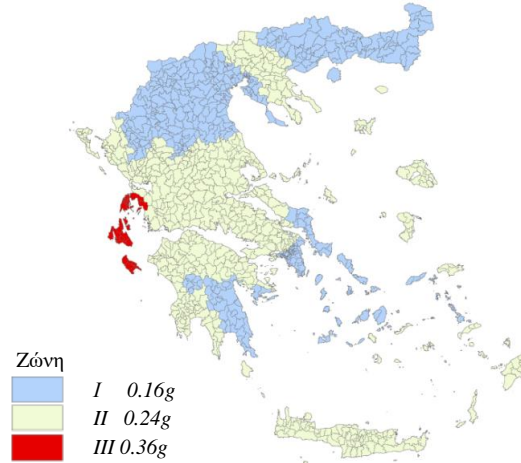


Figure 13.1: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας (βάσει Σχήματος 1 NA EN 1998-1:2004)

2. Προσδιορισμός οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR}
 -Σε κάθε Ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} (Table 13-1), η οποία έχει προκύψει από μελέτες σεισμικής επικινδυνότητας και αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_R = 475$ χρόνια, δηλαδή κατά μέσο όρο συμβαίνει μία φορά κάθε 475 χρόνια.

Table 13-1: Τιμές οριζόντιας ενεργού επιτάχυνσης σεισμικών ζωνών Ελλάδας (από Πίνακα 1 NA EN 1998-1:2004)

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς a_{gR} (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

3. Προσδιορισμός συντελεστή σπουδαιότητας γ_I
 -Η επιτάχυνση κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια Ζώνη ανάλογα με το αν η γέφυρα είναι μεγάλης αξίας ή σπουδαιότητας, μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I . Οι κατηγορίες σπουδαιότητας και οι αντίστοιχοι γ_I ορίζονται στην EN 1998-2:2005 §2.1 (5) και στο Εθνικό Προσάρτημα και δίνονται στον Table 13-2.

Table 13-2: Κατηγορίες σπουδαιότητας γεφυρών με επεξήγηση και τιμές συντελεστή σπουδαιότητας γ_I

Κατηγορία σπουδαιότητας	Γέφυρες	γ_I
I (μικρή σπουδαιότητα)	Γέφυρες όχι κρίσιμες στη συγκοινωνία, με διάρκεια ζωής σχεδιασμού 50 έτη	0.85
II (συνήθης σπουδαιότητα)	Οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες γενικώς	1.0
III (κρίσιμη σπουδαιότητα)	Γέφυρες κρίσιμης σημασίας για τη διατήρηση της συγκοινωνίας μετά το σεισμικό γεγονός, μεγάλες γέφυρες με μεγαλύτερη διάρκεια ζωής ή γέφυρες των οποίων η αστοχία θα μπορούσε να προκαλέσει πολλά θύματα	1.3

4. Εδαφική επιτάχυνση α_g
 -Η τιμή α_g αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος και δίνεται από τη σχέση:

$$\alpha_g = \gamma_I \cdot \alpha_{gR} \tag{13.1}$$

5. Συντελεστής εδάφους S και χαρακτηριστικές περιόδους T_B, T_C, T_D φάσματος απόκρισης τύπου I για τις αντίστοιχες κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, E.

Η τιμή α_g αντιστοιχεί σε βραχώδες ή πολύ σκληρό έδαφος. Σύμφωνα με τον ΕΚ8, σε μαλακά εδάφη η τιμή αυτή πρέπει να επαυξάνεται με το συντελεστή εδάφους S , ο οποίος κυμαίνεται από 1.00 έως 1.40, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους. Στον ΕΚ8 προβλέπονται πέντε κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E. Οι πέντε κατηγορίες εδάφους διακρίνονται ως προς τη στρωματογραφία τους, την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων και τον αριθμό κρούσεων για πρότυπη διείδυση.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μια κατακόρυφη συνιστώσα, στατιστικά ανεξάρτητες μεταξύ τους, καθορίζονται δε με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Στο πλαίσιο του Ευρωκώδικα 8 η σεισμική δράση σε ένα δεδομένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για σχεδιασμό κατασκευών, οι οποίες είναι επιθυμητό να συμπεριφέρονται ελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού. Τα φάσματα απόκρισης καταγεγραμμένων σεισμών παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση μεταξύ τους ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής δόνησης και των εδαφικών συνθηκών. Γι' αυτό, στον σχεδιασμό των κατασκευών χρησιμοποιείται ένα εξομαλυμένο φάσμα που καλύπτει όλες τις μορφές φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορούν να πλήξουν την περιοχή του έργου.

Το εξομαλυμένο φάσμα του ΕΚ8 του Figure 13.2 αποτελεί ένα διάγραμμα που για συγκεκριμένη απόσβεση ζ μετασχηματίζει την κατασκευή σε μονοβάθμιο ταλαντωτή δια μέσου της ιδιοπεριόδου T και δίνει τη μέγιστη τιμή της απόλυτης επιτάχυνσης. Το φάσμα χαρακτηρίζεται από περιοχές σταθερών τιμών των μεγεθών της επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης μέσω των χαρακτηριστικών περιόδων T_B , T_C (καθορίζονται από την κατηγορία εδάφους) και T_D . Ο Κανονισμός προβλέπει δύο τύπους ελαστικού φάσματος σχεδιασμού, τύπου 1 και τύπου 2, στους οποίους ισχύουν διαφορετικές τιμές για τα μεγέθη T_B , T_C , T_D και S . Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, στην Ελλάδα εφαρμόζεται μόνο το φάσμα τύπου 1 με τιμές που δίνονται στον Table 13-3.

Table 13-3: Τιμές συντελεστή εδάφους S και χαρακτηριστικών περιόδων T_B , T_C , T_D φάσματος τύπου 1 για οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης ανάλογα με την κατηγορία εδάφους (από Πίνακα 3 NA EN 1998-1:2004)

Κατηγορία εδάφους	S	T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

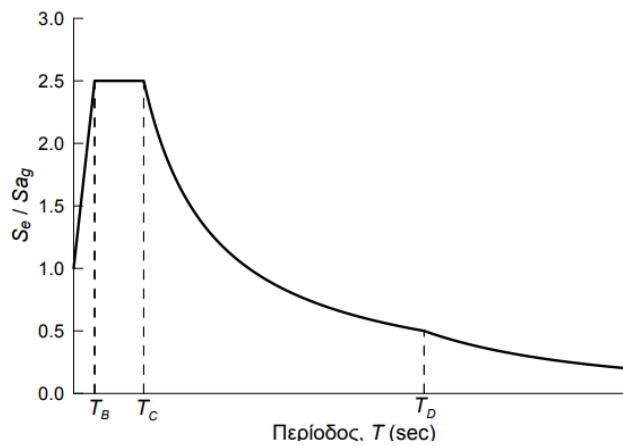


Figure 13.2: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης ΕΚ8

6. Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η

-Η τιμή αναφοράς του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης ισούται με $\eta = 1$ και αντιστοιχεί σε τιμή ιξώδους απόσβεσης $\zeta = 5\%$. Με βάση την EN 1998-1:2004 §3.2.2.2 (3) δίνεται από τη σχέση:

$$\eta = \max \left\{ \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}}; 0,55 \right\} \quad (13.2)$$

7. Σχέσεις καθορισμού επιταχύνσεων $S_e(T)$ ελαστικού φάσματος οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης

$$\text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (13.3)$$

$$\text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (13.4)$$

$$\text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (13.5)$$

$$\text{για } T_D \leq T \leq 4\text{sec} \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (13.6)$$

Παραδοχές εργασίας

Σημειώνεται ότι λόγω χρήσης συστημάτων σεισμικής μόνωσης στην εργασία λαμβάνεται μόνον το ελαστικό φάσμα απόκρισης και όχι το φάσμα σχεδιασμού. Με βάση τα παραπάνω και για την επιλεγμένη τοποθεσία, στα πλαίσια της μεταπτυχιακής το ελαστικό φάσμα απόκρισης και οι δράσεις του σεισμού προκύπτουν από :

Table 13-4: Δεδομένα για σεισμικές δράσεις μελετώμενης γέφυρας

<u>Δεδομένα για σεισμικές δράσεις μελετώμενης γέφυρας</u>	
Τύπος φάσματος	Φάσμα τύπου 1
Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	Z2
Εδαφική επιτάχυνση αναφοράς α_{gR} (g)	0.24
Κατηγορία σπουδαιότητας	II (συνήθης σπουδαιότητας)
Κατηγορία εδάφους	C (συντηρητικά)

Μάζα για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου

Δυναμική ιδιομορφική ανάλυση διεκπεραιώνεται ώστε να προσδιοριστούν οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιομορφές της γέφυρας. Για τον σκοπό αυτό, για να ληφθούν υπόψη σε γέφυρες οι παρουσίες των μαζών από τα βαρυντικά φορτία μπορεί να γίνει χρήση των παρακάτω συνδυασμών δράσεων, οι οποίοι προκύπτουν με βάση του σεισμικούς συνδυασμούς του Πίνακα 4.2 της [1] :

A. Γενική σχέση για συνδυασμό δράσεων σε γέφυρες γενικά για τη σεισμική ανάλυση:

-Η παρακάτω σχέση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της μάζας (χωρίς την προένταση P), αλλά μπορεί να αποτελεί και τον βασικό αρχικό συνδυασμό που θα αποτελέσει το σημείο εκκίνησης των δυσκαμψιών για μη γραμμικές αναλύσεις.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,traffic,i} \cdot Q_{traffic loads,i} \quad (13.7)$$

B. *Περίπτωση 1:* Οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες με συνήθη κυκλοφορία (κατηγορίας σπουδαιότητας I και II) και για πεζογέφυρες:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} = G_1 + G_2 \quad (13.8)$$

C. *Περίπτωση 2:* Οδικές γέφυρες με έντονη κυκλοφορία (κατηγορίας σπουδαιότητας III)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} 0,2 \cdot Q_{traffic loads,i} \quad (13.9)$$

D. *Περίπτωση 3:* Σιδηροδρομικές γέφυρες κατηγορίας σπουδαιότητας III

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} 0,3 \cdot Q_{traffic loads,i} \quad (13.10)$$

όπου:

$G_{k,j}$ οι μόνιμες δράσεις G1 και G2

P_k οι δράσεις προέντασης

$Q_{traffic loads,i}$ τα κινητά φορτία κυκλοφορίας, από την ομάδα GR1a (TS LM1, UDL LM1, πεζοδρομίων) και των τροχιοδρομικών μέσων

$\psi_{E,traffic,i}$ ο συντελεστής συνδυασμού των κινητών φορτίων κυκλοφορίας για τον σεισμικό συνδυασμό (E)
Σύμφωνα με τα παραπάνω οι τιμές του θα είναι: -για την Περίπτωση 1: $\psi_E = 0$, Περίπτωση 2: $\psi_E = 0,20$, Περίπτωση 3: $\psi_E = 0,30$

Κρίνεται ότι για τη μελετώμενη γέφυρα λόγω της ύπαρξης φορτίων οχημάτων οδικής κυκλοφορίας, αλλά και την ύπαρξη φορτίων κυκλοφορίας τροχιοδρομικών μέσων θα πρέπει να ληφθεί ένας ενιαίος αυξημένος συντελεστής συνδυασμού ψ_E . Με βάση αυτό το σκεπτικό η γέφυρα θα αντιμετωπίζεται όπως και στην Περίπτωση 3, και επομένως θα είναι:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} 0,3 \cdot Q_{GR1a} + \sum_{i \geq 1} 0,3 \cdot Q_{tram} \quad (13.11)$$

14 Συνδυασμοί δράσεων

Κανόνες συνδυασμού σε γέφυρες

Για οδικές γέφυρες, με βάση την EN 1990:2002 + A1:2005 §A.2.2.2 (6), τα φορτία ανέμου και τα φορτία των θερμοκρασιακών μεταβολών δε χρειάζεται να εξετάζονται ταυτόχρονα, εκτός και αν προδιαγράφεται διαφορετικά για τις τοπικές συνθήκες του έργου. Αυτό επιλέγεται να γίνει και στη μελετώμενη γέφυρα μέσω διαφορετικών combinations στο module MAXIMA του Sofistik.

ΟΚΑ

$$\left(\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \right) + (P_k) + (\gamma_{Q,1} Q_{k,1}) + \left(\sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right) \quad (14.1)$$

ΟΚΑ: τυχηματικοί συνδυασμοί για «απότομη» απώλεια καλωδίου (rupture of a cable)

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) + (P_k) + (A_d) + [(\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1}] + \left(\sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (14.2)$$

ΟΚΑ: Χαρακτηριστικός τύπος συνδυασμού

Ο συχνός τύπος συνδυασμού θα χρησιμοποιείται για του εξής υπολογισμούς:

1. Έλεγχος διατμητικών ήλων κεφαλής γεφυρών σε ΟΚΑ [1]
2. Έλεγχος τάσεων δομικού χάλυβα σε ΟΚΑ
3. Έλεγχος τάσεων σκυροδέματος σε ΟΚΑ για κατηγορίες έκθεσης XD, XF και XS.
4. Έλεγχος τάσεων χαλύβδινων καλωδίων σε ΟΚΑ (EN 1993-1-1:2006 §7.2 (1))
5. Έλεγχος τάσεων οπλισμού ρηγματωμένων περιοχών σε ΟΚΑ.
6. Έλεγχος αντικαταστάσιμου πείρου σε ΟΚΑ (EN 1993-1-8:2005 §3.13.2)

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) + (P_k) + (Q_{k,1}) + \left(\sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (14.3)$$

ΟΚΑ: Συχνός τύπος συνδυασμού

Ο συχνός τύπος συνδυασμού θα χρησιμοποιείται για του εξής υπολογισμούς:

1. Παραμορφώσεις (βέλη και στροφές) οδικών γεφυρών
2. Δονήσεις οδικών γεφυρών
3. Έλεγχος τάσεων σκυροδέματος σε ΟΚΑ για κατηγορίες έκθεσης διαφορετικές από XD, XF και XS.
4. Αναπνοή κορμού

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) + (P_k) + (\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}) + \left(\sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (14.4)$$

Τιμές συντελεστών συνδυασμού

Table 14-1: Συντελεστές συνδυασμού

Δράσεις	γ_G ή γ_Q		ψ_0	ψ_1	ψ_2	ψ_{2E}	$\psi_{2,rare}$
	Ευμενής	Δυσμενής					
Μόνιμες G1	1	1,35	-	-	-	-	-
Μόνιμες G2	1	1,35	-	-	-	-	-
Δράσεις προέντασης P	1	1	-	-	-	-	-
Συστολή ξήρανσης S (Περίπτωση 1)							
για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 σε όλο το μήκος του στοιχείου και όταν υπάρχει πλευρική εξασφάλιση στις περιοχές αρνητικών ροπών	0	0	-	-	-	-	-
Συστολή ξήρανσης S (Περίπτωση 2)	1	1	-	-	-	-	-
Κατασκευαστικά φορτία Q_c	1	1,5	1	1	1	1	-
Νωπό σκυρόδεμα, φορτία διάστρωσης							
Οδικής κυκλοφορίας GR1a: TS	0	1,35	0,75	0,75	0	0,3	-
Οδικής κυκλοφορίας GR1a: UDL	0	1,35	0,40	0,40	0	0,3	-
Οδικής κυκλοφορίας GR1a: συνδυαστικά πεζοδρομίων	0	1,35	0,40	0,40	0	0,3	-
Κυκλοφορίας τροχιοδρομικών μέσων TRAM	0	1,35	0,75	0,75	0	0,3	0,75*
Θερμοκρασιακές μεταβολές T (Περίπτωση 1)							
για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 σε όλο το μήκος του στοιχείου και όταν υπάρχει πλευρική εξασφάλιση στις περιοχές αρνητικών ροπών	0	0	0	0	0	0	-
Θερμοκρασιακές μεταβολές T (Περίπτωση 2)	0	1,5	0,6	0,6	0,5	0	-
Άνεμος W A. Φάση κατασκευής	0	1,5	0,8	-	0	0	-
Άνεμος W B. Φάση λειτουργίας χωρίς κυκλοφορία	0	1,5	0,6	0,2	0	0	-
Άνεμος W C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία	0	1,5	0,6	0,2	0	0	-
Άνεμος W C. Φάση λειτουργίας με κυκλοφορία	0	1,5	0,6	0,2	0	0	-
Περίπτωση τιμών σχεδιασμού για τα μέλη στα οποία η τιμή του φορτίου σχεδιασμού $\psi_0 \cdot F_w$ έχει περιοριστεί στη μέγιστη τιμή F_w^*	0	1,5	0,6	0,2	0	0	-

*Ο συν/στης $\psi_{2,rare} = 0,75$ ισχύει μόνο για τους συχνούς συνδυασμούς ΟΚΑ κατά τους οποίους κύρια κινητή φόρτιση αποτελούν τα φορτία της ομάδας GR1a.

15 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής

15.1 Γενικά

Το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα και παραλαμβάνει το ίδιο βάρος του σκυροδέματος και τα φορτία διάστρωσης κατά τη φάση της σκυροδέτησης. Στην περίπτωση κτηριακών έργων, μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών: χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Ωστόσο, στην περίπτωση των γεφυρών το χαλυβδόφυλλο είναι εκτεθειμένο στο εξωτερικό περιβάλλον, και επομένως κινδυνεύει από προβλήματα διαβρώσεως. Το γεγονός αυτό καθιστά το χαλυβδόφυλλο πρακτικά ένα θυσίασιμο μέλος κατά τη φάση λειτουργίας της γέφυρας, και στην πραγματικότητα δε λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά του στη λειτουργία της πλάκας. Αυτό σημαίνει ότι στη γεφυροποιία συνήθως αγνοείται η λειτουργία σύμμικτης πλάκας και η συνεισφορά του χαλυβδόφυλλου ως εφελκόμενου οπλισμού των ανοιγμάτων. Αντιθέτως, λαμβάνεται μόνον το συμπαγές τμήμα της πλάκας σκυροδέματος και αγνοείται όχι μόνο το χαλυβδόφυλλο, αλλά και το σκυρόδεμα στις αυλάκωσεις ή αλλιώς κυψέλες του χαλυβδόφυλλου.

Το χαλυβδόφυλλο θα πρέπει να ελέγχεται κατά τη φάση κατασκευής σε ΟΚΑ και ΟΚΛ. Συνήθως, κατά τους ελέγχους μπορεί να χρησιμοποιούνται έτοιμοι πίνακες με μέγιστα φορτία που μπορεί να φέρει, αλλά για την εξεταζόμενη περίπτωση δίνονται αναλυτικά όλοι οι απαραίτητοι υπολογισμοί που αφορούν διατομές ψυχρής ελάσεως. Υπενθυμίζεται ότι τα χαλυβδόφυλλα στη γεφυροποιία υποχρεωτικά διακόπτονται στις διαδοκίδες και είναι ως εκ τούτου αμφίεριστα, ώστε να είναι εφικτή η συγκόλληση των διατμητικών ήλων στο άνω πέλμα των διαδοκίδων στο εργοστάσιο. Συνεπώς οι υπολογισμοί που ακολουθούν αφορούν μόνον θετικές ροπές, δηλ. εφελκύεται η κάτω ίνα και θλίβεται η άνω.

15.2 Γεωμετρικά δεδομένα χαλυβδόφυλλου

Η μορφή που επιλέχθηκε για τα χαλυβδόφυλλα είναι τραπεζοειδής και η τοποθέτησή τους θα γίνει κάθετα στις διαδοκίδες. Η γεωμετρία του χαλυβδόφυλλου απαρτίζεται από μια πληθώρα προκαθορισμένων διαστάσεων. Για την αποφυγή οποιασδήποτε σύγχυσης μεγεθών οι διαστάσεις που απαιτούνται επεξηγούνται πλήρως μέσω του Figure 15.1.

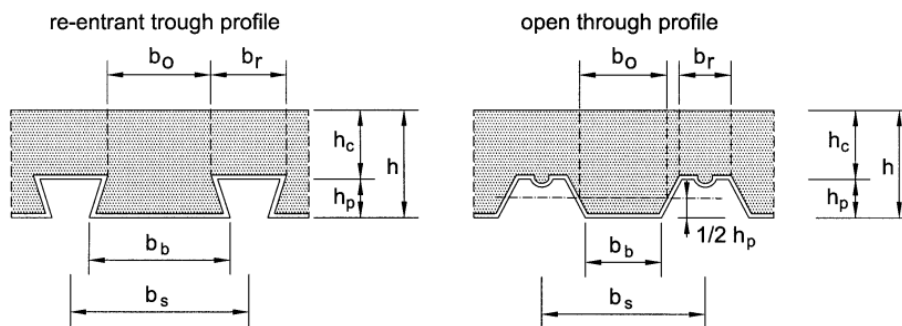


Figure 15.1: Διαστάσεις σύμμικτης πλάκας και χαλυβδόφυλλου (από Σχήμα 9.2 EN 1994-1-1:2004)

όπου:

h το συνολικό ύψος/πάχος της σύμμικτης πλάκας

h_p το ύψος του χαλυβδόφυλλου

h_c το ύψος/πάχος του τμήματος της πλάκας πάνω από την άνω παρειά του χαλυβδόφυλλου, το οποίο δίνεται από τη σχέση:

$$h_c = h - h_p \quad (15.1)$$

b_s το πλάτος του φανώματος

b_r το πλάτος του άνω πέλματος του χαλυβδόφυλλου. Προσοχή να μην ταυτίζεται με το πλάτος μιας ενδιάμεσης ενίσχυσης του άνω πέλματος όπως δίνεται στο EN 1993-1-3:2006.

$b_{o,real}$ το πραγματικό πλάτος της κυψέλης/αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου στην άνω στάθμη της κυψέλης/αυλάκωσης

b_b το πλάτος της κυψέλης/αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου στην κάτω στάθμη της κυψέλης/αυλάκωσης

b_o το υπολογιστικό πλάτος της κυψέλης/αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου στην άνω στάθμη της

κυψέλης/αυλάκωσης, το οποίο σύμφωνα με το Figure 15.1 θα είναι:

-για re-entrant trough profile → το πραγματικό πλάτος

-για open through profile → το πλάτος που αντιστοιχεί στο μέσον του ύψους h_p του χαλυβδόφυλλου και θα είναι ίσο με:

$$b_o = \frac{b_{o,real} + b_b}{2} \quad (15.2)$$

Οι παραπάνω διαστάσεις είτε δίνονται είτε υπολογίζονται έμμεσα με βάση κατασκευαστικά σχέδια του χαλυβδόφυλλου που δίνονται στους καταλόγους του κατασκευαστή. Για το εξεταζόμενο χαλυβδόφυλλο το αντίστοιχο σχέδιο δίνεται στο Figure 15.2.

Το ελάχιστο πάχος χαλυβδόφυλλων που πρέπει να χρησιμοποιείται στη γεφυροποιία με βάση την [1] ισούται με 1,5mm. Η απαίτηση αυτή φαίνεται να έχει τηρηθεί και στη γέφυρα Τσακόννας [16]. Για να τηρηθεί αυτή η απαίτηση ως χαλυβδόφυλλο επιλέγεται το SYMDECK100 της εταιρείας ΕΛΑΣΤΡΟΝ, το οποίο αποτελεί ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος και κατασκευάζεται με πάχος ίσο με το ελάχιστο, 1,5mm, και με χάλυβα ποιότητας S320 κατά τον Κανονισμό.

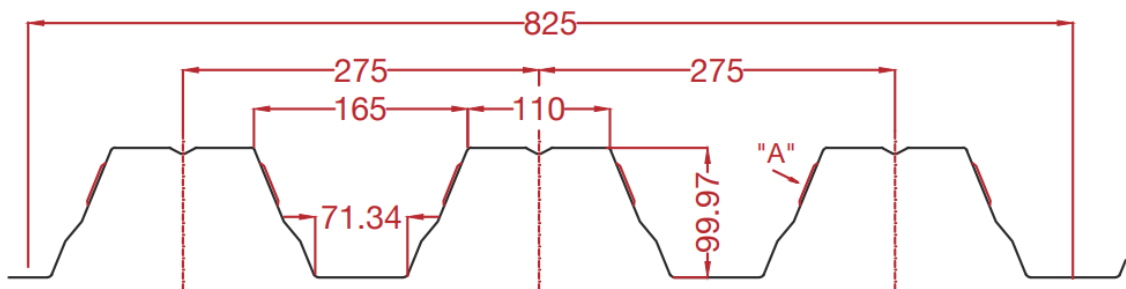


Figure 15.2: Το προφίλ χαλυβδόφυλλου SYMDECK100 της ΕΛΑΣΤΡΟΝ (από τον αντίστοιχο κατάλογο)

Στους υπολογισμούς που ακολουθούν εξετάζεται μόνο η διατομή του πλάτους αναφοράς που λαμβάνεται ως το πλάτος του φατνώματος, ήτοι $b_s = 275 \text{ mm}$. Για τη διατομή αυτή δίνονται αναλυτικά όλες οι γεωμετρικές διαστάσεις. Σημειώνεται ότι η ενίσχυση στο μέσον του άνω πέλματος θεωρείται ως ένα ισοδύναμο τρίγωνο με κεκλιμένη πλευρά που ορίζεται με ύψος ίσο με το ύψος της ενίσχυσης και με πλάτος ίσο με το μισό πλάτος της ενίσχυσης.

Table 15-1: Οι γεωμετρικές διαστάσεις του χαλυβδόφυλλου

Χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου			
Πάχος χαλυβδόφυλλου	t_p	1,5	mm
Συνολικό ύψος χαλυβδόφυλλου	$h_{p,real}$	100	mm
Ύψος χαλυβδόφυλλου (μέση επιφάνεια)	h_p	98,5	mm
Πλάτος φατνώματος	b_s	275	mm
Πλάτος άνω πέλματος χαλυβδόφυλλου	b_r	110	mm
Πλάτος αυλάκωσης στην άνω στάθμη της αυλάκωσης	$b_{o,real}$	165	mm
Πλάτος αυλάκωσης στην κάτω στάθμη της αυλάκωσης	b_b	71,34	mm
Υπολογιστικό πλάτος αυλάκωσης στην άνω στάθμη της αυλάκωσης	b_o	118,17	mm
Κεκλιμένο τμήμα			
Πλάτος κεκλιμένης πλευράς αυλάκωσης	b_{incl}	46,83	mm
Πλήθος τμημάτων κεκλιμένου τμήματος	n_{incl}	3	[-]
Μήκος (ενιαίας) κεκλιμένης πλευράς αυλάκωσης	l_{incl} ή s_w	109,07	mm
Μήκος κεκλιμένου τμήματος 1 (1° από την κάτω ίνα)	$l_{incl,1}$	29,62	mm
Μήκος κεκλιμένου τμήματος 2 (2° από την κάτω ίνα)	$l_{incl,2}$	19,83	mm
Μήκος κεκλιμένου τμήματος 3 (3° από την κάτω ίνα)	$l_{incl,3}$	61,04	mm
Συνολικό μήκος αναπτύγματος κορμού	s_d	110,49	mm
Ενδιάμεση ενίσχυση άνω πέλματος (εκτίμηση διαστάσεων-θεώρηση τριγωνικού σχήματος)			
Πλάτος ενίσχυσης	$b_{s,hor}$	20	mm
Ύψος ενίσχυσης	$h_{s,ver}$	5	mm
Μήκος κεκλιμένης για ισοδύναμο τρίγωνο	$l_{s,incl}$	11,18	mm

15.3 Θεωρητικό άνοιγμα αμφιέριστου συστήματος για χαλυβδόφυλλα

1. Απόσταση μεταξύ διαδοκίδων: $L_{\text{διαδοκίδων}} = 3.000\text{mm} = 3\text{m}$
2. Μήκος εδράσεως χαλυβδόφυλλου:
-Το χαλυβδόφυλλο εδράζεται στο άνω πέλμα των διαδοκίδων σε μήκος 60 mm, δηλ. είναι $l_{bs} = 60\text{mm}$.
3. Το πλάτος του άνω πέλματος της διαδοκίδας είναι ίσο με $b_{fo} = 500\text{mm}$
4. Υπολογισμός θεωρητικού ανοίγματος χαλυβδόφυλλου
-Με βάση την [1], το θεωρητικό άνοιγμα δίνεται από τον τύπο:

$$\begin{aligned}l_{eff} &= \frac{l_{bs,1}}{3} + l_{net} + \frac{l_{bs,2}}{3} \Leftrightarrow l_{eff} = \frac{l_{bs,1}}{3} + (L_{\text{διαδοκίδων}} - b_{fo, \text{διαδοκίδας}}) + \frac{l_{bs,2}}{3} \\ &\Leftrightarrow l_{eff} = \frac{60\text{mm}}{3} + (3.000\text{mm} - 500\text{mm}) + \frac{60\text{mm}}{3} \\ &\Leftrightarrow l_{eff} = 2.540\text{mm}\end{aligned}$$

15.4 Έλεγχος επιρροής διατμητικής υστέρησης

Σύμφωνα με την EN 1993-1-3 §6.1.4.3, η επιρροή της διατμητικής υστέρησης θα πρέπει να υπολογίζεται με βάση το EN 1993-1-5. Οι σχετικές διατάξεις δίνονται στην παράγραφο 3.2.1 του προτύπου. Οι υπολογισμοί έχουν ως εξής:

-Απόσταση σημείων μηδενισμού ροπών

Για μια αμφιέριστη δοκό θα λαμβάνεται ολόκληρο το θεωρητικό άνοιγμα της δοκού:

$$L_e = L_{p,eff} \Leftrightarrow L_e = 2.540\text{mm}$$

Εφελκόμενο (κάτω) πέλμα

-Το πλάτος ελέγχου πέλματος b_0

Για εσωτερικό στοιχείο θα είναι το μισό του πλάτους του εσωτερικού στοιχείου δηλ.:

$$b_0 = \frac{b_{i,real}}{2} \quad (15.3)$$

$$b_0 = \frac{b_b}{2} = \frac{71,34\text{mm}}{2} \Leftrightarrow b_0 = 35,67\text{mm}$$

-Σχέση ελέγχου

$$b_0 = 35,67\text{mm} < \frac{L_e}{50} = \frac{2.540\text{mm}}{50} = 50,8\text{mm}$$

Επομένως, δεν υπάρχει μείωση λόγω διατμητικής υστέρησης για το κάτω εφελκόμενο πέλμα.

-Το ενεργό πλάτος λόγω διατμητικής υστέρησης

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0 = 1 \cdot 35,67\text{mm} \Leftrightarrow b_{eff} = 35,67\text{mm}$$

Θλιβόμενο (άνω) πέλμα

-Το πλάτος ελέγχου πέλματος b_0

Και πάλι για εσωτερικό στοιχείο θα είναι το μισό του πλάτους του εσωτερικού στοιχείου δηλ.:

$$b_0 = \frac{b_r}{2} = \frac{110\text{mm}}{2} \Leftrightarrow b_0 = 55\text{mm}$$

-Σχέση ελέγχου

$$b_0 = 55\text{mm} > \frac{L_e}{50} = \frac{2.540\text{mm}}{50} = 50,8\text{mm}$$

Επομένως, πρέπει να εξεταστεί μείωση λόγω διατμητικής υστέρησης για το άνω θλιβόμενο πέλμα.

-Το εμβαδόν A_{sl} όλων των διαμήκων ενισχύσεων μέσα στο πλάτος b_0

Το πλάτος b_0 μετρείται ουσιαστικά από τη στήριξη του άνω πέλματος, δηλ. από τον κορμό του χαλυβδόφυλλου, μέχρι το μέσον του πλάτους του άνω πέλματος. Ερμηνεύοντας το Σχήμα 3.2 του EN 1993-1-5 (Figure 15.3), μέσα σε αυτό το πλάτος πρέπει να υπολογιστεί το εμβαδόν των διαμήκων νευρώσεων. Επομένως, στην περίπτωση του χαλυβδόφυλλου λαμβάνεται το μισό εμβαδόν την ενίσχυσης.

$$A_{sl} = 50\% \cdot [2 \cdot (l_{s,incl} \cdot t)] = 50\% \cdot [2 \cdot (11,18\text{mm} \cdot 1,5\text{mm})] = 50\% \cdot 33,54\text{mm}^2 \Leftrightarrow A_{sl} = 16,77\text{mm}^2$$

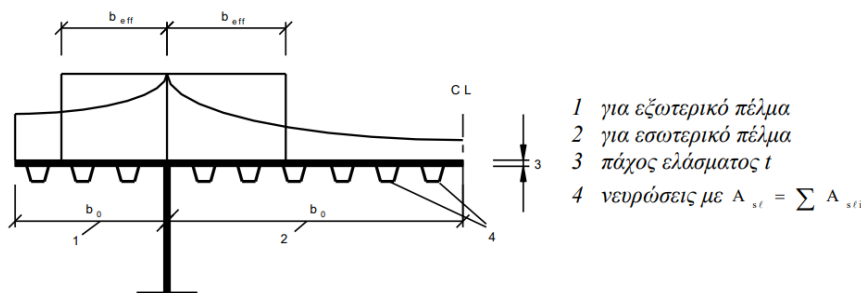


Figure 15.3: Η έννοια του ενεργού πλάτους ενός πέλματος εκατέρωθεν ενός κορμού (από Σχήμα 3.2 EN 1993-1-5:2006)

-Ο συντελεστής α_0 που εξαρτάται από το εμβαδόν της ενίσχυσης

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 \cdot t}} = \sqrt{1 + \frac{16,77\text{mm}^2}{55\text{mm} \cdot 1,5\text{mm}}} = \sqrt{1 + 0,203} \Leftrightarrow \alpha_0 = 1,097$$

-Ο συντελεστής κ

$$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e} = \frac{1,097 \cdot 55\text{mm}}{2.540\text{mm}} \Leftrightarrow \kappa = 0,024$$

-Τιμές του συντελεστή β

Για ένα αμφιέρειστο άνοιγμα υπολογίζονται δύο τιμές: μία για θετική ροπή (δηλ. για το άνοιγμα) και μία για την ακραία στήριξη. Δηλ. θα είναι:

a. Για το άνοιγμα και για $0,02 < \kappa = 0,024 \leq 0,70$:

$$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot \kappa^2} = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot 0,024^2} \Leftrightarrow \beta = \beta_1 = 0,996$$

b. Για την ακραία στήριξη και ανεξαρτήτως της τιμής του κ :

$$\begin{aligned} \beta &= \min(\beta_0; \beta_1) = \min\left\{\left(0,55 + \frac{0,025}{\kappa}\right) \cdot \beta_1; \beta_1\right\} \Leftrightarrow \beta = \min\left\{\left(0,55 + \frac{0,025}{0,024}\right) \cdot 0,996; 0,996\right\} \\ &\Leftrightarrow \beta = \min(1,597; 0,996) \\ &\Leftrightarrow \beta = \beta_1 = 0,996 \end{aligned}$$

Τελικά, όμως, ισχύει ότι $\beta = \beta_1 = 0,996 \rightarrow \beta \approx 1$, και επομένως η επιρροή της διατμητικής υστέρησης αγνοείται.

-Το ενεργό πλάτος λόγω διατμητικής υστέρησης

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0 = 1 \cdot 55\text{mm} \Leftrightarrow b_{eff} = 55\text{mm}$$

15.5 Θλιβόμενο (άνω) πέλμα

Ακολουθείται η διαδικασία του EN 1993-1-3:2006 §5.5.3.3 (11).

1. Αρχικά λαμβάνεται η πλήρης διατομή και συνοριακές συνθήκες:

-Γίνεται η παραδοχή ότι τα επίπεδα στοιχεία b_{p1} και b_{p2} του Πίνακα 4.1 του EN 1993-1-5:2006 στηρίζονται σε δύο πλευρές.

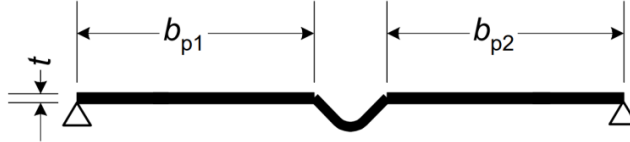


Figure 15.4: Η πλήρης διατομή και οι συνοριακές συνθήκες του εσωτερικού πέλματος (από Σχήμα 5.10 EN1993-1-3:2006)

2. Με βάση το Figure 15.4 υπολογίζονται τα πλάτη εκατέρωθεν της ενδιάμεσης ενίσχυσης

$$b_{p1} = b_{p2} = \frac{b_r - b_{s,hor}}{2} = \frac{110\text{mm} - 20\text{mm}}{2} \Leftrightarrow b_{p1} = b_{p2} = 45\text{mm}$$

3. Εφαρμόζεται το Βήμα 1:

-Στο Βήμα 1 προσδιορίζεται μια αρχική τιμή της ενεργού διατομής της ενίσχυσης, με ενεργά πλάτη προσδιοριζόμενα με τη παραδοχή ότι η ενίσχυση είναι απαραμόρφωτη, δηλ. ότι η ενίσχυση στηρίζεται σε ένα κατακόρυφο ελατήριο σταθεράς $K = \infty$ και είναι $\sigma_{com,Ed} = f_y / \gamma_{M0}$.

-Στην ουσία τα επόμενα βήματα υπολογισμού θα καταλήξουν στον υπολογισμό των $b_{1,e2} = b_{2,e1}$ της ενδιάμεσης ενίσχυσης. Οι ζητούμενες διαστάσεις απεικονίζονται στο Figure 15.5.

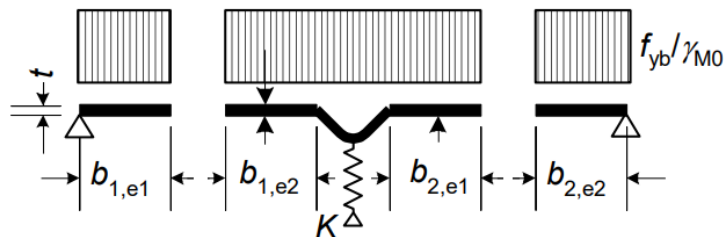


Figure 15.5: Οι ζητούμενες αρχικές τιμές των $b_{1,e2} = b_{2,e1}$ και οι παραδοχές του Βήματος 1 (από Σχήμα 5.10 του EN 1993-1-3:2006)

4. Συντελεστής ποιότητας χάλυβα χαλυβδόφυλλου S320

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{320}} \Leftrightarrow \varepsilon = 0,857$$

5. Το κατάλληλο πλάτος \bar{b} προσδιορίζεται με βάση τον Table 15-2 ως:

$$\bar{b} = b_{p1} = b_{p2} = 45\text{mm}$$

Table 15-2: Οι τιμές του κατάλληλου πλάτους \bar{b} (κυρίως με βάση την EN1993-1-5:2006 4.4 (2))

\bar{b}	Στοιχεία
$\bar{b} = b_w$	Για κορμούς
$\bar{b} = b$	Για εσωτερικά πέλματα (εκτός RHS)
$\bar{b} = b - 3 \cdot t$	Για πέλματα των RHS
$\bar{b} = c$	Για εξωτερικά πέλματα
$\bar{b} = h$	Για ισοσκελή γωνιακά
$\bar{b} = h$	Για ανισοσκελή γωνιακά
$\bar{b} = b_{p1} = b_{p2}$	Για επίπεδα στοιχεία με μία ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσον (βλ. Σχήμα 5.10 EN1993-1-3:2006 / Figure 15.4)

6. Ο συντελεστής κύρτωσης k_σ λαμβάνεται με βάση τις τιμές για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

-Εξετάζοντας τη διατομή του φατνώματος του χαλυβδόφυλλου καθ' ύψος, γίνεται αντιληπτό ότι η τιμή της τάσεως για την άνω ίνα του χαλυβδόφυλλου μπορεί να ληφθεί ίση για όλα τα σημεία του άνω πέλματος, και επομένως ισχύει ότι:

$$\sigma_1 = \sigma_2 \rightarrow \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \Leftrightarrow \psi = 1 \xrightarrow{\text{Πίνακας 4.1 EN 1993-1-5:2006}} k_\sigma = 4$$

7. Η ανηγμένη λυγηρότητα από τις κρίσιμες τάσεις για ορθές τάσεις είναι:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon} \cdot \sqrt{\frac{1}{k_\sigma}} = \frac{45\text{mm}}{28,4 \cdot 1,5\text{mm} \cdot 0,857} \cdot \sqrt{\frac{1}{4}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_p = 0,616$$

8. Ο λόγος της απόστασης του κέντρου βάρους της πλήρους διατομής από την άνω ίνα προς την απόσταση του κέντρου βάρους της πλήρους διατομής από την κάτω ίνα είναι:

$$\frac{b_c}{b_t} = \frac{z_{K.B.,\acute{\alpha}\nu\omega}}{z_{K.B.,\kappa\acute{\alpha}\tau\omega}} \Leftrightarrow \frac{b_c}{b_t} = \frac{44,51\text{mm}}{53,99\text{mm}} \Leftrightarrow \frac{b_c}{b_t} = 0,825$$

Για θετικές ροπές το άνω τμήμα της πλήρους διατομής θλίβεται και το κάτω τμήμα εφελκύεται, για αυτό έγινε και η χρήση των συμβόλων $b_c = b_{\text{compression}}$ και $b_t = b_{\text{tension}}$, αντίστοιχα, όπως ορίζει ο Πίνακας 4.1 του EN 1993-1-5:2006. Καθώς ισχύει ότι $b_c = z_{K.B.,\acute{\alpha}\nu\omega} < b_t = z_{K.B.,\kappa\acute{\alpha}\tau\omega}$, το εφελκυόμενο πέλμα έχει μεγαλύτερες τιμές ελαστικών ορθών τάσεων από το θλιβόμενο, και άρα εισέρχεται πρώτο στη διαρροή. Η τιμή της τάσεως διαρροής για τον σχεδιασμό μπορεί να έχει δύο τιμές, ήτοι:

$$\text{Με βάση EN 1993-1-5:2006 §4.4(2)} \quad f_y / \gamma_{M0} \quad (15.4)$$

$$\text{Με βάση την [4]} \quad f_y / \gamma_{M1} \quad (15.5)$$

9. Θλιπτική δρώσα τάση στο θλιβόμενο πέλμα

- Θεωρώντας για τον σχεδιασμό ότι θα αναπτυχθεί στην κάτω ίνα εφελκυστική τάση διαρροής που δίνεται από την Σχέση (15.5), μπορεί να προσδιορισθεί η μέγιστη θλιπτική τάση σχεδιασμού $\sigma_{com,Ed}$ ως εξής:

$$\frac{\sigma_{com,Ed}}{b_c} = \frac{f_y / \gamma_{M1}}{b_t} \Leftrightarrow \left(\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M1}} \right) = \frac{b_c}{b_t} \Leftrightarrow \left(\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M1}} \right) = 0,825$$

10. Μείωση την ανηγμένης λυγηρότητας

- Όταν η μέγιστη δρώσα θλιπτική τάση $\sigma_{com,Ed}$ είναι μικρότερη από την τάση διαρροής τότε σύμφωνα με την [1] η ανηγμένη λυγηρότητα μπορεί να μειωθεί με χρήση της παρακάτω σχέσης:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y / \gamma_{M1}}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_{p,red} = 0,616 \cdot \sqrt{0,825} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_{p,red} = 0,560$$

11. Ο μειωτικός συντελεστής για την κύρτωση ρ λαμβάνεται ως εξής:

Table 15-3: Σχέσεις για τον μειωτικό συντελεστή ρ για την κύρτωση για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

Για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία, όπου συνήθως ισχύει ότι $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1$

$$\text{Για } \bar{\lambda}_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} = 0,673 \quad \rho = 1 \quad (15.6)$$

$$\text{Για } \bar{\lambda}_p > 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} = 0,673 \quad \rho = \min \left(\frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2}; 1 \right), \text{ όπου } 3 + \psi \geq 0 \quad (15.7)$$

Επομένως, θα είναι:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = 0,560 \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} = 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot 1} = 0,673 \rightarrow \rho = 1$$

Αυτό σημαίνει ότι η επιρροή της κύρτωσης αγνοείται, όπως και η επιρροή της διατμητικής υστέρησης. Επομένως, το ενεργό θλιβόμενο πέλμα λόγω κύρτωσης και λόγω διατμητικής υστέρησης θα είναι όλο ενεργό, και δεν λαμβάνεται καμία απομείωση, δηλ.:

$$b_{eff} = \rho \cdot \bar{b} = \rho \cdot b_{p1} = \rho \cdot b_{p2} = 1 \cdot 45mm \Leftrightarrow b_{eff} = 45mm$$

$$b_{e1} = b_{e2} = b_{1,e2} = b_{2,e1} = b_{1,e1} = b_{2,e2} = 0,5 \cdot b_{eff} = 0,5 \cdot 45mm = 22,5mm$$

12. Εφαρμόζεται το Βήμα 2:

-Στο Βήμα 2 η προηγουμένως προσδιορισθείσα ενεργός διατομή της ενίσχυσης χρησιμοποιείται για το προσδιορισμό του μειωτικού συντελεστή για λυγισμό της δοκού επί ελαστικής βάσης.

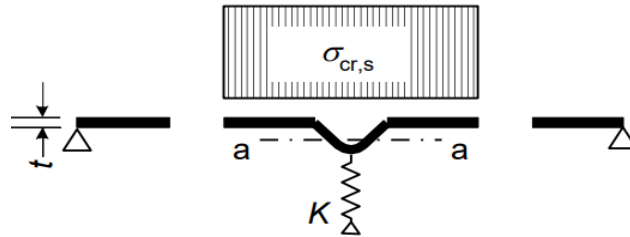


Figure 15.6: Η ενεργός διατομή της ενίσχυσης για το Βήμα 2 (από Σχήμα 5.10 του EN 1993-1-3:2006)

13. Εμβαδόν και ροπή αδρανείας ως προς τον ισχυρό άξονα a-a της ενεργού διατομής της ενίσχυσης

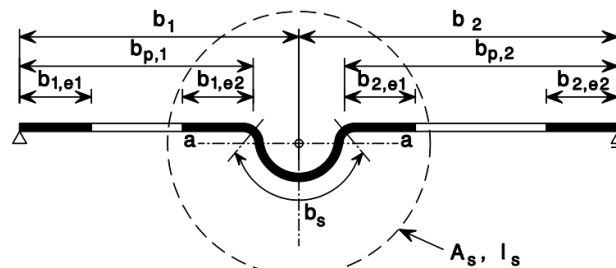


Figure 15.7: Πέλμα με μία ενδιάμεση ενίσχυση. Διακρίνονται οι διαστάσεις που ορίζουν την ενεργό διατομή της ενίσχυσης, το κέντρο βάρους της ενεργού διατομής, ο κύριος άξονας a-a που διέρχεται από το κέντρο βάρους, και τα χαρακτηριστικά A_s και I_s προς υπολογισμό για την ενεργό διατομή (από Σχήμα 5.9 του EN 1993-1-3:2006)

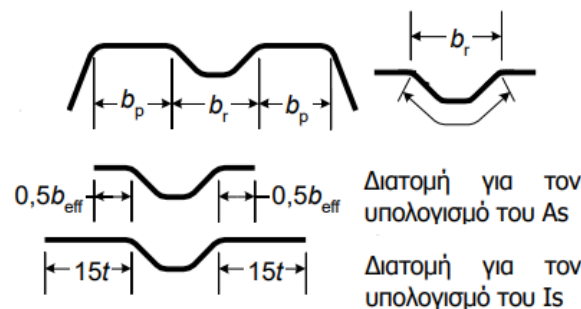


Figure 15.8: Οι διαστάσεις για τους υπολογισμούς της ενεργού διατομής της ενίσχυσης για θλιβόμενο πέλμα με μία ενίσχυση (από Σχήμα 5.11 του EN 1993-1-3:2006)

-Το πλάτος της ενίσχυσης b_s λαμβάνεται μετρούμενο κατά μήκος της περιμέτρου της ενίσχυσης, σύμφωνα με το Figure 15.8. Λόγω έλλειψης δεδομένων θα ληφθεί ως το άθροισμα των δύο κεκλιμένων πλευρών του θεωρητικού τριγώνου:

$$b_s = 2 \cdot l_{s,incl} = 2 \cdot 11,18mm \Leftrightarrow b_s = 22,36mm$$

-Τα πλάτη για τους υπολογισμούς για θλιβόμενο πέλμα με μία ενίσχυση σύμφωνα με το Figure 15.8 είναι:

- Για το εμβαδόν $A_s \rightarrow 0,5 \cdot b_{eff} = b_{e1} = b_{e2} = b_{1,e2} = b_{2,e1} = b_{1,e1} = b_{2,e2} = 0,5 \cdot 45mm = 22,5mm$
- Για την ροπή αδρανείας $I_s \rightarrow 15 \cdot t = 15 \cdot 1,5mm = 22,5mm$

Σχόλιο: τυχαίνει να είναι ίσα.

-Το εμβαδόν της ενεργού διατομής μιας ενδιάμεσης ενίσχυσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$A_s = t \cdot (b_{1,e2} + b_{2,e1} + b_s) = 1,5mm \cdot (22,5mm + 22,5mm + 22,36mm) \Leftrightarrow A_s = 101mm^2$$

-Το κέντρο βάρους της ενεργού διατομής της ενίσχυσης μετρούμενο από την άνω ίνα της διατομής της είναι:

$$z_s = \frac{2 \cdot (A_{incline, stiffener} \cdot z_{incline, stiffener})}{A_s} = \frac{2 \cdot \left[(l_{s, incl} \cdot t) \cdot \frac{h_s}{2} \right]}{A_s} = \frac{2 \cdot \left[(11,18mm \cdot 1,5mm) \cdot \frac{5mm}{2} \right]}{101mm^2} \Leftrightarrow z_s = 0,83mm$$

-Η ροπή αδρανείας ως προς τον ισχυρό άξονα a-a της ενεργού διατομής της ενίσχυσης είναι:

- $\cos \varphi = \frac{t}{t_{hor}} = \frac{h_s}{l_{s, incl}} \Leftrightarrow t_{hor} = \frac{l_{s, incl}}{h_s} \cdot t = \frac{11,18mm}{5mm} \cdot 1,5mm \Leftrightarrow t_{hor} = 3,354mm$
- $I_s = \left[\frac{b_{1,e2} \cdot t^3}{12} + (b_{1,e2} \cdot t) \cdot z_s^2 + \frac{t_{hor} \cdot (h_s)^3}{12} + (h_s \cdot t_{hor}) \cdot \left(\frac{h_s}{2} - z_s \right)^2 \right] \cdot 2$
 $\Leftrightarrow I_s = \left[\frac{22,5mm \cdot (1,5mm)^3}{12} + (22,5mm \cdot 1,5mm) \cdot (0,83mm)^2 + \frac{3,354mm \cdot (5mm)^3}{12} + (5mm \cdot 3,354mm) \cdot \left(\frac{4mm}{2} - 0,83mm \right)^2 \right] \cdot 2$
 $\Leftrightarrow I_s = [(6,33mm^4) + (23,25mm^4) + (34,93mm^4) + (22,96mm^4)] \cdot 2$
 $\Leftrightarrow I_s = 174,94mm^4$

14. Ο συντελεστής ή αλλιώς στροφική σταθερά k_w που λαμβάνει υπόψη την ελαστική πάκτωση του ενισχυμένου πέλματος από τον κορμό ή άλλα γειτονικά στοιχεία.

-Για τον υπολογισμό της ενεργού διατομής σε αξονική θλίψη η στροφική σταθερά k_w μπορεί να ληφθεί συντηρητικά ίση με μονάδα θεωρώντας αρθρωτή σύνδεση, άρα:

$$\text{Συντηρητικά} \rightarrow k_w = 1 \quad (15.8)$$

-Διαφορετικά, μπορεί να υπολογιστεί μια προσεγγιστική τιμή ακολουθώντας τα παρακάτω βήματα με βάση τα οποία προκύπτουν:

a. Το πλάτος του επίπεδου στοιχείου με βάση το Figure 15.8:

$$b_p = b_{p1} = b_{p2} = 45mm \Leftrightarrow b_p = 45mm$$

b. Η διάσταση b_d για θλιβόμενο πέγμα με μία ενδιάμεση ενίσχυση δίνεται ως εξής:

$$b_d = 2 \cdot b_p + b_s = 2 \cdot 45mm + 22,36mm \Leftrightarrow b_d = 112,36mm$$

c. Το μήκος (ενιαίας) κεκλιμένης πλευράς αυλάκωσης s_w όπως φαίνεται στο Figure 15.9

- Όπως δίνεται στον Table 15-1 $\rightarrow s_w = 109,07mm$

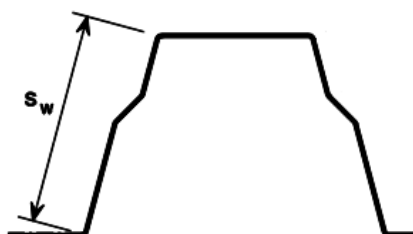


Figure 15.9: Το μήκος s_w του κορμού της διατομής ανεξάρτητα της ύπαρξης ή μη ενίσχυσης κορμού (από Σχήμα 5.13 του EN 1993-1-3:2006)

d. Για θλιβόμενο πέλμα με μία ενδιάμεση ενίσχυση η τιμή του k_{wo}

$$k_{wo} = \sqrt{\frac{s_w + 2 \cdot b_d}{s_w + 0,5 \cdot b_d}} = \sqrt{\frac{109,07mm + 2 \cdot 112,36mm}{109,07mm + 0,5 \cdot 112,36mm}} \Leftrightarrow k_{wo} = 1,421$$

e. Για θλιβόμενο πέλμα με μία ενδιάμεση ενίσχυση το μήκος κύματος λυγισμού του θλιβόμενου πέλματος l_b

$$l_b = 3,07 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_s \cdot b_p^2 \cdot (2 \cdot b_p + 3 \cdot b_s)}{t^3}} = 3,07 \cdot \sqrt[4]{\frac{174,94mm^4 \cdot (45mm)^2 \cdot (2 \cdot 45mm + 3 \cdot 22,36mm)}{(1,5mm)^3}} \Leftrightarrow l_b = 195,63mm$$

f. Τελικά, η τιμή του k_w δίνεται από τις εξής σχέσεις:

$$\text{Για } 2 \leq l_b/s_w \quad k_w = k_{wo} \quad (15.9)$$

$$\text{Για } l_b/s_w < 2 \quad k_w = k_{wo} - (k_{wo} - 1) \cdot \left[\left(2 \cdot \frac{l_b}{s_w} \right) - \left(\frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right] \quad (15.10)$$

Ισχύει ότι:

$$\frac{l_b}{s_w} = \frac{195,63mm}{109,07mm} = 1,79 < 2$$

Άρα, από τη Σχέση (15.10):

$$k_w = k_{wo} - (k_{wo} - 1) \cdot \left[\left(2 \cdot \frac{l_b}{s_w} \right) - \left(\frac{l_b}{s_w} \right)^2 \right] = 1,421 - (1,421 - 1) \cdot [(2 \cdot 1,79) - (1,79)^2] \Leftrightarrow k_w = 1,265$$

15. Η κρίσιμη ελαστική τάση λυγισμού της ενίσχυσης υπολογίζεται με μία από τις σχέσεις του EN 1993-1-3:2006.

-Στην περίπτωση πέλματος με μία κεντρική ενίσχυση είναι:

$$\begin{aligned} \sigma_{cr,s} &= \frac{4,2 \cdot k_w \cdot E}{A_s} \cdot \sqrt{\frac{I_s \cdot t^3}{4 \cdot b_p^2 \cdot (2 \cdot b_p + 3 \cdot b_s)}} \\ \Leftrightarrow \sigma_{cr,s} &= \frac{4,2 \cdot 1,246 \cdot 210.000 \frac{N}{mm^2}}{101mm^2} \cdot \sqrt{\frac{174,94mm^4 \cdot (1,5mm)^3}{4 \cdot (45mm)^2 \cdot (2 \cdot 45mm + 3 \cdot 22,36mm)}} \\ \Leftrightarrow \sigma_{cr,s} &= 237,93MPa \end{aligned}$$

16. Η σχετική λυγηρότητα $\bar{\lambda}_d$ είναι:

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_y/\gamma_{M0}}{\sigma_{cr,s}}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{320MPa/1}{237,93MPa}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_d = 1,160$$

17. Ο μειωτικός συντελεστής χ_d για τον υπολογισμό της αντοχής σε λυγισμό με στρέβλωση (καμπτικός λυγισμός της ενίσχυσης) δίνεται από τις εξής σχέσεις:

$$\text{Για } \bar{\lambda}_d \leq 0,65 \quad \chi_d = 1 \quad (15.11)$$

$$\text{Για } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38 \quad \chi_d = 1,47 - 0,723 \cdot \bar{\lambda}_d \quad (15.12)$$

$$\text{Για } 1,38 \leq \bar{\lambda}_d \quad \chi_d = \frac{0,66}{\bar{\lambda}_d} \quad (15.13)$$

$$0,65 < \bar{\lambda}_d = 1,160 < 1,38 \rightarrow \chi_d = 1,47 - 0,723 \cdot \bar{\lambda}_d = 1,47 - 0,723 \cdot 1,160 \Leftrightarrow \chi_d = 0,632$$

18. Τέλος πρώτης επανάληψης.

-Με το πέρας της πρώτης επανάληψης και της τιμής του χ_d στην ουσία έχει προσδιοριστεί η νέα και μειωμένη τάση $\chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$ για την ενεργό διατομή της ενίσχυσης όπως φαίνεται στο

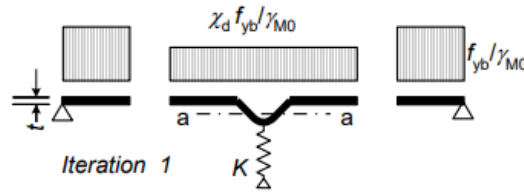


Figure 15.10: Πέρασ πρώτης επανάληψης. Νέα δεδομένα για τις επόμενες επαναλήψεις. (από Σχήμα 5.10 του EN 1993-1-3:2006)

19. Βήμα 3: Προαιρετικά επαναλαμβάνεται το βήμα 1 υπολογίζοντας το ενεργό πλάτος με μειωμένη θλιπτική τάση $\sigma_{com,Ed} = \chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$ με χ_d από την προηγούμενη επανάληψη, συνεχίζοντας έως ότου $\chi_{d,n} \approx \chi_{d,(n-1)}$, αλλά παράλληλα να ισχύει $\chi_{d,n} \leq \chi_{d,(n-1)}$

→ Η διαδικασία αυτή επιλέγεται να μην γίνει, επομένως ισχύουν τα δεδομένα μέχρι και το 17.

20. Ορισμός καινούριων γεωμετρικών παραμέτρων θλιβόμενου πέλματος

-Θεωρείται παντού ίδια τάση σε όλο το μήκος του πέλματος – στη θέση της απομειωμένης τάσεως $\chi_d f_{yb} / \gamma_{M0}$ θα θεωρηθεί απομειωμένη διατομή.

-Υιοθετείται ενεργός διατομή με πλάτος $b_{1,e2}, b_{2,e1}$ και μειωμένο πάχος t_{red} αντίστοιχο του $\chi_{d,n}$

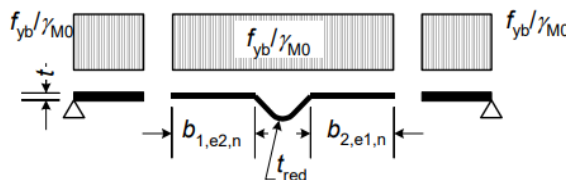


Figure 15.11: Η νέα απομειωμένη διατομή στην περιοχή της ενίσχυσης (από Σχήμα 5.10 του EN 1993-1-3:2006)

21. Η μειωμένη ενεργός επιφάνεια της ενίσχυσης λαμβάνεται ως:

$$\text{Γενικά} \quad A_{s,red} = \min \left\{ \chi_d \cdot A_s \cdot \frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}; A_s \right\} \quad (15.14)$$

$$\text{Συντηρητικά} \quad A_{s,red} = \min \{ \chi_d \cdot A_s; A_s \} \quad (15.15)$$

όπου:

$\sigma_{com,Ed}$ η θλιπτική τάση στο κέντρο βάρους της ενίσχυσης υπολογισμένη με βάση την ενεργό διατομή

Επιλέγεται η χρήση της Σχέσης (15.15):

$$A_{s,red} = \min \{ \chi_d \cdot A_s; A_s \} = \min \{ 0,632 \cdot 101mm^2; 101mm^2 \} = \min \{ 63mm^2; 101mm^2 \} \Leftrightarrow A_{s,red} = 63mm^2$$

22. Μειωμένο πάχος t_{red}

-Κατά τον προσδιορισμό των ιδιοτήτων της ενεργού διατομής το μειωμένο ενεργό εμβαδό $A_{s,red}$ λαμβάνεται υπόψη με εισαγωγή μειωμένου πάχους t_{red} όλων των στοιχείων που περιλαμβάνονται στο A_s , όπως φαίνεται στο Figure 15.11. Είναι:

$$t_{red} = \frac{A_{s,red}}{A_s} \cdot t = \frac{63mm^2}{101mm^2} \cdot 1,5mm \Leftrightarrow t_{red} = 0,947mm$$

23. Διατομή χαλυβδόφυλλου με ενεργό άνω πέλμα και πλήρες κορμό

-Για τη διατομή αυτή θα πρέπει να υπολογιστούν το εμβαδόν, το κέντρο βάρους και η ροπή αδρανείας.

a. Εμβαδόν

Table 15-4: Υπολογισμοί για την εύρεση των εμβαδών της ενεργού διατομής του χαλυβδόφυλλου

Εμβαδά					
Δύο τμημάτων άνω πέλματος $b_{1,e1}$ και $b_{2,e2}$	$A_{b1,e1}$ ή $A_{b2,e2}$	$b_{1,e1} \cdot t$	33,75	mm ²	
Δύο τμημάτων άνω πέλματος εκατέρωθεν ενίσχυσης $b_{1,e2}$ και $b_{2,e1}$	$A_{b1,e2}$ ή $A_{b2,e1}$	$b_{1,e2} \cdot t_{red}$	21,31	mm ²	
Ενίσχυση	$A_{St,red}$	$b_s \cdot t_{red}$	21,18	mm ²	
Κεκλιμένου τμήματος 1	$A_{incl,1}$	$l_{incl1} \cdot t$	44,43	mm ²	
Κεκλιμένου τμήματος 2	$A_{incl,2}$	$l_{incl2} \cdot t$	29,75	mm ²	
Κεκλιμένου τμήματος 3	$A_{incl,3}$	$l_{incl3} \cdot t$	91,56	mm ²	
Κάτω πέλματος	A_{bb}	$b_b \cdot t$	107,01	mm ²	
Ενεργού διατομής χαλυβδόφυλλου (πλάτος αναφοράς)	A_p	sum	570	mm ²	
	A_p	sum	5,7	cm ²	
Ενεργού διατομής χαλυβδόφυλλου (ανά μέτρο)	A_p	A_p/b_s	20,72	cm ² /m	

b. Κέντρο βάρους

$$z_{p,κάτω} = \frac{2 \cdot A_{b1,e1} \cdot z_{b1,e1} + 2 \cdot A_{b1,e2} \cdot z_{b1,e2} + 2 \cdot 0,5 \cdot A_{St,red} \cdot z_{St,red} + A_{incl1} \cdot z_{incl1} + A_{incl2} \cdot z_{incl2} + A_{incl3} \cdot z_{incl3}}{A_p}$$

Table 15-5: Υπολογισμοί για την εύρεση του κέντρου βάρους της ενεργού διατομής του χαλυβδόφυλλου

Στοιχεία	A [mm ²]	z _{K.B.,κάτω} [mm]
Δύο τμημάτων άνω πέλματος $b_{1,e1}$ και $b_{2,e2}$	33,75	$h_p=98,5$
Δύο τμημάτων άνω πέλματος εκατέρωθεν ενίσχυσης $b_{1,e2}$ και $b_{2,e1}$	21,31	$h_p=98,5$
Ενίσχυση	21,18	$h_p - 0,5 \cdot h_s, \text{ver} = 96$
Κεκλιμένου τμήματος 1	44,43	$0,5 \cdot h_{incl,1} = 13,96$
Κεκλιμένου τμήματος 2	29,75	$h_{incl,1} + 0,5 \cdot h_{incl,2} = 35,53$
Κεκλιμένου τμήματος 3	91,56	$h_{incl,1} + h_{incl,2} + 0,5 \cdot h_{incl,3} = 70,44$
Κάτω πέλματος	107,01	0
Ενεργού διατομής χαλυβδόφυλλου (πλάτος αναφοράς)	570	z_{p,κάτω} = 51,13
		z_{p,άνω} = h - z_{p,κάτω} ⇔ z_{p,άνω} = 47,37

c. Ροπή αδρανείας ως προς τον ισχυρό άξονα διατομής y-y

-Αρχικά, θα πρέπει να υπολογιστούν τα ισοδύναμα οριζόντια πάχη (παράλληλα με τον y-y) όλων των κεκλιμένων τμημάτων της διατομής:

Table 15-6: Υπολογισμοί για την εύρεση των ισοδύναμων παχών

Στοιχεία	Γωνία με οριζόντιο επίπεδο [deg]	sinφ	t _{hor} =sinφ*t [mm]
Ενίσχυση	26,56	0,447	2,118
Κεκλιμένου τμήματος 1	68	0,927	1,618
Κεκλιμένου τμήματος 2	50	0,766	1,958
Κεκλιμένου τμήματος 3	67	0,921	1,630

$$I_{yy} = \left\{ \left[\frac{0,5 \cdot b_b \cdot t^3}{12} + (0,5 \cdot A_{bb}) \cdot z_{p,κάτω}^2 \right] + \sum_i \left[\frac{t_{incl,i,hor} \cdot h_{incl,i}^3}{12} + (A_{incl,i}) \cdot (z_{p,κάτω} - z_{incl,i,κάτω})^2 \right] \right. \\ \left. + \left[\frac{b_{1,e1} \cdot t^3}{12} + (A_{b1,e1}) \cdot z_{p,άνω}^2 \right] + \left[\frac{b_{1,e2} \cdot t_{red}^3}{12} + (A_{b1,e2}) \cdot z_{p,άνω}^2 \right] \right. \\ \left. + \left[\frac{t_{s,hor} \cdot (h_s)^3}{12} + (h_s \cdot t_{s,hor}) \cdot \left(\frac{h_s}{2} - z_{p,άνω} \right)^2 \right] \right\} \cdot 2$$

$$\Leftrightarrow I_{yy} = 830.033 \text{mm}^4 = 83 \text{cm}^4$$

$$\bullet \frac{I_{yy}}{b_s} = \frac{830.033 \text{mm}^4}{0,275 \text{m}} \Leftrightarrow \frac{I_{yy}}{b_s} = 301,830 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$$

15.6 Κορμός

Ακολουθείται η διαδικασία του EN 1993-1-3:2006 §5.5.3.4.3.

1. Συντελεστής ποιότητας χάλυβα χαλυβδόφυλλου S320 (όπως και πριν)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{320}} \Leftrightarrow \varepsilon = 0,857$$

2. Το κατάλληλο πλάτος \bar{b} προσδιορίζεται ως εξής:

-Ως κατάλληλο πλάτος για τον κορμό θα ληφθεί το θεωρητικό μήκος ενιαίας κεκλιμένης πλευράς s_w , όπως φαίνεται στο Figure 15.9.

$$\bar{b} = s_w = 109,07mm$$

3. Ο λόγος της απόστασης του κέντρου βάρους της πλήρους διατομής από την άνω ίνα προς την απόσταση του κέντρου βάρους της πλήρους διατομής από την κάτω ίνα είναι:

$$\frac{b_c}{b_t} = \frac{z_{K.B.,\acute{\alpha}\nu\omega}}{z_{K.B.,\kappa\acute{\alpha}\tau\omega}} \Leftrightarrow \frac{b_c}{b_t} = \frac{47,37mm}{51,13mm} \Leftrightarrow \frac{b_c}{b_t} = 0,926$$

Ισχύει η ίδια λογική με το κεφάλαιο 15.5, δηλ. και πάλι το εφελκόμενο πέλμα έχει μεγαλύτερες τιμές ελαστικών ορθών τάσεων από το θλιβόμενο, και άρα εισέρχεται πρώτο στη διαρροή. Με βάση τον Πίνακα 4.1 του EN 1993-1-5:2006 θα είναι:

$\sigma_2 \rightarrow$ η εφελκυστική τάση της πλέον πιο απομακρυσμένης εφελκόμενης ίνας \rightarrow άρα, η κάτω ίνα στη διατομή.

$\sigma_1 \rightarrow$ η θλιπτική τάση της πλέον πιο απομακρυσμένης θλιβόμενης ίνας \rightarrow άρα, η πάνω ίνα στη διατομή.

4. Ο συντελεστής κύρτωσης k_σ λαμβάνεται με βάση τις τιμές για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία
-Εξετάζοντας τη διατομή του φατνώματος του χαλυβδόφυλλου καθ' ύψος, θα είναι:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{-|\sigma_1|} = \frac{b_t}{-|b_c|} = \frac{z_{K.B.,\kappa\acute{\alpha}\tau\omega}}{-|z_{K.B.,\acute{\alpha}\nu\omega}|} = \frac{51,13mm}{-|47,37mm|} \Leftrightarrow \psi = -1,079$$

Δηλ. ισχύει:

$$-3 < \psi = -1,079 < -1$$

Επομένως, θα είναι:

$$k_\sigma = 5,98 \cdot (1 - \psi)^2 = 5,98 \cdot [1 - (-1,079)]^2 \Leftrightarrow k_\sigma = 25,86$$

5. Η ανηγμένη λυγηρότητα από τις κρίσιμες τάσεις για ορθές τάσεις είναι:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon} \cdot \sqrt{\frac{1}{k_\sigma}} = \frac{109,07mm}{28,4 \cdot 1,5mm \cdot 0,857} \cdot \sqrt{\frac{1}{25,86}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_p = 0,588$$

6. Ο μειωτικός συντελεστής για την κύρτωση ρ λαμβάνεται ως εξής:

-Εφαρμόζονται και πάλι οι σχέσεις που δίνονται στον Table 15-3 αλλά αυτήν τη φορά όχι για $\psi = \sigma_2/\sigma_1 = 1$, αλλά για την τιμή που βρέθηκε προηγουμένως.

-Εξετάζεται αρχικά η τιμή της $\bar{\lambda}_p$ και είναι:

$$\bar{\lambda}_p = 0,588 \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot \psi} = 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055 \cdot (-1,079)} = 0,880 \rightarrow \rho = 1$$

- Μείωση την ανηγμένης λυγηρότητας δεν εξετάζεται καθώς ισχύει ότι $\bar{\lambda}_{p,red} \leq \bar{\lambda}_p$, δηλ. και πάλι θα ήταν $\rho = 1$. Σημειώνεται ότι και για το άνω θλιβόμενο πέλμα ίσχυε το ίδιο, αλλά ο υπολογισμός της $\bar{\lambda}_{p,red}$ έγινε για λόγους πληρότητας.

Αυτό σημαίνει ότι η επιρροή της κύρτωσης αγνοείται, όπως και η επιρροή της διατμητικής υστέρησης. Επομένως, ο κορμός λόγω κύρτωσης και λόγω διατμητικής υστέρησης θα είναι όλος ενεργός, και δεν λαμβάνεται καμία απομείωση, δηλ.:

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \frac{\rho \cdot \bar{b}}{1 - \psi} \rightarrow b_{eff} = \rho \cdot b_{c,incl} = 1 \cdot 51,41mm \Leftrightarrow b_{eff} = 51,41mm$$

$$b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} = 0,4 \cdot 51,41mm \Leftrightarrow b_{e1} = 20,56mm$$

$$b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff} = 0,6 \cdot 51,41mm \Leftrightarrow b_{e2} = 30,85mm$$

7. Ενεργές διατομές κορμών

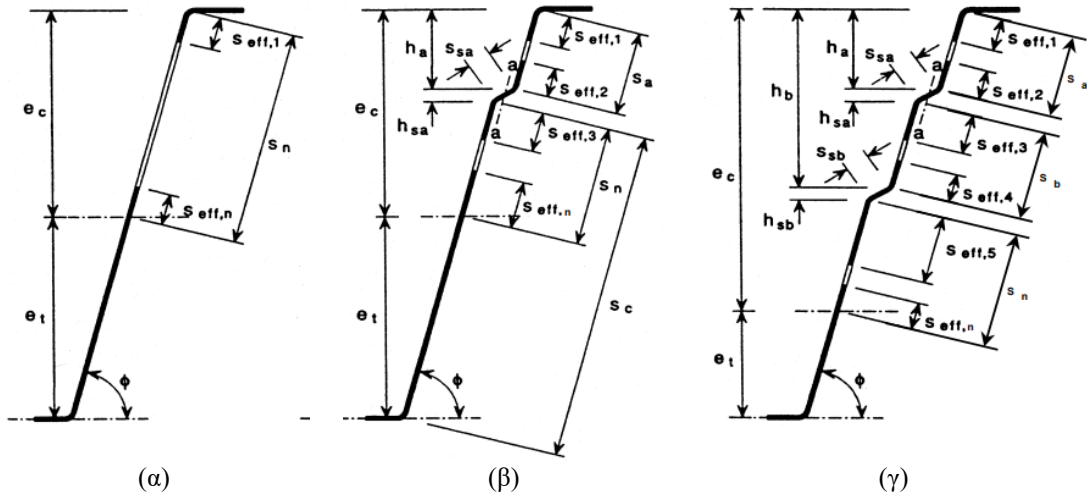


Figure 15.12: Ενεργός διατομή κορμού τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου

(α) χωρίς ενίσχυση, (β) με μία ενίσχυση και (γ) με δύο ενισχύσεις. (από Σχήμα 5.12 του EN 1993-1-3:2006)

-Με βάση το Figure 15.12, η περίπτωση του SYMDECK100 ανήκει ως προς τη μορφή στην κατηγορία (β). Ωστόσο, όπως φαίνεται και στο Figure 15.13, το κέντρο βάρους της διατομής βρίσκεται πιο ψηλά από την ενίσχυση του κορμού. Επομένως, στην περίπτωση αυτήν δε νοείται εξέταση ενεργού τμήματος της ενίσχυσης. Θα πρέπει, όμως, να εξεταστεί εάν προκύπτει ανάγκη αποκοπής μη ενεργού τμήματος της θλιβόμενης ζώνης του κορμού σύμφωνα με τα μεγέθη s_{eff} . Επειδή η θλιβόμενη ζώνη διακόπτεται πριν την ενίσχυση, εξετάζεται ο κορμός όχι μόνο με βάση την κατηγορία (α), αλλά και την (β).

8. Θλιπτική δρώσα τάση στο θλιβόμενο πέλμα

-Αρχικά, η θέση του κέντρου βάρους της ενεργού διατομής υπολογίζεται με βάση τις ενεργές διατομές των πελμάτων και τις πλήρεις διατομές των κορμών. Αυτό έχει γίνει στο τέλος του κεφαλαίου 15.5.

-Θεωρώντας για τον σχεδιασμό ότι θα αναπτυχθεί στην κάτω ίνα εφελκυστική τάση διαρροής που δίνεται από τη Σχέση (15.4), μπορεί να προσδιορισθεί η μέγιστη δρώσα θλιπτική τάση σχεδιασμού $\sigma_{com,Ed}$ στην άνω πλέον θλιβόμενη ίνα του κορμού:

$$\frac{\sigma_{com,Ed}}{b_c} = \frac{f_y/\gamma_{M0}}{b_t} \Leftrightarrow \left(\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) = \frac{b_c}{b_t} \Leftrightarrow \left(\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) = 0,926 \Leftrightarrow \sigma_{com,Ed} = 0,926 \cdot \frac{320MPa}{1} \Leftrightarrow \sigma_{com,Ed} = 296,35MPa$$

όπου:

$\sigma_{com,Ed}$ η θλιπτική τάση του θλιβόμενου πέλματος κατά την επίτευξη της αντοχής της διατομής

9. Το βασικό ενεργό πλάτος για ενεργό το θλιβόμενο πέλμα και πλήρεις διατομές κορμών

$$s_{eff,0} = 0,76 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{com,Ed}}} = 0,76 \cdot 1,5mm \cdot \sqrt{\frac{210.000MPa}{1 \cdot 296,35MPa}} \Leftrightarrow s_{eff,0} = 30,34mm$$

10. Έστω ότι ο κορμός δεν είναι όλος ενεργός \rightarrow Υπολογίζονται οι αρχικές τιμές $s_{eff,1}$ έως $s_{eff,n}$.

a. Με τη λογική του Figure 15.12 (α), επειδή η θλιβόμενη ζώνη σταματάει πριν την ενίσχυση:

$$s_{eff,1} = s_{eff,0} \Leftrightarrow s_{eff,1} = 30,34mm$$

$$s_{eff,n} = 1,5 \cdot s_{eff,0} = 1,5 \cdot 30,34mm \Leftrightarrow s_{eff,n} = 45,51mm$$

b. Με τη λογική του Figure 15.12 (β)

$$s_{eff,1} = s_{eff,0} \Leftrightarrow s_{eff,1} = 30,34mm$$

$$s_{eff,2} = \left(1 + \frac{0,5 \cdot h_a}{e_c}\right) \cdot s_{eff,0} \xleftrightarrow{h_a=e_c} s_{eff,2} = 1,5 \cdot s_{eff,0} = 1,5 \cdot 30,34mm \Leftrightarrow s_{eff,2} = 45,51mm$$

11. Εξέταση εάν το αντίστοιχο επίπεδο στοιχείο είναι εν τέλει πλήρως ενεργό και \rightarrow Διόρθωση των αρχικών τιμών $s_{eff,1}$ έως $s_{eff,n}$.

a. Με τη λογική του Figure 15.12 (α), επειδή η θλιβόμενη ζώνη σταματάει πριν την ενίσχυση:
- Με βάση το Figure 15.13 είναι:

$$s_n = b_{c,incl} \Leftrightarrow s_n = 51,41mm$$

-Με βάση τη σχέση για μη ενισχυμένο κορμό ισχύει:

$$s_{eff,1} + s_{eff,n} = 30,34mm + 45,51mm = 75,85mm \geq s_n = 51,41mm$$

-Επομένως, ολόκληρο ο κορμός είναι ενεργός.

-Γίνεται η εξής διόρθωση:

$$s_{eff,1} = 0,4 \cdot s_n = 0,4 \cdot 51,41mm \Leftrightarrow s_{eff,1} = 20,56mm$$

$$s_{eff,n} = 0,6 \cdot s_n = 0,6 \cdot 51,41mm \Leftrightarrow s_{eff,n} = 30,85mm$$

b. Με τη λογική του Figure 15.12 (β)

- Με βάση το Figure 15.13 είναι:

$$s_a = b_{c,incl} \Leftrightarrow s_a = 51,41mm$$

-Με βάση τη σχέση για έναν κορμό με μία ενίσχυση ισχύει:

$$s_{eff,1} + s_{eff,2} = 30,34mm + 45,51mm = 75,85mm \geq s_a = 51,41mm$$

-Επομένως, ολόκληρο το τμήμα από το θλιβόμενο πέλμα μέχρι το πέρας της θλιβόμενης ζώνης είναι ενεργό.
Δηλ. και ολόκληρος ο κορμός είναι ενεργός.

-Γίνεται η εξής διόρθωση:

$$s_{eff,1} = \frac{s_a}{2 + \frac{0,5 \cdot h_a}{e_c}} \xleftrightarrow{h_a=e_c} s_{eff,1} = \frac{1}{2,5} \cdot s_a = 0,4 \cdot s_a = 0,4 \cdot 51,41mm \Leftrightarrow s_{eff,1} = 20,56mm$$

$$s_{eff,2} = \left(\frac{1 + \frac{0,5 \cdot h_a}{e_c}}{2 + \frac{0,5 \cdot h_a}{e_c}}\right) \cdot s_a \xleftrightarrow{h_a=e_c} s_{eff,2} = \frac{1,5}{2,5} \cdot s_a = 0,6 \cdot s_a = 0,6 \cdot 51,41mm \Leftrightarrow s_{eff,2} = 30,85mm$$

12. Συμπέρασμα

-Με βάση τους προηγούμενους υπολογισμούς, και τα δύο σκεπτικά οδηγούν στο ίδιο αποτέλεσμα.

-Προκύπτει ότι όλος ο κορμός είναι ενεργός, και επομένως η μεθοδολογία του Κανονισμού δε συνεχίζεται, δηλ. δε θα υπολογιστεί μειωμένο πάχος της ενίσχυσης από τη στιγμή που η ενίσχυση εφελκύεται.

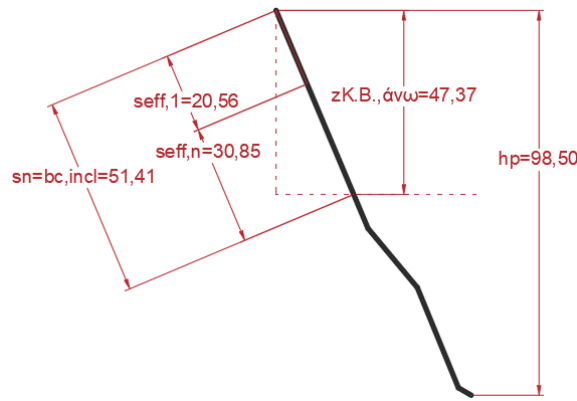


Figure 15.13: Ο κορμός του SYMDECK100 και όλες οι διαστάσεις

15.7 Τελικά, τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου

Με βάση τα προηγούμενα, βρέθηκε η ενεργός διατομή του θλιβόμενου άνω πέλματος και ότι ο κορμός είναι ολόκληρος ενεργός. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι τα γεωμετρικά και αδρανειακά μεγέθη της διατομής είναι αυτά που υπολογίστηκαν στο τέλος του κεφαλαίου 15.5, ήτοι:

$$A_p = 570\text{mm}^2 \quad \text{ή} \quad \frac{A_p}{b_s} = \frac{570\text{mm}^2}{0,275\text{m}} = \frac{5,7\text{cm}^2}{0,275\text{m}} = 20,72 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$z_{p,\acute{\alpha}\nu\omega} = h - z_{p,\acute{\kappa}\acute{\alpha}\tau\omega} \Leftrightarrow z_{p,\acute{\alpha}\nu\omega} = 47,37\text{mm}$$

$$z_{p,\acute{\kappa}\acute{\alpha}\tau\omega} = 51,13\text{mm}$$

$$I_{yy} = 830.033\text{mm}^4 = 83\text{cm}^4 \quad \text{ή} \quad \frac{I_{yy}}{b_s} = \frac{830.033\text{mm}^4}{0,275\text{m}} \Leftrightarrow \frac{I_{yy}}{b_s} = 301,830 \frac{\text{cm}^4}{\text{m}}$$

15.8 Έλεγχος

Φορτία σχεδιασμού χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής

Το χαλυβδόφυλλο ελέγχεται στη φάση κατασκευής, και τα φορτία που παραλαμβάνονται από αυτό είναι:

1. (Μόνιμο 1): Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου με την προσαύξηση λόγω επικαλύψεων
-Όπως δίνεται στο κεφάλαιο 7.2 θα είναι:

$$g_{sheet} = 18 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 22 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

2. (Κινητό 1 – Κατασκευαστικό 1): Ίδιον βάρος ισοδύναμου ομοιόμορφου πάχους πλάκας νωπού σκυροδέματος
-Όπως υπολογίζεται στο κεφάλαιο 7.3 και με τις τελικές τιμές που δίνονται στο κεφάλαιο 7.3.4.
-Από τα φορτία που έχουν υπολογιστεί το χαλυβδόφυλλο παραλαμβάνει μόνον το βάρος από το ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος πλάκας $g_{slab,eq,wet}$. Το συμπαγές τμήμα λόγω της διακοπής του χαλυβδόφυλλου πάνω από τη διαδοκίδα, $g_{slab,cross,wet}$, παραλαμβάνεται αποκλειστικά από τη διαδοκίδα. Άρα:

$$g_{slab,eq,wet} = h_{eq} \cdot \gamma_{c,wet} = 0,29879\text{m} \cdot 26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \Leftrightarrow g_{slab,eq,wet} = 7,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

3. (Κινητό 2 – Κατασκευαστικό 2): Φορτία διάστρωσης
-Όπως δίνεται στο κεφάλαιο 7.3.3.1 και είναι: $q_2 = 1,50\text{kN/m}^2$
4. (Κινητό 3): Κατακόρυφη Ανεμοπίεση
-Όπως δίνεται στο Κεφάλαιο 12 και είναι: $q_{wz} = 0,5\text{kN/m}^2$ (με φορά προς τα κάτω)

Συνδυασμός φορτίσεων ΟΚΑ

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_{c,k} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} &\rightarrow q_{ULS} = \gamma_G \cdot (g_{sheet}) + \gamma_Q \cdot (g_{slab,eq,wet} + q_2) + \gamma_Q \cdot \psi_{0,wind,constr} \cdot q_{wz} \\ &\Leftrightarrow q_{ULS} = 1,35 \cdot 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,5 \cdot \left(7,77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) + 1,5 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ &\Leftrightarrow q_{ULS} = 14,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

Επειδή επιλύεται λωρίδα πλάτους ενός μέτρου, τα φορτία μπορεί να ληφθούν με τις ίδιες τιμές ως kN/m

ΟΚΑ: Έλεγχος καμπτικής ροπής ανοίγματος

1. Δράση καμπτική ροπή → Μέγιστη ροπή αμφιέριστου ανοίγματος χαλυβδόφυλλου

$$M_{y,Ed} = \frac{q_{ULS} \cdot l_{eff}^2}{8} = \frac{14,80 \frac{kN}{m^2} \cdot (2,54m)^2}{8} \Leftrightarrow M_{y,Ed} = 11,935 \frac{kNm}{m}$$

2. Ροπές αντιστάσεως

$$W_{y,eff,\acute{\alpha}\nu\omega} = \frac{I_{yy}}{z_{p,\acute{\alpha}\nu\omega}} = \frac{301,830 \frac{cm^4}{m}}{4,737cm} \Leftrightarrow W_{y,eff,\acute{\alpha}\nu\omega} = 63,72 \frac{cm^3}{m}$$

$$W_{y,eff,κάτω} = \frac{I_{yy}}{z_{p,κάτω}} = \frac{301,830 \frac{cm^4}{m}}{5,113cm} \Leftrightarrow W_{y,eff,κάτω} = 59,03 \frac{cm^3}{m}$$

$$W_{y,eff} = \min(W_{y,eff,\acute{\alpha}\nu\omega}; W_{y,eff,κάτω}) = \min\left(63,72 \frac{cm^3}{m}; 59,03 \frac{cm^3}{m}\right) \Leftrightarrow W_{y,eff} = 59,03 \frac{cm^3}{m}$$

3. Καμπτική ροπή αντοχής χαλυβδόφυλλου

$$M_{y,c,Rd} = W_{y,eff} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 59,03 \frac{cm^3}{m} \cdot \frac{32 \frac{kN}{cm^2}}{1} \Leftrightarrow M_{y,c,Rd} = 18,890 \frac{kNm}{m}$$

4. Έλεγχος:

$$M_{y,c,Rd} = 18,890 \frac{kNm}{m} \geq M_{y,Ed} = 11,935 \frac{kNm}{m} \quad \mathbf{OK (68\%)}$$

ΟΚΑ: Έλεγχος τέμνουσας

1. Δράση τέμνουσα δύναμη

$$V_{Ed} = \frac{q_{ULS} \cdot l_{eff}}{2} = \frac{14,80 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,54m}{2} \Leftrightarrow V_{Ed} = 18,796 \frac{kN}{m}$$

2. Ροπή αδρανείας ενίσχυσης κορμού ως προς τον άξονα a-a

-Για τον υπολογισμό της ροπής αδρανείας της ενίσχυσης του κορμού, πρέπει να ληφθεί ως διατομή εκείνη που δίνεται στην EN 1993-1-3:2006 §5.5.3.4.3 (7). Με βάση αυτήν τη διάταξη η διατομή θα είναι αποτελούμενη από το πλάτος πτύχωσης s_{sa} , που στην ουσία είναι το μήκος της ενίσχυσης όπως φαίνεται στο Figure 15.12 (b), καθώς και δύο γειτονικές λωρίδες, κάθε μία πλάτους $s_{eff,1}$, όπως αυτό έχει υπολογιστεί στο κεφάλαιο 15.6. Η διατομή δίνεται στο Figure 15.14.

-Η ροπή αδρανείας υπολογίζεται ως προς τον κεντροβαρικό άξονα a-a (βλ. Figure 15.14) της διατομής αυτής παράλληλο στα επίπεδα στοιχεία του κορμού. Κατά τον προσδιορισμό της I_s η πιθανή διαφορά στην κλίση των επίπεδων τμημάτων του κορμού εκατέρωθεν της νεύρωσης μπορεί να αγνοηθεί.

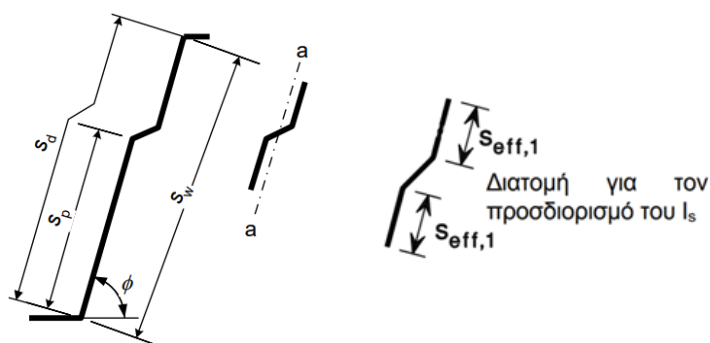


Figure 15.14: Οι διαστάσεις για τον ενισχυμένο κατά τη διαμήκη έννοια κορμό του χαλυβδόφυλλου. Διακρίνεται η διατομή της ενίσχυσης για τον υπολογισμό της ροπής αδρανείας I_s και ο κεντροβαρικός άξονας a-a. (από Σχήματα 5.13 και 6.5 του EN 1993-1-3:2006)

-Η ροπή αδρανείας ως προς τον ισχυρό άξονα a-a της ενεργού διατομής της ενίσχυσης είναι:

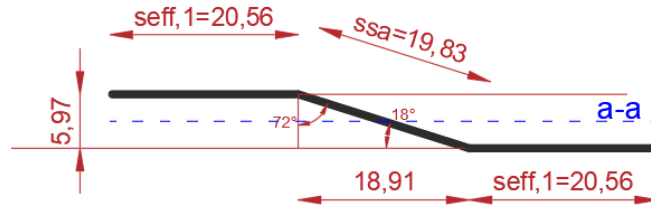


Figure 15.15: Οι διαστάσεις του SYMDECK100 για τον υπολογισμό της ροπής αδρανείας της ενίσχυσης.

$$\bullet \cos \varphi = \frac{t}{t_{stif,hor}} = \cos(72^\circ) \Leftrightarrow t_{stif,hor} = \frac{t}{\cos(72^\circ)} = \frac{1,5mm}{\cos(72^\circ)} \Leftrightarrow t_{stif,hor} = 4,854mm$$

$$\bullet I_s = \left[\frac{s_{eff,1} \cdot t^3}{12} + (s_{eff,1} \cdot t) \cdot z_s^2 \right] \cdot 2 + \frac{t_{stif,hor} \cdot h_{stif}^3}{12}$$

$$\Leftrightarrow I_s = \left[\frac{20,56mm \cdot (1,5mm)^3}{12} + (20,56mm \cdot 1,5mm) \cdot \left(\frac{5,97mm}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 + \frac{4,854mm \cdot (5,97mm)^3}{12}$$

$$\Leftrightarrow I_s = [(5,78mm^4) + (274,79mm^4)] \cdot 2 + 86,07mm^4$$

$$\Leftrightarrow I_s = 647,21mm^4$$

3. Το συνολικό μήκος αναπτύγματος του κορμού (βλ. Figure 15.14):

$$s_d = l_{w,incl,1} + l_{w,incl,2} + l_{w,incl,3} = 29,62mm + 19,83mm + 61,04mm \Leftrightarrow s_d = 110,49mm$$

4. Συντελεστής κύρτωσης για διατμητικές τάσεις

$$k_\tau = 5,34 + \frac{2,10}{t} \cdot \left(\frac{\Sigma I_s}{s_d} \right)^{1/3} = 5,34 + \frac{2,10}{1,5mm} \cdot \left(\frac{647,21mm^4}{110,49mm} \right)^{1/3} \Leftrightarrow k_\tau = 7,86$$

5. Ανηγμένη λυγηρότητα για διατμητικές τάσεις

-Για κορμούς με διαμήκεις ενισχύσεις υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_w = \max \left\{ 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \cdot \sqrt{\frac{5,34}{k_\tau} \cdot \frac{f_{yb}}{E}}; 0,346 \cdot \frac{s_p}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} \right\}$$

$$\Leftrightarrow \bar{\lambda}_w = \max \left\{ 0,346 \cdot \frac{110,49mm}{1,5mm} \cdot \sqrt{\frac{5,34}{7,86} \cdot \frac{320MPa}{210.000MPa}}; 0,346 \cdot \frac{29,62mm}{1,5mm} \cdot \sqrt{\frac{320MPa}{210.000MPa}} \right\}$$

$$\Leftrightarrow \bar{\lambda}_w = \max\{0,820; 0,267\}$$

$$\Leftrightarrow \bar{\lambda}_w = 0,820$$

6. Οριακή τάση έναντι διατμητικού λυγισμού ή οριακή τάση κύρτωσης λόγω διάτμησης

$$\bar{\lambda}_w = 0,820 \leq 0,830 \rightarrow f_{bv} = 0,58 \cdot f_{yb} = 0,58 \cdot 320MPa \Leftrightarrow f_{bv} = 185,6MPa$$

7. Η διατμητική αντοχή ή αλλιώς η τέμνουσα αντοχής $V_{b,Rd}$ για κάθε κορμό του χαλυβδόφυλλου

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w}{\sin \varphi} \cdot t \cdot f_{bv} = \frac{98,5mm}{\sin(68^\circ)} \cdot 1,5mm \cdot 185,6 \frac{N}{mm^2} \Leftrightarrow V_{b,Rd} = 29,57kN \text{ για κάθε κορμό}$$

8. Η διατμητική αντοχή ή αλλιώς η τέμνουσα αντοχής $V_{b,Rd}$ του χαλυβδόφυλλου ανά τρέχον μέτρο

-Ερμηνεύεται ότι με βάση τη διάταξη του κανονισμού η τέμνουσα αντοχής υπολογίζεται με βάση έναν κορμό. Αυτό σημαίνει ότι για να βρεθεί η τέμνουσα αντοχής ανά τρέχον μέτρο, θα πρέπει να θεωρηθεί αυτήν τη φορά πλάτος αναφοράς που να σχετίζεται με τον κορμό. Επομένως, το πλάτος αναφοράς θα είναι ίσο με το μισό πλάτος του φατώματος, δηλ.: $b_{w,s,infl} = b_s/2 = 275mm/2 = 137,5mm$. Άρα,

$$V_{b,Rd} = \frac{V_{b,Rd,w}}{b_{w,s,infl}} = \frac{29,57kN}{137,5mm} \Leftrightarrow V_{b,Rd} = 215,05 \frac{kN}{m}$$

9. Έλεγχος:

$$V_{b,Rd} = 215,05 \frac{kN}{m} \geq V_{Ed} = 18,796 \frac{kN}{m} \quad \mathbf{OK (8,74\%)}$$

ΟΚΑ: Έλεγχος αντίδρασης στη στήριξη

1. Μεθοδολογία

-Αρχικά η διατομή αντιμετωπίζεται με βάση τις διατάξεις για διατομές με δύο ή περισσότερους μη ενισχυμένους κορμούς. Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν τα τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα, όπως φαίνεται στο Figure 15.16.
-Έπειτα η διατομή αντιμετωπίζεται με βάση τις διατάξεις για ενισχυμένους κορμούς.



Figure 15.16: Διατομή τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου, δηλ. διατομή με δύο ή περισσότερους μη ενισχυμένους κορμούς (από [32] και Σχήμα 6.8 του EN 1993-1-3:2006)

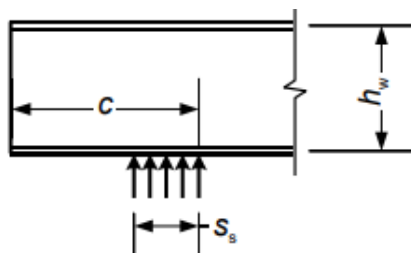
2. Προϋποθέσεις εφαρμογής τύπων για υπολογισμό αντοχής διατομών με δύο ή περισσότερους μη ενισχυμένους κορμούς

- Η καθαρή απόσταση c από την περιοχή κατανομής της δύναμης για την αντίδραση στήριξης έως το ελεύθερο άκρο να είναι τουλάχιστον $40mm$. $\rightarrow c = l_{bs} = 60mm \geq c_{min} = 40mm \quad \mathbf{OK}$
- $r/t = 4mm/1,5mm = 2,667 \leq 10 \quad \mathbf{OK}$
- $h_w/t = 98,5mm/1,5mm = 66 \leq 200 \cdot \sin \varphi = 200 \cdot \sin(68^\circ) = 185 \quad \mathbf{OK}$
- $45^\circ \leq \varphi = 68^\circ \leq 90^\circ \quad \mathbf{OK}$

Άρα, όλες οι προϋποθέσεις ικανοποιούνται. Τα παραπάνω μεγέθη απεικονίζονται στο Figure 15.16.

3. Προσδιορισμός κατηγορίας διατομής με δύο ή περισσότερους μη ενισχυμένους κορμούς

-Ο έλεγχος γίνεται για στήριξη, και επομένως αντίδραση στήριξης. Η στήριξη είναι ακραία και όχι ενδιάμεση, άρα δεν είναι άμεσα κατηγορία 2, και θα πρέπει να γίνει έλεγχος με βάση την καθαρή απόσταση c έως το ελεύθερο άκρο. Είναι: $c = l_{bs} = 60mm \leq 1,5 \cdot h_w = 1,5 \cdot 98,5mm = 147,75mm$, άρα είναι Κατηγορία 1 με βάση το Figure 15.17.



Κατηγορία 1 – Αντίδραση ακραίας στήριξης σε καθαρή απόσταση $c \leq 1,5 \cdot h_w$ από το ελεύθερο άκρο

Figure 15.17: Περιγραφή της κατηγορίας 1 για διατομές με δύο ή περισσότερους μη ενισχυμένους κορμούς. (από Σχήμα 6.9 EN1993-1-3:2006)

4. Τιμή του ενεργού πλάτους εδράσεως l_a

-Για διατομή Κατηγορίας 1 είναι $l_a = 10mm \leq l_{a,max} = 200mm$.

5. Τιμή της σταθεράς a

-Για διατομή Κατηγορίας 1 και χαλυβδόφυλλα είναι $a = 0,075$.

6. Αντοχή σε εγκάρσια (τοπική) δύναμη για τον κάθε κορμό της διατομής του χαλυβδόφυλλου

$$R_{w,Rd} = a \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{0,02 \cdot \frac{l_a}{t}}\right) \cdot \left[2,4 + \left(\frac{\varphi}{90}\right)^2\right] / \gamma_{M1}$$

$$\Leftrightarrow R_{w,Rd} = 0,075 \cdot (1,5mm)^2 \cdot \sqrt{320MPa \cdot 210 \cdot 10^3MPa} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \sqrt{\frac{4mm}{1,5mm}}\right) \cdot \left(0,5 + \sqrt{0,02 \cdot \frac{10mm}{1,5mm}}\right) \cdot \left[2,4 + \left(\frac{68^\circ}{90}\right)^2\right] / 1,1$$

$$\Leftrightarrow R_{w,Rd} = 2.704N = 2,704kN \text{ για κάθε κορμό}$$

7. Αντοχή σε εγκάρσια (τοπική) δύναμη για κάθε κορμό της διατομής του χαλυβδόφυλλου ανά τρέχον μέτρο
-Όπως και στην περίπτωση της αντοχής για τέμνουσα, έτσι και στην περίπτωση της αντοχής έναντι της τοπικής δύναμης αντίδρασης στήριξης το αποτέλεσμα αφορά έναν κορμό. Η αντοχή ανά τρέχον μέτρο και πάλι υπολογίζεται με βάση το πλάτος αναφοράς του κορμού, δηλ. το $b_{w,s,inf1} = 137,5mm$. Άρα:

$$R_{w,Rd} = \frac{R_{w,Rd,w}}{b_{w,s,inf1}} = \frac{2,704kN}{137,5mm} \Leftrightarrow R_{w,Rd} = 19,669 \frac{kN}{m}$$

8. Προϋποθέσεις εφαρμογής τύπων για υπολογισμό αντοχής διατομών με ενισχυμένο κορμό
a. Για διαμήκεις ενισχύσεις κορμού, οι δύο πτυχώσεις του κορμού πρέπει να είναι σε αντίθετες πλευρές του άξονα του κορμού που συνδέει τα σημεία τομής της μέσης γραμμής του κορμού με τις μέσες γραμμές των πελμάτων, όπως δίνεται στο Figure 15.18, πράγμα που ισχύει, άρα **OK**.
b. Η μεγαλύτερη εκκεντρότητα των πτυχώσεων σε σχέση με τον άξονα του κορμού (βλ. Figure 15.18) πρέπει να ικανοποιεί τη συνθήκη: $2 < e_{max}/t = 3,3272mm/1,5mm = 2,22 < 12$ **OK**.
Άρα, όλες οι προϋποθέσεις ικανοποιούνται.

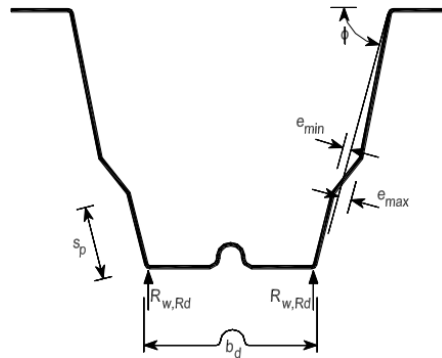


Figure 15.18: Οι εκκεντρότητες από τον άξονα του ενισχυμένου κορμού. (από Σχήμα 6.10 του EN 1993-1-3:2006)

9. Ο συντελεστής $\kappa_{a,s}$
-Η μικρότερη εκκεντρότητα των πτυχώσεων σε σχέση με τον άξονα του κορμού (βλ. Figure 15.18) είναι ίση με $e_{min} = 1,5738mm$
-Το ανάπτυγμα του πλάτους του φορτιζόμενου πέλματος (βλ. Figure 15.18) για το SYMDECK100 είναι ίσο με το πλάτος του κάτω πέλματος της αυλάκωσης (μη ενισχυμένο), δηλ. $b_d = b_b = 71,34mm$ (βλ. Figure 15.2).
-Το κεκλιμένο ύψος του επιπέδου κορμού που είναι πιο κοντά στο φορτιζόμενο πέλμα (βλ. Figure 15.18) είναι ίσο με $s_p = l_{incl,1} = 29,62mm$
-Επομένως:

$$\kappa_{a,s} = \min \left\{ 1,45 - 0,05 \cdot \frac{e_{max}}{t} ; 0,95 + 35.000 \cdot t^2 \cdot \frac{e_{min}}{b_d^2 \cdot s_p} \right\}$$

$$\Leftrightarrow \kappa_{a,s} = \min \left\{ 1,45 - 0,05 \cdot \frac{3,3272mm}{1,5mm} ; 0,95 + 35.000 \cdot (1,5mm)^2 \cdot \frac{1,5738mm}{(71,34mm)^2 \cdot 29,62mm} \right\}$$

$$\Leftrightarrow \kappa_{a,s} = \min \{ 1,339 ; 1,772 \}$$

$$\Leftrightarrow \kappa_{a,s} = 1,339$$

10. Αντοχή σε εγκάρσια (τοπική) δύναμη για κάθε κορμό της διατομής του χαλυβδόφυλλου λαμβάνοντας και την ενίσχυση

$$R_{w,Rd,st} = \kappa_{a,s} \cdot R_{w,Rd} = 1,339 \cdot 2.704N = 3,621kN \text{ για κάθε κορμό}$$

11. Αντοχή σε εγκάρσια (τοπική) δύναμη για κάθε κορμό της διατομής του χαλυβδόφυλλου ανά τρέχον μέτρο λαμβάνοντας και την ενίσχυση

$$R_{w,Rd,st} = \frac{R_{w,Rd,st,w}}{b_{w,s,inf1}} = \frac{3,621kN}{137,5mm} \Leftrightarrow R_{w,Rd} = 26,332 \frac{kN}{m}$$

12. Έλεγχος:

$$V_{b,Rd} = 26,332 \frac{kN}{m} \geq F_{Ed} = V_{Ed} = 18,796 \frac{kN}{m} \text{ OK (71, 38\%)}$$

ΟΚΛ: Έλεγχος βέλους κάμψεως χαλυβδόφυλλου στη φάση κατασκευής

Έλεγχος με βάση την EN 1994-1-1:2004 §9.6 (2)

Το EN που αναφέρεται σε κτήρια παρέχει μία διάταξη με συγκεκριμένο έλεγχο βελών για το χαλυβδόφυλλο στη φάση κατασκευής. Συγκεκριμένα, με βάση την EN 1994-1-1:2004 §9.6 (2) το βέλος δ_s του χαλυβδόφυλλου λόγω του ίδιου του βάρους και του βάρους του υγρού σκυροδέματος, εξαιρουμένου του φορτίου κατασκευής, δεν πρέπει να υπερβαίνει το $\delta_{s,max}$. Τιμές του $\delta_{s,max}$ μπορούν να δίνονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι $L/180$, όπου L είναι το ενεργό άνοιγμα μεταξύ στηρίξεων (προσωρινά υποστηρίγματα θεωρούνται στηρίξεις με την παρούσα έννοια). Σημειώνεται ότι εφαρμόζεται και η EN 1994-2:2005 §2.3.1 (2) και λαμβάνεται πρόσθετο βάρος λόγω ponding.

-Το φορτίο ΟΚΛ με βάση τη διάταξη:

$$q_{SLS,9.6(2)} = g_{sheeting} + g_{slab,eq,wet} = \left(0,22 \frac{kN}{m^2}\right) + 1 \cdot \left(7,77 \frac{kN}{m^2}\right) \Leftrightarrow q_{SLS,9.6(2)} = 7,99 \frac{kN}{m^2}$$

-Το μέγιστο βέλος στο μέσον του αμφιέρειστου χαλυβδόφυλλου θα είναι:

$$\delta_s = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLS,9.6(2)} \cdot l_{eff}^4}{E \cdot I_{yy}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,99 \frac{kN}{m^2} \cdot (254cm)^4}{210 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2} \cdot 301,83 \frac{cm^4}{m}} \Leftrightarrow \delta_s = 0,0068m = 0,68cm = 6,8mm$$

-Έλεγχος:

$$\delta_s = 6,8mm = \frac{L}{373} \leq \delta_{s,max} = \frac{L}{180} = \frac{2.540mm}{180} = 14,11mm \quad \mathbf{OK (48,19\%)}$$

Έλεγχος με βάση BS NA.2.15 [BS EN 1994-1-1:2004 §9.6 (2)]

Στο βρετανικό εθνικό προσάρτημα προτείνονται διαφορετικά όρια ελέγχου:

- Χωρίς να ληφθεί πρόσθετο βάρος υγρού σκυροδέματος λόγω ponding: $\delta_{s,max} = \min[(L/180); 20mm]$.
- Λαμβάνοντας πρόσθετο βάρος υγρού σκυροδέματος λόγω ponding: $\delta_{s,max} = \min[(L/130); 30mm]$.

Έλεγχος με βάση α.

$$q_{SLS,BS NA.2.15 (a)} = g_{sheeting} + g_{slab,eq,0} = \left(0,22 \frac{kN}{m^2}\right) + 1 \cdot \left(7,62 \frac{kN}{m^2}\right) \Leftrightarrow q_{SLS,9.6(2)} = 7,84 \frac{kN}{m^2}$$

$$\delta_s = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLS,BS NA.2.15 (a)} \cdot l_{eff}^4}{E \cdot I_{yy}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,84 \frac{kN}{m^2} \cdot (254cm)^4}{210 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2} \cdot 301,83 \frac{cm^4}{m}} \Leftrightarrow \delta_s = 0,0067m = 0,67cm = 6,7mm$$

$$\delta_s = 6,7mm = \frac{L}{379} \leq \delta_{s,max} = \min\left(\frac{L}{180}; 20mm\right) = \min\left(\frac{2.540mm}{180}; 20mm\right) = 14,11mm \quad \mathbf{OK (47,48\%)}$$

Έλεγχος με βάση β.

$$q_{SLS,BS NA.2.15 (b)} = q_{SLS,9.6(2)} = 7,99 \frac{kN}{m^2} \rightarrow \delta_s = 6,8mm$$

$$\delta_s = 6,8mm = \frac{L}{373} \leq \delta_{s,max} = \min\left(\frac{L}{130}; 30mm\right) = \min\left(\frac{2.540mm}{130}; 30mm\right) = 19,53mm \quad \mathbf{OK (34,82\%)}$$

Σχόλιο: σημειώνεται ότι το EN των γεφυρών δεν έχει καμία αναφορά για έλεγχο βελών χαλυβδόφυλλου.

Έλεγχος με βάση όρια ENV 1993-1-1:1992 Πίνακας 4.1

Θα εφαρμοστούν τα όρια που αναφέρονται σε πατώματα γενικά. Σημειώνεται ότι στην περίπτωση του χαλυβδόφυλλου δεν ελέγχονται χρόνιες μεταβολές του βέλους, ούτε μελετάται αντιβέλος. Επομένως, οι έλεγχοι αυτοί μπορεί για την περίπτωση του χαλυβδόφυλλου να γραφτούν ως εξής:

- Μέγιστο τελικό βέλος λόγω συνολικού φορτίου: $\delta_{max,limit} = L/250$.
- Μέγιστο βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων: $\delta_{2,limit} = L/300$.

Έλεγχος με βάση α.: Βέλος λόγω συνολικών φορτίων

-Το φορτίο ΟΚΛ πρέπει να λαμβάνεται για συχνό συνδυασμό:

$$\begin{aligned} \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{ki} &\rightarrow q_{SLS} = (g_{sheeting}) + \psi_{2,i} \cdot (g_{slab,eq,wet} + q_2) \\ \Leftrightarrow q_{SLS} &= 0,22 \frac{kN}{m^2} + 1 \cdot \left(7,77 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \frac{kN}{m^2} \right) \\ \Leftrightarrow q_{SLS} &= 9,49 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

-Το μέγιστο βέλος στο μέσον του αμφιέριπτου χαλυβδόφυλλου θα είναι:

$$\delta_s = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLS} \cdot l_{eff}^4}{E \cdot I_{yy}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,49 \frac{kN}{m^2} \cdot (254cm)^4}{210 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2} \cdot 301,83 \frac{cm^4}{m}} \Leftrightarrow \delta_s = 0,0081m = 0,81cm = 8,1mm$$

$$\delta_s = 8,1mm = \frac{L}{313} \leq \delta_{max,limit} = \frac{L}{250} = \frac{2.540mm}{250} = 10,16mm \text{ OK (79,72\%)}$$

Ελεγχος με βάση b.: Βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων

-Το φορτίο ΟΚΛ θα είναι το άθροισμα των ωφέλιμων φορτίων

$$\begin{aligned} \sum_{i \geq 1} Q_{ki} \rightarrow q_{SLS,2} &= g_{slab,eq,wet} + q_2 + q_{wz} \Leftrightarrow q_{SLS,2} = 7,77 \frac{kN}{m^2} + 1,50 \frac{kN}{m^2} + 0,50 \frac{kN}{m^2} \Leftrightarrow q_{SLS,2} = 9,77 \frac{kN}{m^2} \\ \delta_s &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{SLS,2} \cdot l_{eff}^4}{E \cdot I_{yy}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{9,77 \frac{kN}{m^2} \cdot (254cm)^4}{210 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2} \cdot 301,83 \frac{cm^4}{m}} \Leftrightarrow \delta_s = 0,00835m = 0,835cm = 8,35mm \end{aligned}$$

$$\delta_s = 8,35mm = \frac{L}{304} \leq \delta_{2,limit} = \frac{L}{300} = \frac{2.540mm}{300} = 8,46mm \text{ OK (98,69\%)}$$

16 Έλεγχος διαδοκίδας

16.1 Φάση κατασκευής: Ευστάθεια αμιγώς χαλύβδινης διαδοκίδας

Φορτία ελέγχου

Κατά τη φάση κατασκευής η αμιγώς μεταλλική διαδοκίδα καλείται να παραλάβει τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τον συνδυασμό ΟΚΑ στη φάση κατασκευής. Τα φορτία που λαμβάνονται είναι:

1. (Μόνιμο 1): Ίδιον βάρος της μεταλλικής διαδοκίδας
2. (Μόνιμο 2): Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου με την προσαύξηση λόγω επικαλύψεων
3. (Κινητό 1 – Κατασκευαστικό 1): Ίδιον βάρος ισοδύναμου ομοιόμορφου πάχους πλάκας νωπού σκυροδέματος
4. (Κινητό 2– Κατασκευαστικό 2): Φορτία διάστρωσης
5. (Κινητό 3): Κατακόρυφη Ανεμοπίεση για φάση κατασκευής με φορά παράλληλη με τη βαρύτητα

Συνδυασμός φορτίων ΟΚΑ για φάση κατασκευής

Για αυτά τα φορτία ο συνδυασμός φορτίσεων ΟΚΑ για τη φάση κατασκευής θα είναι:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_Q Q_{c,k} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$
$$\rightarrow q_{ULS} = \gamma_G \cdot (g_a + g_{sheet}) + \gamma_Q \cdot (g_{slab,eq,wet} + q_2) + \gamma_Q \cdot \psi_{0,wind,constr} \cdot q_{wz}$$
$$\rightarrow q_{ULS} = 1,35 \cdot (g_a + g_{sheet}) + 1,5 \cdot (g_{slab,eq,wet} + q_2) + 1,5 \cdot 0,8 \cdot q_{wz}$$
$$\rightarrow q_{ULS} = 1,35 \cdot (g_a + g_{sheet}) + 1,5 \cdot (g_{slab,eq,wet} + q_2) + 1,2 \cdot q_{wz}$$

Εντατικά μεγέθη διαδοκίδων στη φάση κατασκευής

Από την ανάλυση στο Sofistik η διαδοκίδα δέχεται α) καμπτική ροπή κατά τον ισχυρό άξονα $M_{y,Ed}$, β) αξονικές δυνάμεις N_{ed} εφελκυστικές για τις δύο-τρεις διαδοκίδες που βρίσκονται στην αρχή και στο πέρας του ανοίγματος της γέφυρας και θλιπτικές για τις υπόλοιπες διαδοκίδες. Προκύπτουν και καμπτικές ροπές κατά τον ασθενή άξονα $M_{z,Ed}$ αλλά οι τιμές τους είναι ίσες με το 1,5% των $M_{y,Ed}$ και θεωρούνται αμελητέες.

Κατηγορία και απαραίτητος έλεγχος μέλους

Υπό την επιρροή των $M_{y,Ed}$ και των θλιπτικών N_{ed} οι διαδοκίδες θα πρέπει να ελέγχονται έναντι ευστάθειας λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση των δύο εντατικών αυτών μεγεθών. Λόγω του γεγονότος ότι οι καμπτικές ροπές έχουν μεγάλες τιμές, οι τάσεις κατά μήκος των διαδοκίδων είναι εφελκυστικές και θλιπτικές. Επομένως, για να βρεθεί η κατηγορία της διατομής χρησιμοποιείται ο ακριβής προσδιορισμός του λογισμικού με βάση τις αναπτυσσόμενες τάσεις. Με βάση την ανάλυση αυτή προκύπτει ότι η αμιγώς χαλύβδινη διατομή ανήκει στην Κατηγορία 3.

Εξασφάλιση διαδοκίδας στη φάση κατασκευής

Ο έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη περιλαμβάνει τις διαδοκίδες χωρίς καμία πλευρική εξασφάλιση, και επομένως ως μήκος λυγισμού τους λαμβάνεται το συνολικό τους μήκος. Γενικά, κατά τη φάση κατασκευής οι διαδοκίδες ως αμιγώς μεταλλικές δε συνεργάζονται ακόμη με το σκυρόδεμα της πλάκας σκυροδέματος, καθώς αυτό είναι ακόμη νωπό. Επομένως, και λαμβάνοντας υπόψη και το γεγονός ότι το χαλυβδόφυλλο δεν μπορεί να προσδίδει πλευρική εξασφάλιση, οι διαδοκίδες δεν περνούν τον έλεγχο ευστάθειας χωρίς να χρειάζεται να αυξηθούν οι διαστάσεις της διατομής σε μη λογικά μεγέθη. Βέβαια, το πρόβλημα αυτό λαμβάνει μέρος μόνον κατά τη φάση κατασκευής. Στη φάση λειτουργίας αποκαθίσταται η σύμμικτη λειτουργία και το άνω πέλμα της δοκού, το οποίο είναι αυτό που θλίβεται, εξασφαλίζεται πλέον πλευρικά από την πλάκα σκυροδέματος παρεμποδίζοντας έτσι τον πλευρικό λυγισμό.

Όπως προαναφέρθηκε, η αμιγώς χαλύβδινη διαδοκίδα δεν επαρκεί σε έλεγχο στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα και ούτε σε έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μέλους υπό θλίψη και κάμψη. Επομένως, στη φάση κατασκευής υποχρεωτικά θα πρέπει να υλοποιηθεί πλευρική δέσμευση των διαδοκίδων.

Για τη μελετώμενη γέφυρα επιλέγεται χρήση οριζόντιων χιαστί συνδέσμων οι οποίοι θα περνούν στο ύψος του άνω πέλματος, έτσι ώστε να επικεντρώσουν την πλευρική εξασφάλιση ακριβώς σε αυτό. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι αρκεί να τοποθετηθούν ανά κάποια φατνώματα, ενώ παράλληλα στα κομβοελάσματα – όπου οι χιαστί σύνδεσμοι συνδέονται με το άνω πέλμα των διαδοκίδων – θα συνδέονται και ορθοστάτες, οι οποίοι θα τρέχουν σε όλο το μήκος της γέφυρας. Οι ορθοστάτες θα συνδέονται με όλες τις διαδοκίδες, και λόγω του γεγονότος ότι συνδέονται με τα χιαστί θα εξασφαλίζουν πλευρικά τις διαδοκίδες στα σημεία σύνδεσης, μειώνοντας έτσι το μήκος λυγισμού, το οποίο πλέον θα λαμβάνεται μεταξύ αυτών των σημείων σύνδεσης.

Τονίζεται ότι το σύστημα των οριζόντιων συνδέσμων και ορθοστατών **αφαιρείται όταν αναπτυχθεί η συνεργασία των δυο υλικών**. Επίσης, σημειώνεται ότι γενικά θα πρέπει να ελέγχεται πόσα από τα φατνώματα αυτά ευσταθοποιούνται. Η λεπτομέρεια της διαμόρφωσης του συστήματος των χιαστί στην περίπτωση κυρίων δοκών μιας υφιστάμενης γέφυρας με διατομές τύπου L για όλα τα μέλη και κομβοελάσματα δίνεται στο Figure 16.1.



Figure 16.1: Παράδειγμα πλευρικής εξασφάλισης με χρήση οριζόντιων χιαστί συνδέσμων και ορθοστατών με διατομές τύπου L για την περίπτωση κυρίων δοκών (από [55])

Βήματα υπολογισμού στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μελών σταθερής διατομής υπό θλίψη και κάμψη

1. *Μήκη λυγισμού* $L_{cr,y}, L_{cr,z}, L_T$

- $L_{cr,y}$: Για εκτροπή κατά τον ασθενή άξονα z της διατομής δεν υπάρχει κάποια πλευρική εξασφάλιση και για αυτό για τον λυγισμό περί τον ισχυρό άξονα (κατά y) λαμβάνεται:

$$L_{cr,y} = L_{cross\ beam,total} = 31m$$

- $L_{cr,z}, L_T$: Για εκτροπή κατά τον ισχυρό άξονα y λαμβάνεται ως κρίσιμο μήκος λυγισμού το μήκος ανάμεσα στα σημεία που είναι πλευρικά εξασφαλισμένα. Άρα, τόσο για το καμπτικό λυγισμό περί τον ασθενή άξονα (κατά z) όσο και για τον πλευρικό λυγισμό και τον υπολογισμό της κρίσιμης ροπής M_{cr} λαμβάνεται:

$$L_{cr,z} = L_T = \frac{L_{cross\ beam,total}}{n_{lateral\ restraint\ parts}} = \frac{31m}{6} \Leftrightarrow L_{cr,z} = L_T = 5,17m$$

Υπολογισμοί καμπτικού λυγισμού

Σκοπός είναι ο υπολογισμός των μειωτικών συντελεστών χ_y και χ_z και των κρίσιμων φορτίων $N_{cr,y}$ και $N_{cr,z}$

2. *Ελαστικά κρίσιμα φορτία καμπτικού λυγισμού:*

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{yy}}{L_{cr,y}^2} \quad (16.1)$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{zz}}{L_{cr,z}^2} \quad (16.2)$$

3. *Ανηγμένες λυγηρότητες καμπτικού λυγισμού:*

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,y}}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}} \quad (16.3)$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,z}}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}} \quad (16.4)$$

4. *Καμπύλη λυγισμού και συντελεστή ατελειών a*

-Με βάση τον Πίνακα 8.3 του prEN 1993-1-1:2020 για συγκολλητές διατομές τύπου διπλού-ταυ I η καμπύλη λυγισμού και ο συντελεστής ατελειών a θα προκύπτει για κάθε ποιότητα χάλυβα με βάση όσα δίνονται στον Table 16-1.

Table 16-1: Όρια για τον προσδιορισμό της καμπύλης λυγισμού και ο αντίστοιχος συντελεστής ατελειών α μόνο για την περίπτωση συγκολλητών διατομών μορφής I (τιμήμα από Πίνακα 8.3 του prEN 1993-1-1:2020)

Τύπος διατομής	Όρια	Λυγισμός περί άξονα	Καμπύλη λυγισμού	α
Συγκολλητή διατομή μορφής I	$t_f \leq 40mm$	y-y	b	0,34
		z-z	c	0,49
	$t_f > 40mm$	y-y	c	0,49
		z-z	d	0,76

-Από τον Table 16-1 προκύπτει ότι μεγαλύτερα πάχη πελμάτων δίνουν πιο συντηρητικές τιμές για τον συντελεστή ατελειών. Για αυτό για τη συγκολλητή διατομή μορφής I με άνισα πέλματα κρίνεται ότι θα πρέπει να γίνεται χρήση του παχύτερου ελάσματος, ανεξάρτητα από το εάν αυτό εφελκύεται ή θλίβεται. Επομένως, είναι:

$$t_f = t_{f,max} \Rightarrow t_f = \max(t_{fo}; t_{fu})$$

-Για τις διατομές της διαδοκίδας προκύπτει πάντα ότι $t_f = t_{f,max} = \max(t_{fo}; t_{fu}) > 40mm$. Άρα, για λυγισμό περί τον y-y \rightarrow καμπ. c $\rightarrow \alpha_y = 0,49$ και για λυγισμό περί τον z-z \rightarrow καμπ. d $\rightarrow \alpha_z = 0,76$.

5. Μειωτικοί συντελεστές χ_y και χ_z

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \text{ και } \Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad (16.5)$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \text{ και } \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \quad (16.6)$$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) \quad (16.7)$$

6. Αντοχή έναντι καμπτικού λυγισμού $N_{b,Rd}$ για διατομές κατηγορίας 3

$$N_{b,i,Rd} = \frac{\chi_i \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,y,Rd} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ και } N_{b,z,Rd} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \text{ και } N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (16.8)$$

Υπολογισμοί πλευρικού λυγισμού

7. Συντελεστής μήκους λυγισμού (effective length) 1: k

-Όπως αναγράφεται στην ENV 1993-1-1:1992 §F.1.2 (3) και στην [3], ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο εγκάρσιο προς τη φόρτιση επίπεδο (δηλ. για κατακόρυφα φορτία στο οριζόντιο επίπεδο) και είναι ανάλογος του συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L του θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα.

-Ανάλογα με τις τιμές του k προσδιορίζονται και οι τιμές των συντελεστών C_1 , C_2 και C_3 .

-Οι τιμές του λαμβάνονται από την ENV 1993-1-1:1992 §F.1.2 (2) και δίνονται στον Table 16-2

Table 16-2: Τιμές συντελεστή k [από ENV 1993-1-1:1992 §F.1.2 (2)]

Περίπτωση	Περιγραφή	k
<i>No fixity</i>	-Για απλές στηρίξεις (γενικά, π.χ. αμφιέριστη δοκό, αμφιαρθρωτή κλπ.) -Για περιπτώσεις όπου και τα δύο άκρα του πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος μπορούν να προσομοιωθούν με απλές στρεπτικές στηρίξεις [3]	$k = 1$
<i>Full fixity</i>	-Για πλήρη πάκτωση	$k = 0,5$
<i>One end fixed and one end free</i>	-Για περιπτώσεις όπου το ένα άκρο είναι απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο	$k = 0,7$

-Για τη μελετώμενη γέφυρα για την περίπτωση α) της αμφιαρθρωτής ουσιαστικά διαδοκίδας και β) για το τμήμα μεταξύ των εξασφαλισμένων πλευρικά σημείων θεωρείται δυνατή η προσομοίωση με απλές στρεπτικές στηρίξεις και θα είναι:

$$k = 1$$

8. Συντελεστής μήκους λυγισμού (effective length) 2: k_w

-Σύμφωνα με την ENV 1993-1-1:1992 §F.1.2 (2) ισχύουν οι ίδιες περιπτώσεις και τιμές που αφορούν και την περίπτωση του συντελεστή k και δίνονται στον Table 16-2.

-Γενικά, όπως αναγράφεται και στην ENV 1993-1-1:1992 §F.1.2 (4) ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου ενός μέλους (end warping) και λαμβάνεται ίσος προς 1.0. Η τιμή αυτή αντιστοιχεί σε άκρα με ελεύθερη στρέβλωση [3]. Διαφορετική τιμή θα λαμβάνεται μόνον όταν έχουν ληφθεί μέτρα «πάκτωσης» έναντι στρέβλωσης.

-Η υπόθεση άκρων ελεύθερα στρεβλούμενων είναι μία συντηρητική παραδοχή. Η αντοχή έναντι πλευρικού λυγισμού θα ήταν μεγαλύτερη εάν υπήρχε δέσμευση των άκρων της δοκού ώστε να περιορίζεται, ολικά ή μερικά, η στρέβλωση των ακραίων διατομών. Αυτό θα συνέβαινε εάν το άκρο π.χ. ήταν συγκολλημένο σε ένα απαραμόρφωτο (μεγάλου πάχους) έλασμα. Επειδή ο βαθμός στον οποίο εξαναγκάζεται η ακραία διατομή να παραμείνει επίπεδη είναι δύσκολο να ελεγχθεί, ο όποιος περιορισμός της δυνατότητας στρέβλωσης θα πρέπει να αγνοηθεί και θα πρέπει να λαμβάνεται $k_w=1,0$ (διαφορετικά είναι εφικτές μικρότερες τιμές).

-Σύμφωνα με την ENV 1993-1-1:1992 §F.1.2 (4), εάν δεν λαμβάνονται ειδικές διατάξεις για τη δέσμευση της στρέβλωσης στα άκρα της δοκού (π.χ. διαμέσου μιας μετωπικής πλάκας) τότε συντηρητικά και χωρίς καμία άλλη υπόθεση θα είναι:

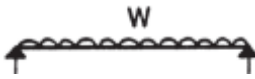
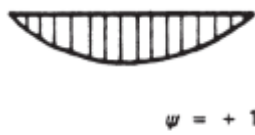


$$k_w = 1$$

9. Συντελεστές C_1, C_2, C_3

-Για τον αρχικό έλεγχο λαμβάνονται οι τιμές που αντιστοιχούν σε διάγραμμα ροπών αμφιέριστης δοκού.

-Για τον έλεγχο ανάμεσα στα πλευρικά εξασφαλισμένα σημεία, θα θεωρηθεί ότι στο τμήμα που αναπτύσσεται η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed}$, το διάγραμμα ροπών του τμήματος αυτού είναι ορθογωνικό (συντηρητική παραδοχή).

Table 16-3: Τιμές συντελεστών C_1, C_2, C_3 για τις δύο περιπτώσεις υπολογισμού και $k=1$ (από Πίνακα F.1.2 του ENV 1993-1-1:1992)

Διαδοκίδα	Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών $[M_{y,Ed}]$	k	C_1	C_2	C_3
Χωρίς ενδιάμεση πλευρική εξασφάλιση			1	1,132	0,459	0,525
Με ενδιάμεση πλευρική εξασφάλιση			1	1	-	1

10. Η ροπή αδρανείας $I_{fo,zz}$ του άνω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής:

$$I_{fo,zz} = \frac{t_{fo} \cdot b_{fo}^3}{12} \quad (16.9)$$

11. Η ροπή αδρανείας $I_{fu,zz}$ του κάτω πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής:

$$I_{fu,zz} = \frac{t_{fu} \cdot b_{fu}^3}{12} \quad (16.10)$$

12. Σταθερά στρέβλωσης I_w συγκολλητής διατομής μορφής διπλού-ταυ

a) Σχέση 1:

$$I_w = \frac{1}{4} \cdot I_{zz} \cdot h_{a,tot}^2 \quad (16.11)$$

b) Σχέση 2:

$$I_w = \frac{1}{4} \cdot I_{zz} \cdot h_{flange\ centers}^2 \Leftrightarrow I_w = \frac{1}{4} \cdot I_{zz} \cdot \left(h_{a,tot} - \frac{t_{fo}}{2} - \frac{t_{fu}}{2} \right)^2 \quad (16.12)$$

c) Σχέση 3:

$$I_w = \frac{I_{f_0,zz} \cdot I_{f_u,zz}}{I_{zz}} \cdot h_{flange\ centers}^2 \Leftrightarrow I_w = \frac{I_{f_0,zz} \cdot I_{f_u,zz}}{I_{zz}} \cdot \left(h_{a,tot} - \frac{t_{f_0}}{2} - \frac{t_{f_u}}{2} \right)^2 \quad (16.13)$$

d) Σχέση κατά SSRC 1998, Picard and Beaulieu 1991:

$$d' = h_{a,tot} - \frac{t_{f_0}}{2} - \frac{t_{f_u}}{2} \quad (16.14)$$

$$a = \frac{1}{1 + \left(\frac{b_{f_0}}{b_{f_u}} \right)^3 \cdot \left(\frac{t_{f_0}}{t_{f_u}} \right)} \quad (16.15)$$

$$I_w = \frac{(d')^2 \cdot b_{f_0}^3 \cdot t_{f_0} \cdot a}{12} \quad (16.16)$$

-Σχόλιο: Στο Sofistik το I_w συμβολίζεται ως CM (*warping resistance*) και υπάρχει πλήρη ταύτιση με τον τύπο κατά SSRC 1998, Picard and Beaulieu 1991.

13. Σταθερά στρέψης I_t συγκολλητής διατομής μορφής διπλού-ταυ

-Για την περίπτωση μιας συγκολλητής διατομής μορφής διπλού-ταυ θα δίνεται από τις εξής σχέσεις:

a) Γενική σχέση:

$$I_t = \sum_i \frac{b_i \cdot t_i^3}{3} \Leftrightarrow I_t = \frac{b_{f_0} \cdot t_{f_0}^3 + h_w \cdot t_w^3 + b_{f_u} \cdot t_{f_u}^3}{3} \quad (16.17)$$

b) Σχέση κατά SSRC 1998:

$$d' = h_{a,tot} - \frac{(t_{f_0} + t_{f_u})}{2} \quad (16.18)$$

$$I_t = \sum_i \frac{b_i \cdot t_i^3}{3} \Leftrightarrow I_t = \frac{b_{f_0} \cdot t_{f_0}^3 + d' \cdot t_w^3 + b_{f_u} \cdot t_{f_u}^3}{3} \quad (16.19)$$

14. Κέντρο βάρους αμιγώς μεταλλικής διατομής (C ή K.B.)

- $z_{a,K.B.}$ θα είναι η απόσταση μετρούμενη από την άνω ίνα της σιδηροδοκού

- $z_{a,K.B,u}$ = $h_{a,tot} - z_{a,K.B.}$ θα είναι η απόσταση μετρούμενη από την κάτω ίνα της σιδηροδοκού

15. Κέντρο διάτμησης (*shear center SC* ή *S*)

-Για την εύρεση του κέντρου διατμήσεως λαμβάνοντα τα εξής:

a. Σε μία διατομή διπλής συμμετρίας το κέντρο διατμήσεως ταυτίζεται με το κέντρο βάρους της διατομής.

b. Σε μία μονοσυμμετρική διατομή μορφής διπλού-ταυ με άνισα πέλματα το κέντρο διατμήσεως θα βρίσκεται πάνω στον άξονα συμμετρίας και μπορεί να υπολογισθεί με χρήση των επόμενων σχέσεων:

$$y_{sc} = 0 \quad (16.20)$$

$$h_{flange\ centers} = h_{a,tot} - \frac{t_{f_0}}{2} - \frac{t_{f_u}}{2} \quad (16.21)$$

$$e = \frac{t_{f_0} \cdot b_{f_0}^3 \cdot h_{flange\ centers}}{t_{f_0} \cdot b_{f_0}^3 + t_{f_u} \cdot b_{f_u}^3} \quad (16.22)$$

$$z_{sc,u} = e + \frac{t_{f_u}}{2} \quad (16.23)$$

$$z_{sc} = h_{a,tot} - z_{sc,u} \Leftrightarrow z_{sc} = h_{a,tot} - \left(e + \frac{t_{f_u}}{2} \right) \quad (16.24)$$

όπου:

$z_{sc,u}$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης μετρούμενη από την κάτω ίνα της σιδηροδοκού

z_{sc} η απόσταση του κέντρου διάτμησης μετρούμενη από την άνω ίνα της σιδηροδοκού

-Σχόλιο 1: Τα αποτελέσματα από τους υπολογισμούς με χρήση των Σχέσεων (16.20) έως (16.24) συμπίπτουν πλήρως με τα αποτελέσματα του Sofistik για τον υπολογισμό του κέντρου διατμήσεως.

-Σχόλιο 2: Γενικά το κέντρο διατμήσεως για μία συγκολλητή διατομή διπλού ταυ ακολουθεί την ίδια λογική με το κέντρο βάρους της διατομής, δηλ. εμφανίζεται πιο κοντά στην περιοχή με το περισσότερο υλικό. Το κέντρο διάτμησης όμως θα βρίσκεται ακόμα πιο κοντά στην περιοχή αυτή. Δηλ.

-εάν το κάτω πέλμα είναι μεγαλύτερο από το άνω πέλμα τότε το κέντρο διατμήσεως θα είναι χαμηλότερα από το κέντρο βάρους.

-εάν το άνω πέλμα είναι μεγαλύτερο από το κάτω πέλμα τότε το κέντρο διατμήσεως, θα είναι ψηλότερα από το κέντρο βάρους.

16. Η τεταγμένη z_s του κέντρου διατμήσεως ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y-y$.

-Η τεταγμένη μετριέται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένη με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής. Για τους υπολογισμούς λαμβάνονται τα εξής:

a. Σε μία διατομή διπλής συμμετρίας όπου το κέντρο διατμήσεως ταυτίζεται με το κέντρο βάρους της διατομής θα είναι: $z_s = 0$

b. Σε μία μονοσυμμετρική διατομή μορφής διπλού-ταυ με άνισα πέλματα

i. Εάν θλιβεται το άνω πέλμα: $z_s = z_{a,K.B.} - z_{sc}$

ii. Εάν θλιβεται το κάτω πέλμα: $z_s = z_{sc} - z_{a,K.B.}$

17. Η τεταγμένη z_a του σημείου εφαρμογής του φορτίου ή της δύναμης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y-y$

-Η τεταγμένη μετριέται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένη με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής.

a. Εάν τα φορτία ασκούνται στο Κ.Β. της διατομής, τότε: $z_a = 0$

b. Εάν θλιβεται το άνω πέλμα και τα φορτία ασκούνται στο άνω πέλμα: $z_a = +z_{a,K.B.}$ (δηλ. θετικός αριθμός)

c. Εάν θλιβεται το κάτω πέλμα και τα φορτία ασκούνται στο άνω πέλμα: $z_s = -z_{a,K.B.,u}$ (δηλ. αρνητικός αριθμός)

18. Η απόσταση z_g του κέντρου διατμήσεως από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

$$z_g = z_a - z_s \quad (16.25)$$

19. Η παράμετρος z_j που εκφράζει τον βαθμό της ασυμμετρίας μιας διατομής σε σχέση με τον ισχυρό της άξονα

-Για τον προσδιορισμό της παραμέτρου ισχύουν τα εξής:

a. Για διατομές διπλής συμμετρίας θα είναι:

$$z_j = 0$$

b. Γενικά ή για διατομές που δεν είναι διπλής συμμετρίας από την ENV 1993-1-1:1992 §F.1.2 (1):

$$z_j = z_a - \frac{\int_A [z \cdot (y^2 + z^2)] dA}{2 \cdot I_{yy}} \quad (16.26)$$

c. Για διατομές διπλού ταυ με απλή συμμετρία (μονοσυμμετρικές διατομές) που έχουν άνισα πέλματα μπορεί να γίνει υπολογισμός με βάση τις παρακάτω προσεγγιστικές σχέσεις από την ENV 1993-1-1:1992 §F.1.4 (2):

-Η ροπή αδρανείας θλιβόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$$I_{fc} = I_{f0,zz} \text{ ή } I_{fu,zz} \quad (16.27)$$

-Η ροπή αδρανείας εφελκόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα της διατομής

$$I_{ft} = I_{f0,zz} \text{ ή } I_{fu,zz} \quad (16.28)$$

-Η συντελεστής β_f :

$$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}} \quad (16.29)$$

-Για την απόσταση h_s των κέντρων διάτμησης των πελμάτων, εάν πρόκειται για ορθογωνικά πέλματα, δηλ. με σταθερή και συμμετρική διατομή, τότε το κέντρο διάτμησης του πέλματος ταυτίζεται με το κέντρο βάρους τους πέλματος και επομένως:

$$h_s = h_{flange\ centers} \Leftrightarrow h_s = h_{a,tot} - \frac{t_{fo}}{2} - \frac{t_{fu}}{2} \quad (16.30)$$

-Το z_j θα προκύπτει ως:

$$\text{Αν } \beta_f > 0,5 \rightarrow z_j = 0,8 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot \frac{h_s}{2} \quad (16.31)$$

$$\text{Αν } \beta_f < 0,5 \rightarrow z_j = 1,0 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot \frac{h_s}{2} \quad (16.32)$$

20. Η κρίσιμη ροπή M_{cr}

-Με βάση την ENV 1993-1-1:1992 §F.1.2 (1), θα υπολογίζεται από τον γενικό τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L_T)^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_T)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\} \quad (16.33)$$

21. Η ροπή αντίστασης W_y

-Για κατηγορία 3 θα είναι:

$$W_y = W_{el,y} \quad (16.34)$$

22. Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,class\ 3} \cdot f_y}{M_{cr}}} \Leftrightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (16.35)$$

23. Καμπύλη λυγισμού και συντελεστής ατελειών α_{LT}

-Με βάση τον Πίνακα 8.4 του prEN 1993-1-1:2020 για συγκολλητές διατομές τύπου διπλού ταυ I η καμπύλη λυγισμού και ο συντελεστής ατελειών α_{LT} θα προκύπτει από τα εξής:

-Το πλάτος b για τους υπολογισμούς θα λαμβάνεται ως το πλάτος του μικρότερου πέλματος ανεξάρτητα αν θλίβεται ή εφελκύεται. Η διατομή μορφώνεται έτσι ώστε το άνω πέλμα να έχει μικρότερο πλάτος από το κάτω, άρα:

$$b_{min} = \min(b_{fo}; b_{fu}) \Leftrightarrow b_{min} = b_{fo} \quad (16.36)$$

Table 16-4: Όρια για τον προσδιορισμό της καμπύλης λυγισμού και ο αντίστοιχος συντελεστής ατελειών α_{LT} μόνο για την περίπτωση συγκολλητών διατομών μορφής I (από Πίνακα 8.4 του prEN 1993-1-1:2020)

Τύπος διατομής	Όρια	Καμπύλη λυγισμού	α_{LT}
Συγκολλητή διατομή μορφής I	$h/b_{min} \leq 2$	c	0,49
	$h/b_{min} > 2$	d	0,76

-Για τις διατομές της διαδοκίδας προκύπτει πάντα ότι $h/b_{min} > 2 \rightarrow \text{καμπ. } d \rightarrow \alpha_{LT} = 0,76$

24. Μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \quad (16.37)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (16.38)$$

25. Αντοχή έναντι πλευρικού λυγισμού $M_{b,Rd}$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}}{\gamma_{M1}} \Leftrightarrow M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot (W_{y,class 3} \cdot f_y)}{\gamma_{M1}} \Leftrightarrow M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot (W_{el,y} \cdot f_y)}{\gamma_{M1}} \quad (16.39)$$

Μέθοδος Α για κατηγορία 3

Για τον έλεγχο της αλληλεπίδρασης ροπής και θλιπτικής αξονικής δύναμης χρησιμοποιείται η Μέθοδος Α του Παραρτήματος Α του EN 1993-1-1, ως η πιο ακριβής σε σχέση με τη Μέθοδο Β. Παρακάτω δίνονται μόνον τα βήματα υπολογισμού που αφορούν διατομές κατηγορίας 3.

26. Ακτίνες αδρανείας

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} \quad (16.40)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{zz}}{A}} \quad (16.41)$$

27. Η πολική ροπή αδράνειας της διατομής ως προς το κέντρο διάτμησης:

a. Γενική περίπτωση:

$$i_M^2 = i_y^2 + i_z^2 + y_{SC}^2 + z_{SC}^2 \Leftrightarrow i_M = \sqrt{i_y^2 + i_z^2 + y_{SC}^2 + z_{SC}^2} \quad (16.42)$$

όπου:

y_{SC}, z_{SC} ο συντεταγμένες του κέντρου διατμήσεως ως προς το κέντρο βάρους της διατομής (ή γενικώς ως προς τον κύριο άξονα συντεταγμένων της διατομής)

b. Για περίπτωση διατομής διπλής συμμετρίας θα είναι:

$$i_M^2 = i_p^2 \Leftrightarrow i_M^2 = i_y^2 + i_z^2 \Leftrightarrow i_M = \sqrt{i_y^2 + i_z^2} \quad (16.43)$$

28. Το ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρεπτικού λυγισμού δίνεται ως εξής:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_M^2} \cdot \left(G \cdot I_T + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_T^2} \right) \quad (16.44)$$

29. Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_0$ για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής περί ισχυρού πάντα άξονα ($M_{y,Ed}$) υπολογίζεται ως εξής:

-Γενικά, ο υπολογισμός αφορά κανονιστικά (εξ' ορισμού) σταθερή τιμή καμπτικής ροπής. Άρα, στον Πίνακα F.1.1 του ENV 1993-1-1:1992 πρόκειται για την περίπτωση όπου $\psi = +1$ (ορθογωνικό διάγραμμα καμπτικής ροπής). Επομένως, για οποιαδήποτε τιμή του $k \rightarrow$ θα είναι πάντα $C_1 = 1$, $C_2 = 0$ και $C_3 = 1$ (για $k = 1$) ή 1,113 (για $k = 0,7$) ή 1,144 (για $k = 0,5$). Άρα, η γενική μορφή της σχέσης υπολογισμού για το M_{cr} θα είναι:

$$M_{cr,0} = 1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L_T)^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L_T)^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (-C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0,5} - (-C_3 \cdot z_j) \right\} \quad (16.45)$$

-Λαμβάνεται $k_w = 1$

-Λαμβάνεται $k = 1$

-Από Πίνακα F.1.1 του ENV 1993-1-1:1992 για ορθογωνικό διάγραμμα καμπτικής ροπής ($\psi = +1$) και για $k = 1 \rightarrow$ θα είναι $C_1 = 1$, $C_2 = 0$, $C_3 = 1$

-Για τις τιμές αυτές υπολογίζεται η τιμή της κρίσιμης ροπής M_{cr}

30. Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_0$ θα είναι:

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr,0}}} \quad (16.46)$$

31. Προσδιορίζεται το όριο για τις περιπτώσεις υπολογισμών με βάση την ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_0$

$$\bar{\lambda}_{0,cases} = 0,2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)} \quad (16.47)$$

όπου:

C_1 ο συντελεστής που εξαρτάται από τη φόρτιση και τις συνοριακές συνθήκες. Σε αυτήν την περίπτωση πρέπει να λαμβάνεται ο πραγματικός συντελεστής C_1 από τον υπολογισμό της M_{cr} της δοκού υπό την πραγματική φόρτιση, και όχι ο $C_1 = 1$ από τον υπολογισμό της $M_{cr,0}$ για την εύρεση του $\bar{\lambda}_0$

32. Ο συντελεστής ισοδύναμης ροπής $C_{my,0}$

a. Για τον έλεγχο της αμφιέριστης δοκού θα λαμβάνεται η σχέση για παραβολικό διάγραμμα ροπών $M_{y,Ed}$:

$$C_{my,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \quad (16.48)$$

b. Για τον έλεγχο της αμφιέριστης δοκού με πλευρικές εξασφαλίσεις θα λαμβάνεται η σχέση για ορθογωνικό διάγραμμα ροπών $M_{y,Ed}$ μεταξύ των πλευρικών εξασφαλίσεων, δηλ. για $\psi_y = +1$:

$$C_{my,0} = 0,79 + 0,21 \cdot \psi_y + 0,36 \cdot (\psi_y - 0,33) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \quad (16.49)$$

$$\Leftrightarrow C_{my,0} = 0,79 + 0,21 \cdot 1 + 0,36 \cdot (1 - 0,33) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}$$

$$\Leftrightarrow C_{my,0} = 1 + 0,2412 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \quad (16.50)$$

33. Βοηθητικοί συντελεστές και συντελεστές C_{my} , C_{mLT} για διατομές κατηγορίας 3:

-Οι βοηθητικοί συντελεστές για τον υπολογισμό των C_{my} , C_{mLT} είναι:

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} \quad (16.51)$$

$$a_{LT} = \max\left(1 - \frac{I_T}{I_{yy}} ; 0\right) \quad (16.52)$$

-Οι σχέσεις υπολογισμού των C_{my} , C_{mLT} είναι:

Table 16-5: Σχέσεις υπολογισμού C_{my} , C_{mLT} ανάλογα με την τιμή του $\bar{\lambda}_0$

Για $\bar{\lambda}_0 \leq \bar{\lambda}_{0,cases}$	Για $\bar{\lambda}_0 > \bar{\lambda}_{0,cases}$
$C_{my} = C_{my,0}$	$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}}$
$C_{mLT} = 1$	$C_{mLT} = \max\left\{C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} ; 1\right\}$

34. Συντελεστές μ_y, μ_z

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \quad (16.53)$$

$$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \quad (16.54)$$

35. Συντελεστές αλληλεπίδρασης για διατομές κατηγορίας 3 σύμφωνα με τη Μέθοδο A

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \quad (16.55)$$

$$k_{zy} = C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \quad (16.56)$$

36. Σχέσεις ελέγχου για τις διαδοκίδες

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (16.57)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (16.58)$$

Αποτελέσματα

Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά αμιγώς χαλύβδινης διατομής διαδοκίδας

Table 16-6: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά αμιγώς χαλύβδινης διατομής διαδοκίδας

Built up I profile -1.510-500-700-20-30-55			
Συνολικό ύψος διατομής	$h_{a,tot}$	1.510	mm
Πλάτος άνω πέλματος	b_{fo}	500	mm
Πάχος άνω πέλματος	t_{fo}	30	mm
Ύψος κορμού μεταξύ παρειών πελμάτων	$h_{w,brutto}$	1.425	mm
Πάχος κορμού	t_w	20	mm
Πλάτος κάτω πέλματος	b_{fu}	700	mm
Πάχος κάτω πέλματος	t_{fu}	55	mm
Εμβαδόν άνω πέλματος	A_{fo}	150	cm ²
Εμβαδόν κορμού	A_w	285	cm ²
Εμβαδόν κάτω πέλματος	A_{fu}	385	cm ²
Εμβαδόν διατομής	A_a	820	cm ²
Απόσταση κέντρου βάρους από άνω ίνα σιδηροδοκού	$z_{K.B.,a}$	95,69	cm
Απόσταση κέντρου βάρους από άνω ίνα πλάκας σκυροδέματος	z_a	130,69	cm
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ισχυρό άξονα	$I_{yy,a}$	3.008.709,97	cm ⁴
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ισχυρό άξονα	$I_{zz,a}$	188.553,33	cm ⁴
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα ανώτερης ίνας	$W_{el,y,ao}$	31.443,58	cm ³
Ροπή αντίστασης περί τον ισχυρό άξονα κατώτερης ίνας	$W_{el,y,au}$	54.393,26	cm ³

Κατηγορία διατομής

Καθώς η διατομή δέχεται και κάμψη και αξονική, για τον προσδιορισμό της κατηγορίας γίνεται χρήση του Sofistik, το οποίο προσδιορίζει για κάθε διατομή την Κατηγορία με βάση τις αναπτυσσόμενες τάσεις. Από αυτήν την ανάλυση προκύπτει ότι για τον συνδυασμό ΟΚΑ στη φάση κατασκευής η διατομή της διαδοκίδας είναι το πολύ Κατηγορία 3.

Table 16-7: Αποτελέσματα υπολογισμών βάσει Σχέσεων (16.1) έως (16.8)

Υπολογισμός για καμπτικό λυγισμό		Πλευρική εξασφάλιση		
		Χωρίς	Με	
Ισχυρό άξονα				
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ισχυρό άξονα	$I_{yy,a}$	3.008.710		cm ⁴
Μήκος καμπτικού λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα	$L_{cr,y}$	31	31	m
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα	$N_{cr,y}$	64.890	64.890	kN
Ανηγμένη λυγηρότητα περί τον ισχυρό άξονα	$\lambda_{pavla-y}$	0,670	0,670	[-]
Καμπύλη λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα	[-]	c		[-]
Συν/στης ατελειών περί τον ισχυρό άξονα	α_y	0,49		[-]
Συντελεστής Φ περί τον ισχυρό άξονα	Φ_y	0,839	0,839	[-]
Μειωτικός συντελεστής καμπτικού λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα	χ_y	0,743	0,743	[-]
Αξονική δύναμη αντοχής πλευρικού λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα	$N_{b,y,Rd}$	19.669	19.669	kN
Δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη	$N_{com,Ed}$	707,8		kN
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου πλευρικού λυγισμού	$N_{com,Ed}/N_{b,y,Rd}$	0,036	0,036	[-]
Έλεγχος	Check	OK	OK	[-]
Ασθενή άξονα				
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ασθενή άξονα	$I_{zz,a}$	188.553		cm ⁴
Μήκος καμπτικού λυγισμού περί τον ασθενή άξονα	$L_{cr,z}$	31	5,167	m
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο λυγισμού περί τον ασθενή άξονα	$N_{cr,z}$	4.067	146.397	kN
Ανηγμένη λυγηρότητα περί το ασθενή άξονα	$\lambda_{pavla-z}$	2,676	0,446	[-]
Καμπύλη λυγισμού περί τον ασθενή άξονα	[-]	d		[-]
Συν/στης ατελειών περί τον ασθενή άξονα	α_z	0,76		[-]
Συντελεστής Φ περί τον ασθενή άξονα	Φ_z	5,021	0,693	[-]
Μειωτικός συντελεστής καμπτικού λυγισμού περί τον ασθενή άξονα	χ_z	0,108	0,817	[-]
Αξονική δύναμη αντοχής πλευρικού λυγισμού περί τον ασθενή άξονα	$N_{b,z,Rd}$	2.855	21.634	kN
Δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη	$N_{com,Ed}$	707,8		kN
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου πλευρικού λυγισμού	$N_{com,Ed}/N_{b,z,Rd}$	0,248	0,033	[-]
Έλεγχος	Check	OK	OK	[-]

Table 16-8: Αποτελέσματα υπολογισμών βάσει Σχέσεων (16.9) έως (16.39)

Υπολογισμός M_{cr}		Πλ. εξασφάλιση		
		Χωρίς	Με	
Μήκος πλευρικού λυγισμού	L_T	31	5,167	m
Συν/στης συνθηκών στρέψης στα άκρα	k	1	1	[-]
Συν/στης συνθηκών στρέβλωσης στα άκρα	k_w	1	1	[-]
Συν/στης 1 βάσει διαγράμματος [M] και συν/στη k	C_1	1,132	1	[-]
Συν/στης 2 βάσει διαγράμματος [M] και συν/στη k	C_2	0,459	0	[-]
Συν/στης 3 βάσει διαγράμματος [M] και συν/στη k	C_3	0,525	1	[-]
Σταθερά στρέψης	I_t	4.723		cm ⁴
Σταθερά στρέβλωσης	I_w	561.392.310		cm ⁶
Απόσταση Κ.Β. από άνω ίνα σιδηροδοκού	$Z_{K.B.,a}$	957		mm
Απόσταση Κ.Δ. από άνω ίνα σιδηροδοκού	Z_{sc}	1.239		mm
Απόσταση Κ.Δ. από Κ.Β.	Z_s	-282		mm
Απόσταση σημείου εφαρμογής δύναμης από Κ.Β.	Z_α	957		mm
Απόσταση Κ.Δ. από σημείο εφαρμογής δύναμης	Z_g	1.239		mm
Ροπή αδρανείας θλιβόμενου πέλματος ως προς ασθενή άξονα	$I_{fc}=I_{fo,zz}$	31.250		cm ⁴
Ροπή αδρανείας εφελκόμενου πέλματος ως προς ασθενή άξονα	$I_{ft}=I_{fu,zz}$	157.208		cm ⁴
Βοηθητικός συντελεστής ροπών αδρανείας πελμάτων	β_f	0,166		[-]
Απόσταση Κ.Δ. πελμάτων	h_s	1.468		mm
Παράμετρος βαθμού ασυμμετρίας ως προς τον ισχυρό άξονα	Z_j	-490		mm
Κρίσιμη ροπή	M_{cr}	2.573	38.179	kNm
Cross Section Class	[-]	3		[-]
Ροπή αντίστασης ως προς τον ισχυρό άξονα	$W_y=W_{el,y}$	31.444		cm ³
Όριο διαρροής	f_y	355		MPa
Ανηγμένη λυγηρότητα	λ_{LT}	2,083	0,541	[-]
Συντελεστής ατελειών	a_{LT}	0,76		[-]
Συντελεστής Φ	Φ_{LT}	3,385	0,776	[-]
Μειωτικός συντελεστής πλευρικού λυγισμού	χ_{LT}	0,165	0,751	[-]

Υπολογισμός M_{cr}		Πλ. εξασφάλιση		
		Χωρίς	Με	
Συντ/στης ασφαλείας	γ_{M1}	1,1		[-]
Ροπή αντοχής πλευρικού λυγισμού	$M_{b,Rd}$	1.676	7.620	kNm
Δρώσα καμπτική ροπή περί τον ισχυρό άξονα	$M_{y,Ed}$	6.556		kNm
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου πλευρικού λυγισμού	$M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$	3,911	0,860	[-]
Έλεγχος	Check	FAIL	OK	[-]

Table 16-9: Αποτελέσματα υπολογισμών βάσει Σχέσεων (16.40) έως (16.58)

Μέθοδος Α για διατομή Κατηγορίας 3		Πλευρική εξασφάλιση		
		Χωρίς	Με	
Ακτίνα αδρανείας περί τον ισχυρό άξονα	i_y	60,57		cm
Ακτίνα αδρανείας περί τον ασθενή άξονα	i_z	15,16		cm
Πολική ροπή αδρανείας	i_M	68,53		cm
Μήκος πλευρικού λυγισμού	L_T	31	5,167	m
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο στρεπτικού λυγισμού	$N_{cr,T}$	10.702	100.942	kN
Για την εύρεση της ανηγμένης λυγηρότητας λ_0				
Συν/στης συνθηκών στρέψης στα άκρα	k	1		[-]
Συν/στης συνθηκών στρέβλωσης στα άκρα	k_w	1		[-]
Συν/στης 1 βάσει διαγράμματος [M] και συν/στη k	C_1	1		[-]
Συν/στης 2 βάσει διαγράμματος [M] και συν/στη k	C_2	0		[-]
Συν/στης 3 βάσει διαγράμματος [M] και συν/στη k	C_3	1		[-]
Κρίσιμη ροπή για σταθερή τιμή ροπής και υπολογισμό λ_0	$M_{cr,0}$	3.364	38.179	kNm
Ανηγμένη λυγηρότητα	λ_0	1,822	0,541	[-]
Για τον υπολογισμό των c_{my}, c_{mLT}				
Συν/στης 1 βάσει διαγράμματος [M] και συν/στη k	C_1	1,132	1	[-]
Όριο περιπτώσεων βάσει ανηγμένης λυγηρότητας λ_0	$\lambda_{0,cases}$	0,199	0,199	[-]
Περίπτωση	[-]	$\lambda_0 \geq \lambda_{0,cases}$	$\lambda_0 \geq \lambda_{0,cases}$	[-]
Λόγος ροπών στα άκρα του τμήματος	ψ		1	[-]
Βασικός συν/στης για την εύρεση του c_{my} , c_{mLT}	$c_{my,0}$	1,000	1,003	[-]
Βοηθητικός συν/στης για την εύρεση του c_{my}	ϵ_y	24,155	24,155	[-]
Βοηθητικός συν/στης για την εύρεση του c_{my} , c_{mLT}	a_{LT}	0,998	0,998	[-]
Συντελεστής 1 για εύρεση k_{yy}, k_{zy}	c_{my}	1,000	1,000	[-]
Συντελεστής 2 για εύρεση k_{yy}, k_{zy}	c_{mLT}	1,137	1,005	[-]
Υπολογισμός k_{yy}, k_{zy}				
Συντελεστής 3 για k_{yy}	μ_y	0,997	0,997	[-]
Συντελεστής 4 για k_{zy}	μ_z	0,842	0,999	[-]
Συντελεστής αλληλεπίδρασης Σχέσης 1	k_{yy}	1,146	1,014	[-]
Συντελεστής αλληλεπίδρασης Σχέσης 2	k_{zy}	0,968	1,016	[-]
Έλεγχος				
Ροπή αντοχής	$M_{y,Rk}$	11.162	11.162	kNm
Βαθμός εκμετάλλευσης πλευρικού λυγισμού	$M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$	3,911	0,860	[-]
Όρος 1 εξίσωσης 1:	$N_{com,Ed}/N_{b,y,Rd}$	0,036	0,036	[-]
Όρος 2 εξίσωσης 1:	$k_{yy} * M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$	4,483	0,872	[-]
Εξίσωση 1	[-]	4,519	0,908	[-]
Check		FAIL	OK	[-]
Όρος 1 εξίσωσης 2:	$N_{com,Ed}/N_{b,z,Rd}$	0,248	0,033	[-]
Όρος 2 εξίσωσης 2:	$k_{zy} * M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$	3,784	0,874	[-]
Εξίσωση 2		4,032	0,907	[-]
Check		FAIL	OK	[-]

Επομένως, στηρίζοντας τη διαδοκίδα με την επιλεγμένη διατομή, έτσι ώστε να χωρίζεται σε 6 ίσα τμήματα μήκους 5,1m, το μέλος θα επαρκεί έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό αξονική θλίψη και καμπτική ροπή.

Table 16-10: Αποτελέσματα ελέγχου για διατομές στις θέσεις $X=3,6,144,147m$ με πλευρική εξασφάλιση (5,1m)

Built Up I Cross Section	$M_{y,Ed}/M_{b,Rd}$	0,833	[-]	Εξίσωση 1	0,873	[-]
1510-500-700-20-30-75	$N_{com,Ed}/N_{b,y,Rd}$	0,031	[-]	Εξίσωση 2	0,871	[-]
	$N_{com,Ed}/N_{b,z,Rd}$	0,027	[-]			[-]

16.2 Συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος

Οι διαδοκίδες σχεδιάζονται με διατμητική σύνδεση σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος, και επομένως θα πρέπει να προσδιοριστεί το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος. Από τη στιγμή που οι διαδοκίδες ισαπέχουν μεταξύ τους ανά 3m όλες θα έχουν το ίδιο συνεργαζόμενο πλάτος, εκτός από τις ακραίες διαδοκίδες, δηλ. τη διαδοκίδα στην αρχή και στο τέλος. Οι υπολογισμοί δίνονται παρακάτω.

1. Απόσταση μεταξύ διαδοκίδων

- Είναι σταθερή για όλες τις ενδιάμεσες διαδοκίδες και ίση με $l_{cross} = 3m$

2. Απόσταση μεταξύ κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσεων, b_0

- Η απόσταση b_0 είναι η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσεων και απεικονίζεται στο Figure 16.2.

- Κατά τη διαδικασία έναρξης της προδιαστασιολόγησης δεν έχει πραγματοποιηθεί ακόμη διάταξη των διατμητικών ήλων, και σε αυτές τις περιπτώσεις είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι:

$$b_0 = 0m$$

- Στην περίπτωση των διαδοκίδων της γέφυρας τα τελικά αποτελέσματα δεν επηρεάζονται από την τιμή της b_0 .

3. Πλευρά υπολογισμού – Δείκτης i

- Στα επόμενα που ακολουθούν ορίζονται ορισμένες αποστάσεις πάνω στην τομή της διατομής, όπως το διαθέσιμο γεωμετρικό πλάτος b_i ή οι τιμές των ενεργών πλατών κάθε πλευράς b_{ei} .

- Κάθε μία από αυτές τις διαστάσεις έχει δύο τιμές, την τιμή αριστερά του άξονα της δοκού (έστω δείκτης 1) και δεξιά του άξονα της δοκού (έστω δείκτης 2). Βλέπε και Figure 16.2.

4. Υπολογισμός (διαθέσιμων) γεωμετρικών πλατών b_1, b_2 ή αλλιώς $b_{g,1}, b_{g,2}$

Για την κάθε περίπτωση χωριστά (αριστερά του άξονα και δεξιά του άξονα) η κάθε b_i προσδιορίζεται ως εξής:

•Θέση έναρξης μέτρησης:

a. Για γνωστή διάταξη ήλων, η b_i ξεκινάει από τον εξωτερικό διατμητικό σύνδεσμο. Αυτή η περίπτωση απεικονίζεται στο Figure 16.2.

b. Για άγνωστη διάταξη ήλων (δηλ. στην περίπτωση προδιαστασιολόγησης), η b_i ξεκινάει από το κέντρο της δοκού.

•Θέση πέρατος μέτρησης:

a. Στην περίπτωση σκυροδέματος μεταξύ παράλληλων κορμών, η b_i φτάνει έως το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών, μετρούμενη στο μέσο-πάχος του πέλματος σκυροδέματος.

b. Στην περίπτωση ελεύθερου άκρου, η b_i φτάνει έως το ελεύθερο άκρο αυτό.

- Για τη μελετώμενη γέφυρα και για τις ενδιάμεσες διαδοκίδες, στην περίπτωση αρχικού σχεδιασμού αγνοούνται οι διατμητικοί ήλοι, και άρα λαμβάνεται $b_0 = 0$, δηλ. οι αποστάσεις μετρούνται από το κέντρο της δοκού. Εκατέρωθεν του άξονα μιας ενδιάμεσης διαδοκίδας υπάρχουν και άλλες διαδοκίδες, και άρα είναι η περίπτωση παράλληλων κορμών και η μέτρηση γίνεται έως το μέσον της απόστασης μεταξύ των 2 παράλληλων κορμών μετρώντας στο μέσο-πάχος του πέλματος σκυροδέματος. Επομένως, από το κέντρο της δοκού μέχρι το μέσον της απόστασης μεταξύ παράλληλων κορμών είναι:

$$b_1 \text{ ή } b_{g,1} = b_2 \text{ ή } b_{g,2} = \frac{l_{cross}}{2} = \frac{3m}{2} \Leftrightarrow b_1 \text{ ή } b_{g,1} = 1,5m$$

- Για γνωστή διάταξη ήλων, η παραπάνω σχέση τροποποιείται ως εξής:

$$b_1 \text{ ή } b_{g,1} = b_2 \text{ ή } b_{g,2} = \frac{l_{cross} - b_0}{2}$$

5. Στατικό σύστημα για τους υπολογισμούς και μήκος θεωρητικού ανοίγματος

- Το άνοιγμα της διαδοκίδας μελετάται ως αμφιέριστο και το μήκος του θεωρητικού ανοίγματος είναι ίσο με:

$$L_{cross} = 31m$$

6. Προσδιορισμός των περιοχών υπολογισμού της δοκού με βάση το στατικό σύστημα και το αντίστοιχο $b_{eff,i}$

- Όπως φαίνεται στο Figure 16.2, υπάρχουν 3 ειδών τιμές του $b_{eff,i}$ και ερμηνεύεται ότι είναι:

a. $b_{eff,0}$ → τιμή για ακραίες στηρίξεις με παραδοχή μηδενισμού ροπών.

b. $b_{eff,1}$ → τιμή για κεντρικά τμήματα ανοίγματος.

- c. $b_{eff,2} \rightarrow$ τιμή για ενδιάμεσες εσωτερικές στηρίξεις είτε στηρίξεις προβόλων με αρνητικές τιμές ροπών.
 -Με βάση το μελετώμενο στατικό σύστημα της διαδοκίδας, ερμηνεύεται ποιες από τις παραπάνω τιμές χρειάζεται να υπολογιστούν για τη μελετώμενη δοκό. Έπειτα, με βάση το Figure 16.2 προσδιορίζονται οι περιοχές στις οποίες ισχύει η κάθε τιμή.
 -Για την αμφιέρειστη διαδοκίδα ερμηνεύεται ότι θα χρησιμοποιηθούν οι τιμές
 a. $b_{eff,0}$ για τις δύο ακραίες στηρίξεις (αφού γίνεται παραδοχή μηδενισμού ροπών) με μήκος $25\% \cdot L_{cross}$ και,
 b. $b_{eff,1}$ για το κεντρικό τμήμα της διαδοκίδας με μήκος $50\% \cdot L_{cross}$

7. Προσδιορισμός ισοδύναμων ανοιγμάτων L_e

-Οι τιμές δίνονται στο Figure 16.2. Ωστόσο, δεν αναγράφεται τίποτα για την περίπτωση μια αμφιέρειστης δοκού. Συνήθως σε αυτές τις περιπτώσεις χρησιμοποιείται όλο το θεωρητικό άνοιγμα της εξεταζόμενης αμφιέρειστης δοκού. Γίνεται, λοιπόν, η παραδοχή ότι η τιμή αυτή ισχύει τόσο για τον υπολογισμό της $b_{eff,0}$ όσο και για την $b_{eff,1}$. Επομένως, λαμβάνεται ότι:

$$L_e = L_{cross} \Leftrightarrow L_e = 31m$$

8. Προσδιορισμός αρχικής τιμής του θεωρητικού ενεργού πλάτους του πέλματος σκυροδέματος

$$b_{e1}^* = \frac{L_e}{8} \quad (16.59)$$

9. Προσδιορισμός διορθωμένης τιμής του θεωρητικού ενεργού πλάτους του πέλματος σκυροδέματος.

-Πρακτικά η αρχική τιμή του θεωρητικού ενεργού πλάτους δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από τη διαθέσιμη γεωμετρική, δηλ:

$$b_{ei} = \min(b_{ei}^*; b_{g,i}) \Leftrightarrow b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_{g,i}\right) \quad (16.60)$$

10. Προσδιορισμός του συντελεστή ακραίων στηρίξεων β_i .

-Πρακτικά ισχύει ότι::

-Για περιοχές ακραίων στηρίξεων ($M=0$)
$$\beta_i = \min\left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}}; 1\right) \quad (16.61)$$

-Για περιοχές ανοιγμάτων και ενδιάμεσων στηρίξεων
$$\beta_i = 1 \quad (16.62)$$

11. Προσδιορισμός τελικής τιμής του ενεργού (συνεργαζόμενου) πλάτους του πέλματος σκυροδέματος μιας πλευράς:

$$b_{eff,i}^* = \beta_i \cdot b_{ei} \quad (16.63)$$

12. Τέλος, η τελική τιμή του συνεργαζόμενου πλάτους της εξεταζόμενης περιοχής μιας σύμμικτης διατομής είναι:

$$b_{eff,i} = b_0 + \sum_i b_{eff,i}^* \Leftrightarrow b_{eff,i} = b_0 + \sum_i \beta_i \cdot b_{ei} \quad (16.64)$$

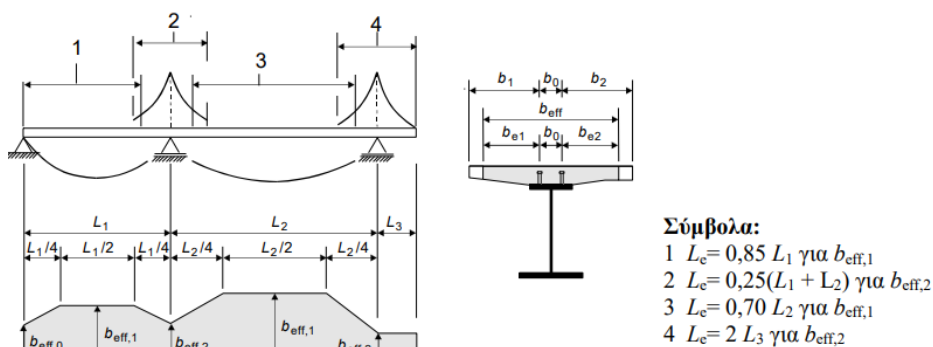


Figure 16.2: Ισοδύναμα ανοίγματα για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους σύμμικτων δοκών (από το Σχήμα 5.1 του EN 1994-2:2005)

A. Για προδιαστασιολόγηση

Table 16-11: Υπολογισμοί για το συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσων διαδοκίδων – Για προδιαστασιολόγηση (1)

Περιοχή [-]	b_0 m	l_{cross} m	b_{g1} m	b_{g2} m	L_{cross} m	X_1 * L_{cross}	X_1 m	$b_{eff} X_1$ [-]	X_2 * L_{cross}	X_2 m	$b_{eff} X_2$ [-]	L * L_{cross}	L m	$L_e=L_{cross}$ m
1 ^η ακραία	0	3	1,5	1,5	31	0%	0	$b_{eff,0}$	25%	7,75	$b_{eff,1}$	25%	7,75	31
Ανοιγμα	0	3	1,5	1,5	31	25%	7,75	$b_{eff,1}$	75%	23,25	$b_{eff,1}$	50%	15,5	31
2 ^η ακραία	0	3	1,5	1,5	31	75%	23,25	$b_{eff,1}$	100%	31	$b_{eff,0}$	25%	7,75	31

Table 16-12: Υπολογισμοί για το συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσων διαδοκίδων – Για προδιαστασιολόγηση (2)

Αριστερά του άξονα της διαδοκίδας (Δείκτης 1)									
Περιοχή [-]	b_{g1} m	$b_{e1}*=L_e/8$ m	$b_{e1}=\min\{L_e/8;b_{g1}\}$ m	L_e/b_{e1} [-]	$\beta_1(1)=0,55+0,25*L_e/b_{e1}$ [-]	$\beta_1=\min\{\beta_1(1);1\}$ [-]	$b_{eff,1}*=b_{e1}$ m		
1 ^η ακραία	1,5	3,875	1,5	20,67	5,717	1	1,5		
Ανοιγμα	1,5	3,875	1,5	20,67	5,717	1	1,5		
2 ^η ακραία	1,5	3,875	1,5	20,67	5,717	1	1,5		

Table 16-13: Υπολογισμοί για το συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσων διαδοκίδων – Για προδιαστασιολόγηση (3)

Δεξιά του άξονα της διαδοκίδας (Δείκτης 2)								
Περιοχή [-]	b_{g2} m	$b_{e2}*=L_e/8$ m	$b_{e2}=\min\{L_e/8;b_{g2}\}$ m	L_e/b_{e2} [-]	$\beta_2(1)=0,55+0,25*L_e/b_{e2}$ [-]	$\beta_2=\min\{\beta_2(1);1\}$ [-]	$b_{eff,2}*=b_{e2}$ m	
1 ^η ακραία	1,5	3,875	1,5	20,67	5,717	1	1,5	
Ανοιγμα	1,5	3,875	1,5	20,67	5,717	1	1,5	
2 ^η ακραία	1,5	3,875	1,5	20,67	5,717	1	1,5	

B. Για γνωστή διάταξη ήλων

Table 16-14: Υπολογισμοί για το συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσων διαδοκίδων – Για γνωστή διάταξη ήλων (1)

Περιοχή [-]	b_0 m	l_{cross} m	b_{g1} m	b_{g2} m	L_{cross} m	X_1 * L_{cross}	X_1 m	$b_{eff} X_1$ [-]	X_2 * L_{cross}	X_2 m	$b_{eff} X_2$ [-]	L * L_{cross}	L m	$L_e=L_{cross}$ m
1 ^η ακραία	0,09	3	1,455	1,455	31	0%	0	$b_{eff,0}$	25%	7,75	$b_{eff,1}$	25%	7,75	31
Ανοιγμα	0,09	3	1,455	1,455	31	25%	7,75	$b_{eff,1}$	75%	23,25	$b_{eff,1}$	50%	15,5	31
2 ^η ακραία	0,09	3	1,455	1,455	31	75%	23,25	$b_{eff,1}$	100%	31	$b_{eff,0}$	25%	7,75	31

Table 16-15: Υπολογισμοί για το συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσων διαδοκίδων – Για γνωστή διάταξη ήλων (2)

Αριστερά του άξονα της διαδοκίδας (Δείκτης 1)								
Περιοχή [-]	b_{g1} m	$b_{e1}*=L_e/8$ m	$b_{e1}=\min\{L_e/8;b_{g1}\}$ m	L_e/b_{e1} [-]	$\beta_1(1)=0,55+0,25*L_e/b_{e1}$ [-]	$\beta_1=\min\{\beta_1(1);1\}$ [-]	$b_{eff,1}*=b_{e1}$ m	
1 ^η ακραία	1,455	3,875	1,455	21,31	5,876	1	1,455	
Ανοιγμα	1,455	3,875	1,455	21,31	5,876	1	1,455	
2 ^η ακραία	1,455	3,875	1,455	21,31	5,876	1	1,455	

Table 16-16: Υπολογισμοί για το συνεργαζόμενο πλάτος ενδιάμεσων διαδοκίδων – Για γνωστή διάταξη ήλων (3)

Δεξιά του άξονα της διαδοκίδας (Δείκτης 2)								
Περιοχή [-]	b_{g2} m	$b_{e2}*=L_e/8$ m	$b_{e2}=\min\{L_e/8;b_{g2}\}$ m	L_e/b_{e2} [-]	$\beta_2(1)=0,55+0,25*L_e/b_{e2}$ [-]	$\beta_2=\min\{\beta_2(1);1\}$ [-]	$b_{eff,2}*=b_{e2}$ m	
1 ^η ακραία	1,455	3,875	1,455	21,31	5,876	1	1,455	
Ανοιγμα	1,455	3,875	1,455	21,31	5,876	1	1,455	
2 ^η ακραία	1,455	3,875	1,455	21,31	5,876	1	1,455	

Table 16-17: Τελικά, το συνεργαζόμενο πλάτος των ενδιάμεσων διαδοκίδων

Περιοχή [-]	$b_{eff,i}=b_{eff,1}^*+b_0+b_{eff,2}^*$ (Προδιαστασιολόγηση) m	$b_{eff,i}=b_{eff,1}^*+b_0+b_{eff,2}^*$ (Γνωστή διάταξη ήλων) m
1 ^η ακραία	$b_{eff,0}=3 \rightarrow b_{eff,1}=3$	$b_{eff,0}=3 \rightarrow b_{eff,1}=3$
Ανοιγμα	$b_{eff,1}=3$	$b_{eff,1}=3$
2 ^η ακραία	$b_{eff,1}=3 \rightarrow b_{eff,0}=3$	$b_{eff,1}=3 \rightarrow b_{eff,0}=3$

16.3 Προσδιορισμός πλαστικής ροπής αντοχής και κατηγορίας διατομής

Στη φάση λειτουργίας το σκυρόδεμα έχει πλέον σκληρυνθεί, οπότε υπάρχει σύμμικτη λειτουργία και η παραλαβή των φορτίων γίνεται από τη σύμμικτη δοκό. Για σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο του οποίου οι αυλακώσεις είναι κάθετες στη σιδηροδοκό και το οποίο διακόπτεται πάνω από τη σιδηροδοκό η κατανομή των τάσεων γίνεται θεωρώντας τη σιδηροδοκό, ένα κενό ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p και σκυρόδεμα πάχους $h_{c,solid}$ και κανονικά το συνολικό ύψος του σκυροδέματος στην περιοχή διακοπής του χαλυβδόφυλλου, όπως φαίνεται στο Figure 3.7. Για τις ανάγκες της εργασίας δημιουργήθηκαν εξισώσεις για τις διάφορες περιπτώσεις των θέσεων του πλαστικού ουδέτερου άξονα της διατομής. Απλοποιητικά εξετάζεται μόνον η περίπτωση διατομής χωρίς οπλισμό της πλάκας σκυροδέματος. Επίσης, η κατάταξη γίνεται συντηρητικά αγνοώντας το πάχος των εξωραφών.

1. Η απόσταση του Π.Ο.Α. από την άνω ίνα σκυροδέματος για Π.Ο.Α στον κορμό της σιδηροδοκού

$$z_{pl} = h_{c,tot} + t_{fo} + \frac{Z_{a,tot} - D_{c,tot} - D_{a,fo,tot}^*}{t_w \cdot (2 \cdot f_{ad,w})} \quad (16.65)$$

2. Η απόσταση του Κ.Β. του θλιβόμενου τμήματος του κορμού από την άνω ίνα σκυροδέματος

$$z_{K.B.,web,pl} = \frac{h_{c,tot} + t_{fo} + z_{pl}}{2} \quad (16.66)$$

3. Η απόσταση του Κ.Β. του θλιβόμενου τμήματος του κορμού από την άνω ίνα σκυροδέματος

$$M_{pl,Rd}^+ = Z_{a,tot} \cdot (z_a - z_{c,K.B.}) - D_{a,w,pl}^* \cdot (z_{K.B.,web,pl} - z_{c,K.B.}) - D_{a,fo,tot}^* \cdot (z_{K.B.,fo} - z_{c,K.B.}) \quad (16.67)$$

όπου:

$$D_{a,fo,tot}^* = A_{fo} \cdot (2 \cdot f_{ad,fo}) = 2 \cdot F_{a,fo,tot} \quad (16.68)$$

$$D_{a,w,pl}^* = A_{web,pl} \cdot (2 \cdot f_{ad,w}) = t_w \cdot (z_{pl} - h_c - t_{fo}) \cdot (2 \cdot f_{ad,w}) \quad (16.69)$$

Table 16-18: Υπολογισμός θετικής πλαστικής ροπής αντοχής σύμμικτης ενδιάμεσης διαδοκίδας (παράλειψη οπλισμού)

Υπολογισμός θετικής πλαστικής ροπής αντοχής (παράλειψη οπλισμού)		
Συνολικές δυνάμεις υλικών		
Συνολικό εμβαδόν συμπαγούς τμήματος της πλάκας μέσα στο b_{eff}	$A_{c,συμπ.}$	7.500 cm ²
Συνολικό εμβαδόν τμήματος πλάκας στη διακοπή του χαλυβδόφυλλου (μέσα στο b_{eff})	$A_{c,p}$	380 cm ²
Συνολικό εμβαδόν σκυροδέματος	$A_{c,tot}$	7.880 cm ²
Σταθερή τιμή θλιπτική αντοχής σχεδιασμού από Ο.Α. μέχρι την πλέον θλιβόμενη ίνα	$0,85 \cdot f_{cd}$	1,983 kN/cm ²
Συνολική θλιπτική δύναμη πλάκας σκυροδέματος	$D_{c,tot}$	15.629 kN
Συνολική δύναμη άνω πέλματος σιδηροδοκού	$F_{a,fo,tot}$	5.325 kN
Συνολική δύναμη κορμού σιδηροδοκού	$F_{a,w,tot}$	10.118 kN
Συνολική δύναμη κάτω πέλματος σιδηροδοκού	$F_{a,fo,tot}$	13.668 kN
Συνολική εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής	$Z_{a,tot}$	29.110 kN
Εύρεση θέσεως Π.Ο.Α.		
Συνολική θλιπτική δύναμη πλάκας σκυροδέματος	$D_{c,tot}$	15.629 kN
Συνολική εφελκυστική δύναμη χαλύβδινης διατομής	$Z_{a,tot}$	29.110 kN
→ $Z_{a,tot} > D_{c,tot}$ --> Άρα, Π.Ο.Α εντός της σιδηροδοκού		
Άθροισμα δύναμης σκυροδέματος και άνω πέλματος	$D_{c,tot} + F_{a,fo,tot}$	20.954 kN
Άθροισμα δύναμης κορμού και κάτω πέλματος	$F_{a,w,tot} + F_{a,fo,tot}$	23.785 kN
→ $D_{c,tot} + F_{a,fo,tot} < F_{a,w,tot} + F_{a,fo,tot}$ --> Άρα, Π.Ο.Α. εντός του κορμού.		
Άθροισμα δύναμης σκυροδέματος, άνω πέλματος και κορμού	$D_{c,tot} + F_{a,fo,tot} + F_{a,w,tot}$	31.071 kN
Συνολική δύναμη κάτω πέλματος σιδηροδοκού	$F_{a,fo,tot}$	13.668 kN
→ $D_{c,tot} + F_{a,fo,tot} + F_{a,w,tot} > F_{a,fo,tot}$ --> Άρα, σίγουρα Π.Ο.Α. εντός του κορμού		
Απόσταση ΠΟΑ από άνω ίνα πλάκας σκυροδέματος	z_{pl}	57,939 cm
Απόσταση Κ.Β. θλιβόμενου τμήματος κορμού από άνω ίνα σκυροδέματος	$z_{K.B.,w,pl}$	47,969 cm
Απόσταση Κ.Β. σκυροδέματος από άνω ίνα σκυροδέματος	$z_{c,K.B.}$	13,34 cm
Θετική πλαστική ροπή αντοχής	$M_{pl,Rd}^+$	30.712 kNm

Table 16-19: Ενδεικτικά οι διαφορές των πλαστικών ροπών αντοχών μεταξύ σχέσεων υπολογισμού και Sofistik για τις σύμμικτες διατομές – Δε δημιουργήθηκαν Excel για τις ακραίες διαδοκίδες.

Διατομή	$M_{pl,Rd}^+$ - Excel kNm	$M_{pl,Rd}^+$ - Sofistik kNm	Λόγος [-]
Built-up I – 1510-500-700-20-30-55 (Ενδιάμεσες $6 < X < 144m$)	30.712	29.472	1,042
Built-up I – 1510-500-700-20-30-75 (Ενδιάμεσες $X=3;6;144;155m$)	35.760	33.723	1,060
Built-up I – 1510-500-700-20-30-55 (Ακραίες $X=0;150m$)	---	25.314	---

Κατάταξη διατομής: Με βάση τα διάγραμμα πλαστικής κατανομής τάσεων vs. Sofistik

Στον Table 16-20 δίνονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα για τους υπολογισμούς σε καθαρή κάμψη με βάση το διάγραμμα τάσεων πλήρους πλαστικοποίησης της διατομής. Με βάση τους υπολογισμούς για τις ενδιάμεσες διατομές μεταξύ των θέσεων $6 < X < 144m$ προκύπτει κατηγορία 2. Η κατηγορία αυτή ισχύει για το κεντρικό τμήμα των ανοιγμάτων όπου αναπτύσσονται θετικές καμπτικές ροπές, εάν αγνοηθεί η αξονική δύναμη. Στα άκρα των δοκών όπου οι ροπές είναι είτε μηδενικές (λόγω της απελευθέρωσης των στροφών στα άκρα) ή πολύ μικρές, οι διατομές βρίσκονται σε πλήρη θλίψη και κανονικά η διατομή θα ήταν κατηγορία 4.

Ωστόσο, επειδή η σύμμικτη διατομή προκύπτει από τον έλεγχο σε κόπωση και όχι από τον έλεγχο σε μεγέθη αντοχής, θα πρέπει για την κατάταξη να ληφθεί υπόψη ότι οι αναπτυσσόμενες τάσεις στη διατομή σε ΟΚΑ είναι αρκετά μικρότερες από το όριο διαρροής. Αυτό σημαίνει ότι η κατάταξη των σύμμικτων διατομών βάσει πλαστικής κατανομής τάσεων δεν είναι ορθή. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα από το Sofistik, το οποίο για την κατάταξη μιας διατομής χρησιμοποιεί τις αναπτυσσόμενες τάσεις. Έτσι, εν τέλει όλες οι σύμμικτες διατομές της γέφυρας είναι Κατηγορίας 1 στα κεντρικά τμήματα του ανοίγματος και Κατηγορία 3 στα άκρα.

Table 16-20: Ενδεικτικά η κατάταξη της σύμμικτης διατομής I: 1510-500-700-20-30-55 (Ενδιάμεσες $6 < X < 144m$)

Κατάταξη για καθαρή κάμψη			
Άνω πέλμα			
Ποσοστό σε θλίψη	per_{com}	100%	[-]
Μήκος προεξέχοντος τμήματος	$c_{out,fo}$	240	mm
Πάχος προεξέχοντος τμήματος	t_{fo}	30	mm
Λόγος μήκους προς πάχος προεξέχοντος τμήματος	$c_{out,fo}/t_{fo}$	8	[-]
Όριο λόγου μήκους προς πάχος προεξέχοντος τμήματος για Class 1	$(c/t)_{class 1, limit} = 9 * \epsilon$	7,29	[-]
Όριο λόγου μήκους προς πάχος προεξέχοντος τμήματος για Class 2	$(c/t)_{class 2, limit} = 10 * \epsilon$	8,1	[-]
Άνω πέλμα → Κατηγορία 2			
Κάτω πέλμα			
Ποσοστό σε θλίψη	per_{com}	0%	[-]
Κάτω πέλμα → Κατηγορία 1			
Κορμός			
Ύψος κορμού	h_w	142,5	cm
Πάχος κορμού	t_w	2	cm
Λόγος μήκους προς πάχος εσωτερικού τμήματος	$c_{in,w}/t_w$	71,250	[-]
Απόσταση Κ.Β. θλιβόμενου τμήματος κορμού από άνω ίνα σκυρ.	$Z_{K.B.,w,pl}$	47,969	cm
Ποσοστό σε θλίψη	$per_{com} = \alpha$	14%	[-]
Όριο λόγου μήκους προς πάχος εσωτερικού τμήματος για Class 1	$(c/t)_{class 1, limit, pl} = 36 * \epsilon / \alpha$	208,401	[-]
Κορμός → Κατηγορία 1			
Διατομή → Κατηγορία 2			

16.4 ΟΚΑ: Έλεγχος καμπτικής ροπής με πλαστική ροπή αντοχής

Η σύμμικτη δοκός κατατάσσεται στην Κατηγορία 1 στα κεντρικά τμήματα του ανοίγματος όπου και αναπτύσσονται οι μέγιστες ροπές, και άρα επιτρέπεται ο πλαστικός έλεγχος με βάση την πλαστική ροπή αντοχής.

Table 16-21: Έλεγχος καμπτικής ροπής με πλαστική ροπή αντοχής

Στοιχείο	$M_{y,Ed}$ kNm	$M_{pl,Rd}^+$ kNm	$M_{y,Ed}/M_{pl,Rd}^+$ [-]
I – 1510-500-700-20-30-55 (Ενδιάμεσες $6 < X < 144m$)	16.774	30.712	54,62%
I – 1510-500-700-20-30-75 (Ενδιάμεσες $X=3;6;144;155m$)	16.821	35.760	47,04%
I – 1510-500-700-20-30-55 (Ακραίες $X=0;150m$)	12.733	25.314	50,30%

16.5 ΟΚΑ: Έλεγχος διατομής έναντι αξονικής δύναμης

Λόγω της δράσης των κεκλιμένων αναρτήρων στις διαδοκίδες τους καταστρώματος εισάγεται θλιπτική αξονική δύναμη. Εξαιρέση αποτελούν 4 διαδοκίδες: οι δύο «ακραίες» διαδοκίδες (με το μισό συνεργαζόμενο πλάτος) στην αρχή και στο πέρας της γέφυρας και η αμέσως επόμενη γειτονική ενδιάμεση διαδοκίδα οι οποίες εφελκύνονται. Ο εφελκυσμός είναι το αποτέλεσμα της λοξότητας των τόξων ως προς το κατακόρυφο επίπεδο, τα οποία λόγω του γεγονότος ότι κλείνουν προς το εσωτερικό του καταστρώματος προκαλούν δράσεις ελκυστήρα στις γειτονικές διαδοκίδες. Τα διαγράμματα των αξονικών στα οποία διακρίνεται το φαινόμενο αυτό δίνονται στα Figure 33.1 και Figure 33.2.

Εφόσον η σύμμικτη διατομή κατατάσσεται ως κατηγορία 1 επιτρέπεται ο πλαστικός σχεδιασμός. Προτείνονται οι εξής σχέσεις υπολογισμού.

- A. Αξονική πλαστική αντοχή σύμμικτης διατομής έναντι εφελκυστικής αξονικής δύναμης για ελέγχους αλληλεπίδρασης κάμψης και ροπής
-Το σκυρόδεμα δεν μπορεί να φέρει καμία αντίσταση στην εφελκυστική δύναμη, και επομένως μπορούν να θεωρηθούν τα εξής:

1. Συντηρητικά παραλαβή της εφελκυστικής δύναμης μόνον από τη σιδηροδοκό (προτείνεται στην [41])

$$N_{pl,Rd,tension,composite} = N_{pl,tension,Rd,a} = A_a \cdot f_{ad} \quad (16.70)$$

2. Παραλαβή της εφελκυστικής δύναμης από τη σιδηροδοκό και τον διαμήκη σπλισμό της σύμμικτης δοκού (ο σπλισμός που τοποθετείται παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος)

$$N_{pl,Rd,tension,composite} = N_{pl,Rd,a} + N_{pl,Rd,s} = A_a \cdot f_{ad} + A_s \cdot f_{sd} \quad (16.71)$$

- B. Αξονική πλαστική αντοχή σύμμικτης διατομής έναντι θλιπτικής αξονικής δύναμης

1. Χρησιμοποιείται η ίδια λογική και σχέση που δίνεται στην EN 1994-1-1:2004 §6.7.3.2 (1) για σύμμικτες διατομές υποστυλωμάτων. Με βάση τη διάταξη αυτή η πλαστική αντοχή σε θλίψη της σύμμικτης διατομής, $N_{pl,Rd,compression,composite}$, θα υπολογίζεται αθροίζοντας τις πλαστικές αντοχές των μερών που την αποτελούν. Άρα, θα είναι:

$$N_{pl,Rd,compression,composite} = N_{pl,Rd,a} + N_{Rd,concrete} + N_{pl,Rd,s} = A_a \cdot f_{ad} + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (16.72)$$

Σημειώνεται ότι η Σχέση (16.72), η οποία δίνεται και στην EN 1994-1-1:2004 §6.7.3.2 (1) με την ίδια μορφή ισχύει με βάση την ίδια διάταξη για χαλύβδινες διατομές υποστυλωμάτων πλήρως και μερικώς εγκιβωτισμένες σε σκυρόδεμα. Στη μελετώμενη γέφυρα θεωρείται ότι ισχύει και για μια απλή δοκό με πλάκα σκυροδέματος στο άνω πέλμα. Αξίζει να σημειωθεί ότι για τον συντελεστή 0,85 ισχύουν τα εξής:

- a. Συν/στης 0,85 → για χαλύβδινες διατομές πλήρως και μερικώς εγκιβωτισμένες σε σκυρόδεμα
- b. Συν/στης 1 αντί για 0,85 → για χαλύβδινες διατομές γεμισμένες με σκυρόδεμα.
- c. Για μία δοκό διπλού-ταυ I με πλάκα σκυροδέματος στο άνω πέλμα θεωρείται ότι ισχύει → συν/στης 0,85.

Τροποποίηση στη Σχέση (16.72) έχει εισαχθεί στην [35], όπου προτείνονται δύο ομάδες σχέσεων ελέγχου αλληλεπίδρασης θετικής κάμψης και ροπής $M_{y,Ed}^+$ και θλιπτικής αξονικής δύναμης $N_{pl,Rd,compression,composite}$. Η κάθε ομάδα σχέσεων ελέγχου εφαρμόζεται με διαφορετικό τρόπο υπολογισμού της πλαστικής αξονικής αντοχής σε θλίψη. Οι δύο διαφορετικοί τρόποι δίνονται παρακάτω:

2. Με βάση την [35], για την εφαρμογή των Σχέσεων (16.80) και (16.81) η πλαστική αντοχή σε θλίψη της σύμμικτης διατομής $N_{pl,Rd,compression,composite}$ θα υπολογίζεται λαμβάνοντας μόνον την πλαστική αντοχή της σιδηροδοκού:

$$N_{pl,Rd,compression,composite} = N_{pl,Rd,a} = A_a \cdot f_{ad} \quad (16.73)$$

3. Με βάση την [35], για την εφαρμογή των Σχέσεων (16.82) και (16.83) η πλαστική αντοχή σε θλίψη της σύμμικτης διατομής $N_{pl,Rd,compression,composite}$ θα υπολογίζεται λαμβάνοντας την πλαστική αντοχή της σιδηροδοκού και της πλάκας σκυροδέματος:

$$N_{pl,Rd,compression,composite} = N_{pl,Rd,a} + N_{Rd,concrete} = A_a \cdot f_{ad} + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad (16.74)$$

όπου:

A_c το εμβαδόν της πλάκας σκυροδέματος. Στην περίπτωση της μελετώμενης διατομής θεωρείται ότι το τμήμα των αυλακώσεων του χαλυβδόφυλλου αμελείται.

16.6 ΟΚΑ: Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψεως και αξονικής δύναμης

Αρχικά, τονίζεται ότι στον EN 1994-1-1:2004 μεθοδολογίες ελέγχου σύμμικτων διατομών από δομικό χάλυβα και σκυρόδεμα σε αλληλεπίδραση καμπτικών ροπών και αξονικών δυνάμεων (θλιπτικών) δίνονται μόνον για την περίπτωση υποστυλωμάτων. Όλες οι διατομές των σύμμικτων υποστυλωμάτων έχουν τη μορφή εγκιβωτισμένων σιδηροδοκών σε σκυρόδεμα. Γι' αυτό κρίνεται ότι οι μεθοδολογίες αυτές δεν καλύπτουν τις περιπτώσεις «απλών» σύμμικτων δοκών αποτελούμενων από μία σιδηροδοκό στο άνω πέλμα της οποίας στηρίζεται και συνδέεται μέσω διατμητικής σύνδεσης μια πλάκα σκυροδέματος.

Στη βιβλιογραφία προτείνονται διάφορες σχέσεις ελέγχου της αλληλεπίδρασης κάμψεως και αξονικής σύμμικτων δοκών αποτελούμενων από πλάκα σκυροδέματος (χωρίς χαλυβδόφυλλο) και χαλύβδινης δοκού μορφής διπλού-ταυ I. Οι σχέσεις αυτές προκύπτουν με βάση αποτελέσματα πειραμάτων και διαφέρουν ανάλογα με το ποιες ίνες κάτω από την επιρροή της ροπής της σύμμικτης δοκού εφελκύνονται, και με το εάν η αξονική δύναμη είναι εφελκυστική ή θλιπτική.

Καθώς οι συνδέσεις των διαδοκίδων με τους ελκυστήρες έχουν μοντελοποιηθεί ως απλές στηρίξεις με ελευθερώσεις στροφών στα άκρα, οι ροπές των διαδοκίδων προκύπτουν μόνον ως θετικές (*sagging moments*) με τις κάτω ίνες της δοκού να εφελκύνονται. Επομένως, στα παρακάτω δίνονται οι σχέσεις που αφορούν θετικές ροπές με θλιπτική ή εφελκυστική δύναμη, που αναγράφονται στη βιβλιογραφία.

A. Σχέση ελέγχου αλληλεπίδρασης θετικής ροπής και εφελκυστικής δύναμης

1. Γενικές σχέσεις αλληλεπίδρασης κατά Vasdravellis et al. (2012) [34], [41] – για πλαστική αντοχή σε αξονικό εφελκυσμό της σύμμικτης διατομής $N_{pl,Rd,tension,composite}$ που υπολογίζεται με βάση τη Σχέση (16.70):

$$\text{για } M_{y,Ed}^+ \leq 0,4 \cdot M_{y,pl,Rd}^+ \rightarrow N_{Ed,tension} \leq N_{pl,Rd,tension,composite} \quad (16.75)$$

$$\text{για } M_{y,Ed}^+ > 0,4 \cdot M_{y,pl,Rd}^+ \rightarrow 0,6 \cdot \frac{N_{Ed,tension}}{N_{pl,Rd,tension,composite}} + \frac{M_{y,Ed}^+}{M_{y,pl,Rd}^+} \leq 1 \quad (16.76)$$

Σχόλιο: Το φυσικό νόημα της Σχέσης (16.75) είναι ότι η πλαστική αξονική αντοχή σε εφελκυσμό, $N_{pl,Rd,tension,composite}$, της σύμμικτης διατομής παραμένει ανεπηρέαστη από τις θετικές ροπές, όταν αυτές είναι μικρότερες από το 40% της θετικής πλαστικής ροπής αντοχής $M_{y,pl,Rd}^+$.

2. Σχέση σχεδιασμού για είτε μερική είτε πλήρη διατμητική σύνδεση κατά Vasdravellis et al. (2012) [41]

$$0,6 \cdot \frac{N_{Ed,tension}}{N_{pl,Rd,tension,composite}} + \frac{M_{y,Ed}^+}{M_{y,pl,Rd}^+} \leq 1 \quad (16.77)$$

3. Γενικές σχέσεις αλληλεπίδρασης κατά Kirkland (2014) [41]

$$\text{για } M_{y,Ed}^+ \leq 0,3 \cdot M_{y,pl,Rd}^+ \rightarrow N_{Ed,tension} \leq N_{pl,Rd,tension,composite} \quad (16.78)$$

$$\text{για } M_{y,Ed}^+ > 0,3 \cdot M_{y,pl,Rd}^+ \rightarrow 0,7 \cdot \frac{N_{Ed,tension}}{N_{pl,Rd,tension,composite}} + \frac{M_{y,Ed}^+}{M_{y,pl,Rd}^+} \leq 1 \quad (16.79)$$

Σχόλιο: Η Σχέση (16.78) προκύπτει από αναθεώρηση του μοντέλου το οποίο οδήγησε στη Σχέση (16.75). Με βάση το αναθεωρημένο μοντέλο η πλαστική αξονική αντοχή σε εφελκυσμό της σύμμικτης διατομής, $N_{pl,Rd,tension,composite}$, παραμένει ανεπηρέαστη από τις θετικές ροπές όταν αυτές είναι μικρότερες από το 30% και όχι το 40% της θετικής πλαστικής ροπής αντοχής $M_{y,pl,Rd}^+$.

B. Σχέση ελέγχου αλληλεπίδρασης θετικής ροπής και θλιπτικής δύναμης

1. Σχέση κατά Vasdravellis et al. (2015) [35] εάν η πλαστική αντοχή σε αξονική θλίψη $N_{pl,Rd,compression,composite}$ υπολογίζεται με βάση τη Σχέση (16.73):

$$\text{για } N_{Ed,compression} \leq 0,3 \cdot N_{pl,Rd,compression,composite} \rightarrow M_{y,Ed}^+ \leq M_{y,pl,Rd}^+ \quad (16.80)$$

$$\text{για } N_{Ed,compression} > 0,3 \cdot N_{pl,Rd,compression,composite} \rightarrow \frac{N_{Ed,compression}}{N_{pl,Rd,compression,composite}} + 0,7 \cdot \frac{M_{y,Ed}^+}{M_{y,pl,Rd}^+} \leq 1 \quad (16.81)$$

2. Σχέση κατά Vasdravellis et al. (2015) [35] εάν η πλαστική αντοχή σε αξονική θλίψη $N_{pl,Rd,compression,composite}$ υπολογίζεται με βάση τη Σχέση (16.74):

$$\text{για } N_{Ed,compression} \leq 0,4 \cdot N_{pl,Rd,compression,composite} \rightarrow M_{y,Ed}^+ \leq M_{y,pl,Rd}^+ \quad (16.82)$$

$$\text{για } N_{Ed,compression} > 0,4 \cdot N_{pl,Rd,compression,composite} \rightarrow \frac{N_{Ed,compression}}{N_{pl,Rd,compression,composite}} + 0,6 \cdot \frac{M_{y,Ed}^+}{M_{y,pl,Rd}^+} \leq 1 \quad (16.83)$$

όπου:

$N_{pl,Rd,tension,composite}$ η πλαστική αντοχή σε αξονικό εφελκυσμό της σύμμικτης διατομής, η οποία μπορεί να λαμβάνεται από τις Σχέσεις (16.70) ή (16.71).

$N_{pl,Rd,compression,composite}$ η πλαστική αντοχή σε αξονική θλίψη της σύμμικτης διατομής, η οποία μπορεί να λαμβάνεται από τις Σχέσεις (16.73) ή (16.74).

$M_{y,pl,Rd}^+$ η πλαστική αντοχή σε κάμψη της σύμμικτης διατομής

Σημειώνεται ότι οι Σχέσεις (16.75) έως (16.83) έχουν προκύψει για σιδηροδοκούς με διατομές κυρίως της τάξεως από IPE300-IPE600 και όπως αναγράφεται στην [35] δεν θα πρέπει να εφαρμόζονται σε λυγνρές διατομές ή σε κύριες δοκούς γεφυρών. Ωστόσο, για τις ανάγκες της μεταπτυχιακής η σημείωση αυτή αμελείται και οι έλεγχοι πραγματοποιούνται κυρίως ενδεικτικά και για λόγους πληρότητας.

Table 16-22: Έλεγχος αλληλεπίδρασης καμπτικής ροπής και αξονικού εφελκυσμού για τις ακραίες διαδοκίδες (X=0 και 150m) και για την πρώτη και τελευταία από τις ενδιάμεσες διαδοκίδες (X=3 και X=147m)

		X=0;150m	X=3;147m	
Δρώσα θετική καμπτική ροπή	$M_{y,Ed}$	12.733	16.821	kNm
Πλαστική ροπή αντοχής για θετικές ροπές	$M_{pl,Rd}^+$	25.314	35.760	kNm
Βαθμός εκμετάλλευσης καμπτικής ροπής	$M_{y,Ed}/M_{pl,Rd}^+$	50,30%	47,04%	[-]
Χρειάζεται έλεγχος με Σχέση (16.77) ?	$M_{y,Ed}/M_{pl,Rd}^+ > 40\%?$	NAI	NAI	[-]
Χρειάζεται έλεγχος με Σχέση (16.79) ?	$M_{y,Ed}/M_{pl,Rd}^+ > 30\%?$	NAI	NAI	[-]
Δρώσα εφελκυστική δύναμη	$N_{Ed,ten}$	9.924	3.399	kN
Πλαστική αντοχή για αξονικό εφελκυσμό	$N_{pl,Rd,ten}$	29.110	33.938	kN
Βαθμός εκμετάλλευσης αξονικού εφελκυσμού	$N_{Ed,ten}/N_{pl,Rd,ten}$	34,09%	10,01%	[-]
Αλληλεπίδραση με Σχέση (16.77)	$0,6 \cdot N/N_{Rd} + M/M_{Rd}$	70,75%	53,05%	[-]
Αλληλεπίδραση με Σχέση (16.79)	$0,7 \cdot N/N_{Rd} + M/M_{Rd}$	74,16%	54,04%	[-]
Check	[-]	OK	OK	[-]

Table 16-23: Έλεγχος αλληλεπίδρασης καμπτικής ροπής και αξονικής θλίψης – για διαδοκίδες όπου $6m \leq X \leq 144m$

		X=6;144m	6<X<144	
Δρώσα θετική καμπτική ροπή	$M_{y,Ed}$	16.821	16.774	kNm
Πλαστική ροπή αντοχής για θετικές ροπές	$M_{pl,Rd}^+$	35.760	30.712	kNm
Βαθμός εκμετάλλευσης καμπτικής ροπής	$M_{y,Ed}/M_{pl,Rd}^+$	47,04%	54,62%	[-]
Δρώσα θλιπτική δύναμη	$N_{Ed,com}$	874,4	1.113	kN
Πλαστική αντοχή για αξονική θλίψη από Σχέση (16.73)	$N_{pl,Rd,com}$	33.938	29.110	kN
Βαθμός εκμετάλλευσης αξονικού εφελκυσμού	$N_{Ed,com}/N_{pl,Rd,com}$	2,58%	3,82%	[-]
Χρειάζεται έλεγχος με Σχέση (16.81) ?	$N_{Ed,com}/N_{pl,Rd,com} > 30\% ?$	OXI	OXI	[-]
Χρειάζεται έλεγχος με Σχέση (16.83) ?	$N_{Ed,com}/N_{pl,Rd,com} > 40\% ?$	OXI	OXI	[-]
Αλληλεπίδραση με Σχέση (16.81)	$N/N_{Rd} + 0,7 \cdot M/M_{Rd}$	35,50%	42,05%	[-]
Check	[-]	OK	OK	[-]
Πλαστική αντοχή για αξονική θλίψη από Σχέση (16.74)	$N_{pl,Rd,com}$	49.567	44.739	kN
Βαθμός εκμετάλλευσης αξονικού εφελκυσμού	$N_{Ed,com}/N_{pl,Rd,com}$	1,76%	2,49%	[-]
Αλληλεπίδραση με Σχέση (16.83)	$N/N_{Rd} + 0,6 \cdot M/M_{Rd}$	29,99%	35,26%	[-]
Check	[-]	OK	OK	[-]

16.7 ΟΚΑ: Έλεγχος έναντι κατακόρυφης τέμνουσας – διατμητική κύρτωση

1. Αντοχή σε κατακόρυφη τέμνουσα σύμμικτης διατομής

-Με βάση τις EN 1994-1-1:2004 §6.2.2.2 (1) και EN 1994-2:2004 §6.2.2.2 (1), η αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση μιας σύμμικτης διατομής, $V_{pl,composite,Rd,z}$, θα λαμβάνεται ίση με την αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση της αμιγώς χαλύβδινης διατομής, $V_{pl,a,Rd,z}$. Εξαιρέση αποτελεί η περίπτωση κατά την οποία έχει προσδιορισθεί τιμή της συμβολής του μέρους του οπλισμένου σκυροδέματος της διατομής.

2. Διαστάσεις για έλεγχο

-Αρχικά, ορίζονται για τους υπολογισμούς οι παρακάτω διαστάσεις:

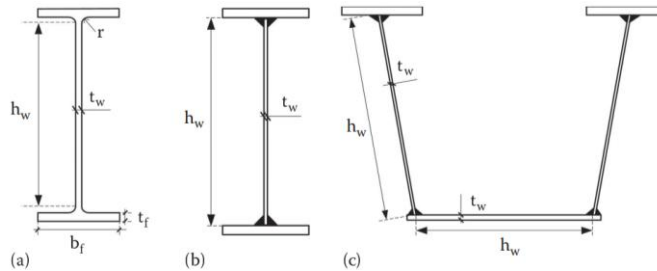


Figure 16.3: Ορισμοί «ύψους» τοιχώματος h_w ανά περίπτωση (από [1])

3. Προϋποθέσεις χρήσης πλαστικής αντοχής σε διάτμηση τοιχωμάτων χαλύβδινων διατομών – παράλειψη κύρτωσης

Table 16-24: Σχέσεις για παράλειψη κύρτωσης στον έλεγχο της τέμνουσας και οι τιμές του η για την ποιότητα χάλυβα

Τοιχώματα	Χάλυβας τοιχώματος	η	Σχέση για παράλειψη κύρτωσης
χωρίς διαμήκειες ενισχύσεις	μέχρι και S460	1,20	$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \Leftrightarrow \frac{h_w}{t_w} \leq 60 \cdot \varepsilon$ (16.84)
	άνω των S460	1	$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \Leftrightarrow \frac{h_w}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon$ (16.85)
με διαμήκειες ενισχύσεις	μέχρι και S460	1,20	$\frac{h_w}{t_w} \leq 31 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_t} \Leftrightarrow \frac{h_w}{t_w} \leq 25,8 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_t}$ (16.86)
	άνω των S460	1	$\frac{h_w}{t_w} \leq 31 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} \cdot \sqrt{k_t} \Leftrightarrow \frac{h_w}{t_w} \leq 31 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_t}$ (16.87)

όπου:

h_w το συνολικό ύψος του τοιχώματος, όπως δίνεται στο Figure 16.3

t_w το πάχος του τοιχώματος του κορμού, όπως δίνεται στο Figure 16.3

k_t ο συντελεστής κύρτωσης σε διάτμηση

η ο συντελεστής που έχει να κάνει με την ποιότητα του χάλυβα. Οι τιμές του δίνονται στην EN 1993-1-5:2006 §5.1 (2). Χάλυβες μέχρι και S460 $\rightarrow \eta = 1,20$. Χάλυβες άνω των S460 $\rightarrow \eta = 1$

4. Σκεπτικό ελέγχου

-Αρχικά ο σχεδιασμός γίνεται θεωρώντας ότι δεν έχει ενισχυθεί ο κορμός, οπότε για αρχή λαμβάνονται υπόψη μόνο τα αντίστοιχα όρια για τοιχώματα χωρίς **διαμήκειες ενισχύσεις**.

-Αν το τοίχωμα ικανοποιεί τα όρια αυτά, για τη διάτμηση του τοιχώματος γίνεται χρήση της πλαστικής αντοχής σύμφωνα με τις Σχέσεις (16.88) και (16.89).

-Αν το τοίχωμα δεν ικανοποιεί τα όρια αυτά, δεν μπορεί να ελέγχεται με χρήση της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση τοιχωμάτων χαλύβδινων διατομών και θα πρέπει να ελέγχεται σε διατμητική κύρτωση.

5. Επιφάνεια διάτμησης A_v

-Η επιφάνεια διάτμησης A_v δίνεται από την EN 1993-1-1:2005 §6.2.6 (3) για διάφορες μορφές διατομών.

-Για συγκολλητές διατομές μορφής διπλού-ταυ Ι η επιφάνεια διάτμηση για κατακόρυφη τέμνουσα, η οποία θα είναι παράλληλη με τον κορμό του τοιχώματος δίνεται από τη σχέση:

$$A_v = \eta \cdot (h_w \cdot t_w) \quad (16.88)$$

όπου:

η Χάλυβες μέχρι και S460 $\rightarrow \eta = 1,20$. Χάλυβες άνω των S460 ή συντηρητικά $\rightarrow \eta = 1$

6. Πλαστική αντοχή έναντι διάτμησης, όταν δεν χρειάζεται έλεγχος διατμητικής κύρτωσης
 -Η πλαστική αντοχή σε κατακόρυφη τέμνουσα δύναμη της χαλύβδινης διατομής θα είναι ίση με την πλαστική αντοχή σε κατακόρυφη τέμνουσα δύναμη του τοιχώματος που είναι παράλληλο με τη δύναμη αυτή, δηλ. με τον κορμό. Άρα, θα είναι:

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (16.89)$$

7. Η μέγιστη αντοχή $V_{b,Rd,max}$ έναντι κατακόρυφης τέμνουσας δύναμης μιας διατομής διπλού-ταυ I
 -Η EN 1993-1-5:2006 §5.2 (1) δίνει τη μια ακόμη σχέση αντοχής έναντι τέμνουσας, η οποία προκύπτει αθροίζοντας τη συνεισφορά των επιμέρους αντοχών: i) κορμού $V_{bw,Rd}$ και ii) των πελμάτων $V_{bf,Rd}$.
 -Το άθροισμα των συνεισφορών κορμού και πελμάτων δε θα πρέπει να ξεπερνάει μια μέγιστη τιμή, η οποία σύμφωνα με την EN 1993-1-5:2006 §5.2 (1) θα είναι ίση με:

$$V_{b,Rd,max} = \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad \text{ή στην ουσία } V_{pl,Rd} \cdot \frac{\gamma_{M0}}{\gamma_{M1}} \quad (16.90)$$

όπου:

η Χάλυβες μέχρι και S460 $\rightarrow \eta = 1,20$. Χάλυβες άνω των S460 ή συντηρητικά $\rightarrow \eta = 1$

Αντίσταση του κορμού ή συνεισφορά του κορμού, $V_{bw,Rd}$

8. Προσδιορισμός διαστάσεων a και b

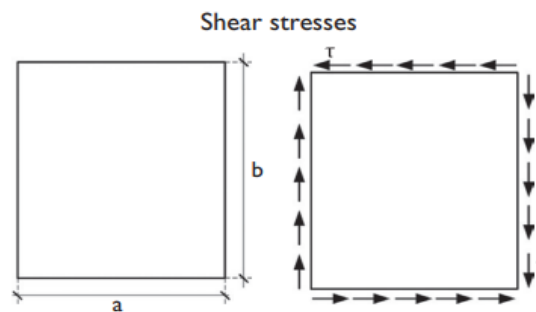


Figure 16.4: Οι βασικές διαστάσεις ελέγχου a και b για ορθογωνικά εσωτερικά φαντώματα

-Ανάλογα με τη διεύθυνση της εξεταζόμενης τέμνουσας προσδιορίζονται οι βασικές διαστάσεις ελέγχου a και b με βάση το Figure 16.4. Για την εξεταζόμενη κατακόρυφη τέμνουσα $V_{z,Ed}$ θα είναι:

- A. Για αρχικό έλεγχο όπου δεν υπάρχουν πουθενά εγκάρσιες και πουθενά διαμήκεις ενισχύσεις:
 -Ως a θα λαμβάνεται όλο το μήκος της δοκού: $a = L_{web \text{ plate}}$
 -Ως b θα λαμβάνεται το ύψος του τοιχώματος: $b = h_w$
- B. Για έλεγχο όπου υπάρχουν εγκάρσιες ενισχύσεις, αλλά δεν υπάρχουν διαμήκεις ενισχύσεις:
 -Ως a θα λαμβάνεται η απόσταση από το κέντρο μιας εγκάρσιας ενίσχυσης μέχρι το κέντρο της αμέσως επόμενης ενίσχυσης, δηλ. $a = L_{vertical \text{ stiffeners}}$. Στην περίπτωση της μελετώμενης διαδοκίδας τοποθετείται σε κάθε διαδοκίδα ένα πλήθος 5 κατακόρυφων εγκάρσιων νευρώσεων, τα οποία χωρίζουν τη διαδοκίδα σε 6 ίσα τμήματα, και άρα προκύπτει $a = L_{vertical \text{ stiffeners}} = 5,16m$. Πρακτικά οι θέσεις τοποθέτησης συμπίπτουν με τις θέσεις όπου θα συγκολληθούν στο άνω πέλμα της διαδοκίδας οι ράβδοι της οριζόντιας δικτύωσης για την πλευρική εξασφάλιση στη φάση κατασκευής. Πρακτικά αυτός είναι και ο λόγος τοποθέτησης των κατακόρυφων νευρώσεων, καθώς ακόμη και αν η διατομή δεν είχε κατακόρυφες νευρώσεις ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι που δίνονται στη συνέχεια.
 -Ως b θα λαμβάνεται και πάλι το ύψος του τοιχώματος: $b = h_w$

9. Συντελεστής κύρτωσης για διατμητικές τάσεις k_τ εσωτερικών φατνωμάτων μη ενισχυμένων πλακών, δηλαδή για κορμούς με εγκάρσιες ενισχύσεις, αλλά χωρίς διαμήκειες ενισχύσεις

Table 16-25: Οι σχέσεις υπολογισμού του συντελεστή δύναμης κύρτωσης για διατμητικές τάσεις k_τ

Λόγος πλευρών $\alpha = a/b$	Συντελεστής κύρτωσης για διατμητικές τάσεις k_τ εσωτερικών φατνωμάτων μη ενισχυμένων πλακών, δηλαδή για κορμούς με εγκάρσιες ενισχύσεις, αλλά χωρίς διαμήκειες ενισχύσεις.	
Για $\alpha = \frac{a}{b} \geq 1$	$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$	(16.91)
Για $\alpha = \frac{a}{b} \gg 1$	$k_\tau = 5,34$	(16.92)
Για $\alpha = \frac{a}{b} < 1$	$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$	(16.93)

10. Η τάση αναφοράς σ_e

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} \Leftrightarrow \sigma_e = 189.800 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ αποτέλεσμα σε [MPa]} \quad (16.94)$$

11. Η κρίσιμη τάση έναντι διατμητικών τάσεων, τ_{cr}

$$\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_e \text{ αποτέλεσμα σε [MPa]} \quad (16.95)$$

12. Ανηγμένη λυγηρότητα για διατμητικές τάσεις $\bar{\lambda}_w$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}/\sqrt{3}}{\tau_{cr}}} \quad (16.96)$$

13. Συνθήκες στήριξης – τύπος ακραίων εγκάρσιων ενισχύσεων

-Στο βήμα αυτό θα πρέπει να γίνει η «κατάταξη» των ακραίων εγκάρσιων ενισχύσεων. Ως ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις νοούνται μονάχα οι κατακόρυφες ενισχύσεις, στα άκρα της δοκού.

- «No end post»: Εάν στα άκρα δεν υπάρχει καμία εγκάρσια ενίσχυση.
- «Non-rigid end post» (εύκαμπτη ή μη-δύσκαμπτη ακραία εγκάρσια ενίσχυση): Εάν ακριβώς πάνω από τη θέση της νοητής σημειακής στήριξης του στατικού μοντέλου υπάρχει εγκάρσια ενίσχυση.
- «Rigid end post» (άκαμπτη ή δύσκαμπτη ακραία εγκάρσια ενίσχυση): Εάν υπάρχουν: i) εγκάρσια ενίσχυση ακριβώς πάνω από τη θέση της νοητής σημειακής στήριξης του στατικού μοντέλου **και ταυτόχρονα** ii) εγκάρσια ενίσχυση στο πραγματικό πέρασ της δοκού.

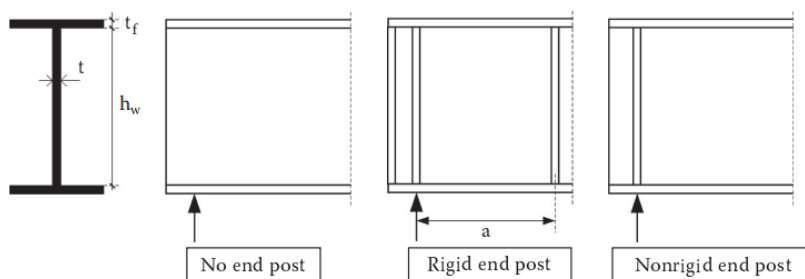


Figure 16.5: Σύμβολα τύπων ακραίων ενισχύσεων – συνθηκών στήριξης (από [1])

-Σημειώνεται ότι η «κατάταξη» του end post χρησιμοποιείται στην επιλογή της σχέσης υπολογισμού του μειωτικού συντελεστή κύρτωσης χ_w .

14. Μειωτικοί συντελεστές διατμητικής κύρτωσης χ_w

-Ο μειωτικός συντελεστής χ_w προσδιορίζει ποια είναι η συνεισφορά του κορμού στην αντοχή σε κύρτωση λόγω διατμητικών τάσεων.

Table 16-26: Μειωτικοί συντελεστές διατμητικής κύρτωσης χ_w (από Πίνακα 5.1 του EN 1993-1-5:2006)

Όρια	Ακαμπτές ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις «Rigid end post»	Εύκαμπτες εγκάρσιες ακραίες ενισχύσεις «Non-rigid end post»
$\bar{\lambda}_w < \frac{0,83}{\eta}$		$\chi_w = \eta$
$\frac{0,83}{\eta} \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$		$\chi_w = \min\left(\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}; 1\right)$
$1,08 \leq \bar{\lambda}_w$	$\chi_w = \min\left(\frac{1,37}{0,7 + \bar{\lambda}_w}; 1\right)$	$\chi_w = \min\left(\frac{0,83}{\bar{\lambda}_w}; 1\right)$

όπου:

η -Χάλυβες μέχρι και S460 $\rightarrow \eta = 1,20$. Χάλυβες άνω των S460 ή συντηρητικά $\rightarrow \eta = 1$
 -Σημείωση: Μετά από υπολογισμούς διαπιστώνεται ότι ανάλογα με την τιμή του $\bar{\lambda}_w$ το $\eta = 1$ μπορεί να έχει ευνοϊκή επίδραση στον υπολογισμό χ_w . Άρα, σε αυτήν την περίπτωση το η θα ήταν καλύτερα να λαμβάνεται με την τιμή που όντως έχει, και όχι με τη συντηρητική προσέγγιση $\eta = 1$.

15. Η συνεισφορά $V_{bw,Rd}$ του μη-ενισχυμένου ή ενισχυμένου κορμού στην αντοχή σχεδιασμού έναντι τέμνουσας δύναμης
 -Με βάση την EN 1993-1-5:2006 §5.2 (1), δίνεται από τη σχέση:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (16.97)$$

16. Η τελική συνεισφορά $V_{bw,Rd,final}$ του μη-ενισχυμένου ή ενισχυμένου κορμού στην αντοχή σχεδιασμού έναντι τέμνουσας δύναμης

$$V_{b,Rd} = \min(V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}; V_{b,Rd,max}) = \min(V_{bw,Rd} + 0; V_{b,Rd,max}) \Leftrightarrow V_{b,Rd,w,final} = \min(V_{bw,Rd}; V_{b,Rd,max}) \quad (16.98)$$

17. Ο τελικός έλεγχος της κατακόρυφης διάτμησης

-Με βάση την EN 1993-1-5:2006 §5.5 (1), ο τελικός έλεγχος θα αναγράφεται με τη μορφή βαθμού εκμετάλλευσης και θα συμβολίζεται ως η_3 .

$$\eta_3 = \frac{V_{z,Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1 \quad (16.99)$$

-Οι τιμές του η_3 δεν πρέπει να συγχέονται με τις τιμές του βαθμού εκμετάλλευσης $\bar{\eta}_3$ που αφορά μόνον τη συνεισφορά του κορμού.

-Οι τιμές του $\bar{\eta}_3$ είναι αυτές που θα καθορίσουν το εάν θα πρέπει να συνεχιστούν οι υπολογισμοί ή όχι, σε περίπτωση αλληλεπίδρασης V,M ή V,M,N.

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{z,Ed}}{V_{bw,Rd}} \quad (16.100)$$

18. Αρχικός έλεγχος αν υπάρχει απαίτηση ελέγχου αλληλεπίδρασης N,M,V

-Δηλ. η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή και αξονική δύναμη δε χρειάζεται να μειωθεί λόγω της τέμνουσας δύναμης

$$\text{Αν } \bar{\eta}_3 \leq 0,5 \rightarrow \text{Δεν εξετάζεται αλληλεπίδραση N, M, V}$$

Αποτελέσματα

Έλεγχος παράλειψης κύρτωσης για τον έλεγχο σε διάτμηση

$$\text{-Για τη διατομή I-1510-500-700-30-20-55: } \frac{h_w}{t_w} = \frac{1.425\text{mm}}{20\text{mm}} = 71,25 > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{\varepsilon}{1,2} = 60 \cdot \varepsilon = 60 \cdot 0,81 = 48,6$$

$$\text{-Για τη διατομή I-1510-500-700-30-20-75: } \frac{h_w}{t_w} = \frac{1.405\text{mm}}{20\text{mm}} = 70,25 > 72 \cdot \frac{\varepsilon}{\eta} = 72 \cdot \frac{\varepsilon}{1,2} = 60 \cdot \varepsilon = 60 \cdot 0,81 = 48,6$$

Άρα, και για τις δύο διατομές πρέπει να γίνει συμπερίληψη της κύρτωσης και δεν επιτρέπεται η χρήση της $V_{pl,Rd}$.

Table 16-27: Έλεγχος σε κατακόρυφη τέμνουσα με συμπερίληψη κύρτωσης – Έλεγχος για τις ενδιάμεσες διαδοκίδες όπου $6m \leq X \leq 144m$

Συνεισφορά κορμού χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις	Εγκ. Ενισχ.:	Χωρίς	Με	
Πλήθος εσωτερικών εγκάρσιων νευρώσεων (πλην end posts)	$n_{ver\ stif}$	-	5	[-]
Πλήθος τμημάτων στα οποία χωρίζεται το φάτνωμα	n_{bays}	-	6	[-]
Μήκος φατνώματος	a	30.900	5.150	mm
Ύψος φατνώματος	$b=h_w$	1.425	1.425	mm
Λόγος διαστάσεων φατνώματος	$\alpha=a/b$	21,684	3,614	[-]
Συν/στης κύρτωσης για διατμητικές τάσεις	k_τ	5,349	5,646	[-]
Λόγος πάχους προς ύψος φατνώματος	$t_w/b=t_w/h_w$	0,014	0,014	[-]
Τάση αναφοράς	σ_e	37,388	37,388	MPa
Κρίσιμη τάση έναντι διατμητικών τάσεων	τ_{cr}	199,967	211,099	MPa
Όριο τάσης υλικού για διάτμηση	$f_{yw}/\sqrt{3}$	204,959	204,959	MPa
Ανηγμένη λυγηρότητα	λ_w	1,012	0,985	[-]
Περίπτωση "End Post"	[-]	Non-rigid	Non-rigid	[-]
Συν/στης για χάλυβα S355	η	1,2	1,2	[-]
Όριο λ_w 1 για έλεγχο σχέσης χ_w	$\lambda_{w,l-1} = 0,83/\eta$	0,69	0,69	[-]
Όριο λ_w 2 για έλεγχο σχέσης χ_w	$\lambda_{w,l-2}$	1,08	1,08	[-]
Μειωτικός συν/στης διατμητικής κύρτωσης	χ_w	0,820	0,842	[-]
Συνεισφορά μη-ενισχυμένου κορμού	$V_{bw,Rd}$	4.354	4.473	kN
Μέγιστη τιμή αντοχής	$V_{b,Rd,max}$	6.372	6.372	kN
Τελική τιμή αντοχής μόνον συνεισφορά μη-ενισχυμένου κορμού	$V_{bw,Rd,final}$	4.354	4.473	kN
Δρώσα κατακόρυφη τέμνουσα δύναμη	$V_{z,Ed}$	2.136	2.136	kN
Βαθμός εκμετάλλευσης μόνον από τη συνεισφορά του κορμού	$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{z,Ed}}{V_{bw,Rd}}$	49,06%	47,75%	[-]
Check	[-]	OK	OK	[-]
Έλεγχος αν χρειάζεται συμπερίληψη αλληλεπίδρασης M,N,V	$\bar{\eta}_3 \leq 0,50?$	NO	NO	[-]

Γενικά συμπεράσματα από τους υπολογισμούς

-Η αύξηση του πλήθους των εγκάρσιων ενισχύσεων ή αλλιώς η πυκνωση των εγκάρσιων ενισχύσεων δε βελτιώνει την τιμή της συνεισφοράς του κορμού της διατομής στην αντοχή. Για χωρισμό του τοιχώματος του κορμού σε 6 φατνώματα η συνεισφορά του κορμού είχε μια αύξηση κατά 2,7%.

-Για να μπορέσει να βελτιωθεί η συνεισφορά του κορμού, οι εγκάρσιες ενισχύσεις θα πρέπει να τοποθετηθούν εξωπραγματικά πυκνά, π.χ. ανά 0,5m, πράγμα τελείως μη ορθό.

16.8 Έλεγχος έναντι κύρτωσης του κορμού προερχόμενης από θλιβόμενο πέλμα

Συχνά το πάχος των πελμάτων σε διαδοκίδες με συγκολλητές διατομές μορφής διπλού-ταυ I είναι πολύ μεγάλο. Έτσι, κατά την κάμψη τους οι θλιπτικές αξονικές δυνάμεις του πέλματος μπορεί να δημιουργήσουν λόγω της καμπυλότητας, που προκαλείται κατά την κάμψη, μεγάλες κατακόρυφες θλιπτικές δυνάμεις εκτροπής κάθετες στο πέλμα, και επομένως παράλληλες στον κορμό. Στην πράξη το θλιβόμενο αυτό πέλμα «λυγίζει» και εκτρέπεται κατακόρυφα. Καθώς λυγίζει, πιέζει τον κορμό με δυνάμεις στο επίπεδο του κορμού. Λόγω αυτών των δυνάμεων και λόγω του γεγονότος ότι οι κορμοί των διατομών στη γεφυροποιία είναι λεπτοί μπορεί να προκληθεί κύρτωση του τοιχώματος του κορμού. Ο έλεγχος γίνεται με βάση την EN 1993-1-5:2005 §8:

1. Προσδιορισμός θλιβόμενου πέλματος

-Η ενδεχόμενη αυτή κύρτωση του κορμού λόγω του λυγισμού του πέλματος, για να μπορέσει να ελεγχθεί θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ποιο πέλμα και τότε (δηλ. ανάλογα με τη φάση κατασκευής) βρίσκεται υπό θλίψη.

A. Για διαδοκίδες με θετικές ροπές:

a. Φάση κατασκευής:

-Με βάση την [1], ο κορμός στο άνοιγμα φαινομενικά θα ελέγχεται μόνο κατά τη φάση κατασκευής, σκυροδέτησης και γενικά σε οποιαδήποτε φάση όπου δεν υπάρχει σύμμικτη λειτουργία. Στις φάσεις αυτές λόγω θετικών ροπών θλίβεται το άνω πέλμα της διατομής, και εφόσον δεν υπάρχει σύμμικτη λειτουργία, δεν υπάρχει πλευρική εξασφάλιση του άνω πέλματος της σιδηροδοκού. Αυτό «λυγίζει» και προκαλεί δυνάμεις εκτροπής.

b. Φάση λειτουργίας:

-Γενικά, κατά τη φάση λειτουργίας και πάλι οι θετικές ροπές ενδέχεται να προκαλέσουν σε ορισμένες περιπτώσεις θλίψη του άνω πέλματος (εξαρτάται από τα εντατικά μεγέθη και τις τάσεις που προκαλούν).

-Με βάση την [1], όμως, καθώς υπάρχει πλέον η σύμμικτη λειτουργία, το άνω πέλμα δεσμεύεται από την πλάκα σκυροδέματος στην κατακόρυφη διεύθυνση μέσω των διαμητικών ήλων, και δεν υπάρχει κίνδυνος λυγισμού.

B. Για διαδοκίδες με αρνητικές ροπές:

-Οι στηρίξεις των διαδοκίδων, ακόμα και εάν καταταχθούν ως αρθρωτές, ενδέχεται να παραλαμβάνουν κάποιες αρνητικές ροπές.

-Επομένως, ο κορμός κοντά στις στηρίξεις ελέγχεται σε όλες τις φάσεις. Στις περιοχές αυτές οι αρνητικές ροπές προκαλούν θλίψη στο κάτω πέλμα το οποίο, συνήθως, δε δεσμεύεται όπως το άνω πέλμα.

2. Έλεγχος έναντι κύρτωσης του κορμού προερχόμενης από θλιβόμενο πέλμα

-Γίνεται ελέγχοντας τον ακόλουθο γεωμετρικό περιορισμό που δίνεται στην EN 1993-1-5:2005 §8 (1):

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \left(\frac{h_w}{t_w}\right)_{fi} = k \cdot \frac{E_a}{f_{yf}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{f,eff}}} \quad (16.101)$$

όπου:

A_w το εμβαδόν του κορμού $A_w = h_w \cdot t_w$

$A_{f,eff}$ το εμβαδόν της ενεργού διατομής του θλιβόμενου πέλματος.

Εάν όλο το πέλμα είναι ενεργό, τότε λαμβάνεται $A_f = b_f \cdot t_f$

f_{yf} το όριο διαρροής του πέλματος που θλίβεται

k $k = 0,3 \rightarrow$ αν εκμεταλλεύεται δυνατότητα πλαστικής στροφής ή συντηρητικά

$k = 0,4 \rightarrow$ αν χρησιμοποιείται πλαστική ροπή

$k = 0,55 \rightarrow$ αν χρησιμοποιείται ελαστική ροπή ή γενικώς όταν οι διατομές ελέγχου βρίσκονται στην ελαστική περιοχή

Γενικά αυτός ο έλεγχος ικανοποιείται σχεδόν πάντα, και επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος κύρτωσης του κορμού προερχόμενος από το πέλμα. Απλοποιητικά ελέγχεται με βάση τόσο το άνω όσο και το κάτω πέλμα.

Table 16-28: Αποτελέσματα ελέγχου κύρτωσης κορμού λόγω θλιβόμενου πέλματος.

		X=0; X=150; 6<X<144	X=3;6;144;147	
Εμβαδόν κορμού	A_w	285	281	cm ²
Επιφάνεια άνω πέλματος	$A_{fo,eff}=A_{fo}$	150	150	cm ²
Επιφάνεια κάτω πέλματος	$A_{fu,eff}=A_{fu}$	385	525	cm ²
Όριο άνω πέλματος	$f_{y,fo}$	355	355	MPa
Όριο κάτω πέλματος	$f_{y,fu}$	355	355	MPa
Συν/στης ελέγχου	k	0,3	0,3	[-]
Όριο για άνω πέλμα	$(h_w/t_w)_{fo}$	244,62	242,90	[-]
Όριο για κάτω πέλμα	$(h_w/t_w)_{fu}$	152,69	129,83	[-]
Ύψος μη ενισχυμένου κορμού	h_w	1425	1405	mm
Πάχος μη ενισχυμένου κορμού	t_w	20	20	mm
Λόγος ύψους προς πάχους	h_w/t_w	71,25	70,25	[-]
Check με βάση άνω πέλμα	$h_w/t_w \leq (h_w/t_w)_{fo} ?$	OK	OK	[-]
Check με βάση κάτω πέλμα	$h_w/t_w \leq (h_w/t_w)_{fu} ?$	OK	OK	[-]

16.9 Σχεδιασμός κατακόρυφων εγκάρσιων ενισχύσεων διαδοκίδων

Οι εγκάρσιες ενισχύσεις θα πρέπει να ελέγχονται σε λυγισμό σύμφωνα με την EN 1993-1-1 §6.3.1. Παρακάτω δίνονται οι υπολογισμοί για μια συμμετρική διατομή εγκάρσιας ενίσχυσης.

1. Προσδιορισμός της διατομής της εγκάρσιας ενίσχυσης ειδικά για την περίπτωση των υπολογισμών

-Αρχικά, θα πρέπει να προσδιορισθεί η ίδια η διατομή της εγκάρσιας ενίσχυσης που θα ληφθεί υπόψη στους υπολογισμούς.

-Για τον προσδιορισμό της διατομής, η δοκός μαζί με τις ενισχύσεις θα πρέπει να ληφθεί από οπτική γωνία κατόψεως. Όμως, παράλληλα θα πρέπει πάντα να είναι αντιληπτό ότι οι υπολογισμοί της κατακόρυφης εγκάρσιας ενίσχυσης γίνονται με βάση τα μεγέθη της ενεργού διατομής.

-Άρα, εξετάζοντας τη διατομή **σε κάτοψη** και λαμβάνοντας υπόψη τις «effective» διαστάσεις, η ισοδύναμη στην ουσία διατομή θα αποτελείται από:

a. Ενεργό-συνεργαζόμενο μήκος των εγκάρσιων ενισχύσεων από την παρειά του τοιχώματος του κορμού

-Σε περίπτωση δύο εγκάρσιων ενισχύσεων εκατέρωθεν του κορμού θα είναι οι δύο εγκάρσιες λεπίδες, οι οποίες όμως θα πρέπει να ληφθούν με μήκος σε κάτοψη, L_s (βλ. Figure 16.6), ίσο με το «effective length». Άρα, το *effective stiffener length* θα είναι:

$$L_{s,eff} = \min(L_{s,provided}; 14 \cdot \varepsilon \cdot t_s) \rightarrow L_{s,eff,tot} = 2 \cdot L_{s,provided} \quad (16.102)$$

-Το $14 \cdot \varepsilon \cdot t_s$ είναι από τον Πίνακα 5.2 (sheet 2 of 3) του EN 1993-1-1:2005 για την κατάταξη προεξέχοντων τμημάτων υπό καθαρή θλίψη. Με άλλα λόγια, αν η ενίσχυση είναι λυγερή/λεπτή, ενδέχεται να κατατάσσεται ως κατηγορία 4 και για αυτό θα πρέπει να δοθεί ένα όριο για το μήκος.

b. Ενεργό-συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας/τοιχώματος του κορμού της διατομής

-Λαμβάνεται ίσο με $15 \cdot \varepsilon \cdot t$ εκατέρωθεν της λεπίδας ενίσχυσης που συγκολλείται πάνω στον κορμό με σημείο εκκίνησης το όριο της λεπίδας. Εννοείται ότι σε περιπτώσεις πυκνής διάταξης εγκάρσιων ενισχύσεων ή στην περίπτωση του *end post*, θα πρέπει να ελέγχεται ότι το συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας κορμού δεν είναι μεγαλύτερο από το διαθέσιμο γεωμετρικό πλάτος. Για ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις δεν θα υπάρξει τέτοιο πρόβλημα. Το συνεργαζόμενο πλάτος του κορμού και ο τρόπος που λαμβάνεται υπόψη απεικονίζεται στο παράδειγμα του Figure 16.6.

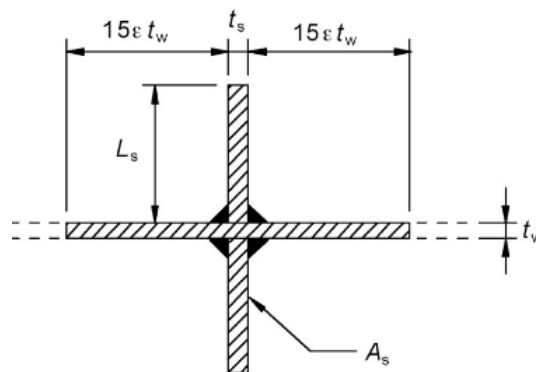


Figure 16.6: Απεικόνιση σε κάτοψη της ενεργού ισοδύναμης διατομής των εγκάρσιων ενισχύσεων και του κορμού

2. Το εμβαδόν του ενεργού τμήματος των εγκάρσιων ενισχύσεων θα είναι:

$$A_s = L_{s,eff,tot} \cdot t_s \quad (16.103)$$

3. Το εμβαδόν της ενεργού διατομής σε κάτοψη ολόκληρης της περιοχής ενίσχυσης (εγκάρσιες ενισχύσεις, κορμοί):

- Για τη διατομή ενός αμφίπλευρου εγκάρσιου *Stiffener* όπως στο Figure 16.6 θα είναι:

$$A_{eff,st} = 2 \cdot (A_s) + 2 \cdot [(15 \cdot \varepsilon \cdot t_s) \cdot (t_{w,beam})] + (t_s \cdot t_{w,beam}) \quad (16.104)$$

4. Η ροπή αδρανείας I_{st} της ενεργού διατομής θα είναι:

-Στην κάτοψη θα φέρεται ένας νοητός άξονας y-y (σαν να ήταν μία τυπική διατομή), ο οποίος θα είναι παράλληλος με την αξονική διεύθυνση του κορμού. Στην ουσία το I_{st} θα υπολογίζεται λες και αποτελεί το I_{yy} μιας συνήθους διατομής.

-Επειδή οι εγκάρσιες ενισχύσεις τοποθετούνται στην εξεταζόμενη περίπτωση συμμετρικά εκατέρωθεν του κορμού, συνήθως το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας του κορμού, δηλ. το $15 \cdot \varepsilon \cdot t$, πέφτει στον ουδέτερο άξονα (ήτοι κέντρο βάρους) της ισοδύναμης διατομής και εν τέλει για λόγους απλότητας δεν λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της ροπής αδρανείας I_{st} .

$$I_{st} = \frac{(t_s) \cdot (L_{s,eff} + t_{w,beam} + L_{s,eff})^3}{12} \quad (16.105)$$

5. Το μήκος λυγισμού:

-Όταν και τα δύο άκρα θεωρούνται πλευρικά στηριζόμενα, πρέπει να χρησιμοποιείται μήκος λυγισμού ℓ όχι μικρότερο από $0,75h_w$.

$$L_{cr,st} \geq L_{cr,min} = 0,75 \cdot h_w \rightarrow \text{επιλέγεται } L_{cr,st} = h_w \quad (16.106)$$

6. Όριο διαρροής για τον έλεγχο

$$f_y = \min(f_{y,stiffener}; f_{y,beam}) \quad (16.107)$$

7. Καμπ. λυγισμού και συντελεστής ατελειών

-Οι υπολογισμοί γίνονται για καμπύλη λυγισμού $c \rightarrow$ και συντελεστή ατελειών $\alpha_{st} = 0,49$

8. Υπολογισμοί για τον έλεγχο

$$N_{cr,st} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{st}}{(L_{cr,st})^2} \rightarrow \bar{\lambda}_{st} = \sqrt{\frac{A_{eff,st} \cdot f_y}{N_{cr,st}}} \rightarrow \Phi_{st} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{st} \cdot (\bar{\lambda}_{st} - 0,2) + (\bar{\lambda}_{st})^2] \rightarrow \chi_{st} = \min\left(\frac{1}{\Phi_{st} + \sqrt{\Phi_{st}^2 - (\bar{\lambda}_{st})^2}}; 1\right)$$

$$N_{b,Rd,st} = \frac{\chi_{st} \cdot A_{eff,st} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (16.108)$$

9. Αξονική δύναμη ελέγχου

-Κανονικά η δρώσα θλιπτική δύναμη N_{Ed} λαμβάνεται βάσει της τέμνουσας και της δράσης του εφελκυστικού πεδίου ως εξής:

$$N_{Ed} = V_{z,Ed} - \frac{1}{\bar{\lambda}_w^2} \cdot \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (16.109)$$

-Συντηρητικά και απλοποιητικά θεωρείται η δρώσα θλιπτική δύναμη N_{Ed} είναι ίση με την $\max V_{z,Ed}$

10. Επιλογή δυσκαμψίας των κατακόρυφων ενισχύσεων και προϋποθέσεις

-Επιλέγεται οι ενδιάμεσες ενισχύσεις να σχεδιάζονται, έτσι ώστε να θεωρούνται ως άκαμπτες. Με τον χαρακτηρισμό «άκαμπτες» νοείται ο σχεδιασμός των ενδιάμεσων ενισχύσεων ως άκαμπτες στηρίξεις των φατνωμάτων.

-Για να μπορέσουν να θεωρηθούν οι ενισχύσεις ως άκαμπτες στηρίξεις των φατνωμάτων του κορμού στην περίπτωση διάτμησης (ή αλλιώς έναντι διατμητικής σύνδεσης των φατνωμάτων), η ροπή αδρανείας I_{st} της ενεργού διατομής των ενδιάμεσων ενισχύσεων θα πρέπει να ικανοποιεί τον παρακάτω περιορισμό:

$$\text{Av} \frac{\alpha}{h_w} < \sqrt{2} \quad I_{st} \geq I_{st,min} = \frac{1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3}{a^2} \quad (16.110)$$

$$\text{Av} \frac{\alpha}{h_w} \geq \sqrt{2} \quad I_{st} \geq I_{st,min} = 0,75 \cdot h_w \cdot t^3 \quad (16.111)$$

όπου:

t το πάχος του φατνώματος. Για μία διατομή μορφής I θα είναι ουσιαστικά το πάχος του κορμού της διατομής, δηλ. $t = t_w$

st ο δείκτης που συμβολίζει ότι πρόκειται για εγκάρσια νεύρωση (s =stiffener, t =transverse)

Η εγκάρσια ενίσχυση επιλέγεται να έχει πάχος $t_s = 10\text{mm}$. Θα εκτείνεται σε όλο το ύψος του κορμού, ενώ το πλάτος της θα σταματάει στο πέρασ του πέλματος με το μικρότερο πλάτος, δηλ. του άνω.

Table 16-29: Έλεγχος της εγκάρσιας ενίσχυσης των διαδοκίδων

Εγκάρσια ενδιάμεση ενίσχυση			
Ύψος εγκάρσιας ενίσχυσης	h_w	1.425	mm
Πάχος εγκάρσιας ενίσχυσης	t_s	10	mm
Ενεργά μήκη εγκάρσιων ενισχύσεων εκτός κορμού			
Μήκος εγκάρσιας ενίσχυσης σε κάτοψη μετρούμενο από την παρειά του τοιχώματος του κορμού μέχρι το πέρασ του μικρότερου πέλματος	$L_{s, \text{side}}$	240	mm
Όριο διαρροής εγκάρσιας ενίσχυσης	f_{ys}	355	MPa
Συν/στης ορίου διαρροής	ϵ_{fys}	0,81	[-]
Ενεργό μήκος εγκάρσιας ενίσχυσης 1	$L_{s, \text{eff, side, 1}} = 14 * \epsilon * t_s$	114	mm
Τελικό ενεργό μήκος εγκάρσιας ενίσχυσης	$L_{s, \text{eff, side}}$	114	mm
Πλήθος εγκάρσιων ενισχύσεων εκατέρωθεν κορμού	n_s	2	[-]
Άθροισμα μηκών εγκάρσιας ενίσχυσης εκατέρωθεν των παρειών του τοιχώματος του κορμού	$L_{s, \text{eff, tot}}$	228	mm
Εμβαδόν εγκάρσιας ενίσχυσης σε κάτοψη (ενεργός διατομή)	A_s	11,39	cm ²
Ενεργά μήκη του κορμού της διατομής			
Πάχος τοιχώματος μη ενισχυμένου κορμού	t_w	20	
Όριο διαρροής τοιχώματος κορμού	f_{yw}	355	MPa
Ενεργό-συνεργαζόμενο μήκος κορμού	$L_{w, \text{eff, 1}} = 15 * \epsilon * t_w$	244	mm
Συνολικό συνεργαζόμενο μήκος κορμού	$L_{w, \text{eff}} = 2 * L_{w, \text{eff, 1}} + t_s$	498	mm
Εμβαδόν ενεργού τμήματος κορμού σε κάτοψη	$A_{w, \text{st, eff}}$	99,63	cm ²
Συνολική ενεργός διατομή εγκάρσιας ενίσχυσης σε κάτοψη			
Εμβαδόν εγκάρσιας ενίσχυσης σε κάτοψη (πλήρης διατομή)	$A_{\text{eff, st}}$	111,02	cm ²
Ροπή αδρανείας ως προς τον διαμήκη άξονα του τοιχώματος του κορμού	$I_{\text{eff, st}}$	1.268,20	cm ⁴
Έλεγχος της εγκάρσιας ενίσχυσης έναντι λυγισμού			
Συντελεστής λυγισμού	β	1	[-]
Μήκος λυγισμού	$L_{\text{cr, st}}$	1,425	m
Ροπή αδρανείας ως προς τον διαμήκη άξονα του τοιχώματος του κορμού	$I_{\text{eff, st}}$	1.268,20	cm ⁴
Μέτρο ελαστικότητας	E	210	GPa
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο	$N_{\text{cr, eff, st}}$	12.944,29	kN
Όριο διαρροής	f_y	355	MPa
Εμβαδόν εγκάρσιας ενίσχυσης σε κάτοψη (πλήρης διατομή)	$A_{\text{eff, st}}$	111,02	cm ²
Ανηγμένη λυγηρότητα	$\lambda - \rho_{\text{avla-st}}$	0,55	[-]
Καμπύλη λυγισμού	Καμπ. Λυγισμού	c	[-]
Συν/στης ατελειών	$\alpha - \text{st}$	0,49	[-]
Βοηθητικός συν/στης	Φ_{st}	0,738	[-]
Μειωτικός συν/στης αντοχής [1]	$\chi_{\text{st}} (1)$	0,814	[-]
Μειωτικός συν/στης αντοχής	χ_{st}	0,814	[-]
Χαρακτηριστική τιμή πλήρους αντοχής σε αξονική	$N_{\text{st, Rd, full}}$	3.941,374	kN
Συν/στης ασφαλείας για αστάθεια μελών	γ_{M1}	1,1	[-]
Αντοχή διαιρεμένη με συν/στη ασφαλείας	$N_{\text{Rd, full}} / \gamma_{M1}$	3.583,07	kN
Αντοχή σε λυγισμό	$N_{\text{st, b, Rd}}$	2.915,08	kN
Δρώσα αξονική δύναμη	$N_{\text{st, Ed}} = \max V_{z, \text{beam, Ed}}$	2.136	kN
Βαθμός εκμετάλλευσης	$N_{\text{st, Ed}} / N_{\text{st, b, Rd}}$	73,27%	[-]
Check	Check	OK	
Έλεγχος δυσκαμψίας για άκαμπτη κατακόρυφη ενίσχυση			
Μήκος φατνώματος κορμού	a	5.150	mm
Λόγος μήκους φατνώματος κορμού προς ύψος κορμού	a/h_w	3,614	[-]
Όριο για επιλογή σχέσεως	$\{a/h_w\}_{\text{limit}}$	1,414	[-]
Ελάχιστη ροπή αδρανείας για άκαμπτη κατακόρυφη ενίσχυση	$I_{\text{st, min}}$	106,875	cm ⁴
Check	$I_{\text{st, min}} < I_{\text{eff, st}}$	OK	[-]

17 Έλεγχος διαδοκίδας 2: Διατμητική σύνδεση

17.1 Διατμητικοί ήλοι κεφαλής και ολκιμότητα

Διατμητικοί ήλοι κεφαλής

-Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής αποτελούν τον μοναδικό τύπο διατμητικών συνδέσεων που καλύπτονται από τις διατάξεις του κανονισμού περί σύμμικτων γεφυρών, δηλ. από το EN 1994-2:2005.

-Οι διατμητικοί ήλοι θα πρέπει υποχρεωτικά να φέρουν στην κορυφή τους διαμορφωμένη κεφαλή, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η αποφυγή ανύψωσης της πλάκας από τη δοκό.

Όλκιμη συμπεριφορά διατμητικών ήλων κεφαλής και τρόπος εξασφάλισης της

-Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής θα πρέπει να έχουν όλκιμη συμπεριφορά, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η ανακατανομή των δυνάμεων μεταξύ των ήλων αυτών.

-Με βάση το EN 1994 οι διατμητικοί ήλοι έχουν δύο ειδών αντοχές: α) την αντοχή έναντι διάτμησης του κορμού του ήλου $P_{Ra,1}$ και β) την αντοχή έναντι θραύσης του σκυροδέματος $P_{Ra,2}$. Η β) είναι η λιγότερο όλκιμη μορφή αστοχίας, και επομένως μία καλή σκέψη θα είναι να αποφεύγεται. Συνήθως, για την αποφυγή αυτής της μορφής αστοχίας θα χρειαστεί αύξηση της κατηγορίας σκυροδέματος. Από αυτό το σκεπτικό προκύπτει ένα «προαιρετικό» όριο ελάχιστης ποιότητας σκυροδέματος που θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί σε μία γέφυρα.

Έτσι λοιπόν, αιτιολογείται το γεγονός ότι σε γέφυρες συνήθως η χρησιμοποιούμενη ποιότητα σκυροδέματος είναι της τάξεως της C35/45 [1]. Πράγματι, έπειτα από μια διερεύνηση για διάφορες ποιότητες σκυροδέματος για τη σύμμικτη διαδοκίδα της μελετώμενης γέφυρας, προέκυψε ότι για σκυρόδεμα C30/37 και άνω αρχίζει να ικανοποιείται το προαναφερθέν σκεπτικό, και επομένως όντως το C35/45 αποτελεί μία αρκετά ασφαλή επιλογή.

17.2 Κατασκευαστικές απαιτήσεις: ελάχιστες, μέγιστες διαστάσεις-αποστάσεις

ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΗΛΩΝ

d : Διάμετρος κορμού ήλου

-Περιορισμός: Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.7 (3) για κτήρια και με βάση την EN 1994-2:2005 §6.6.5.7 (3) για γέφυρες, η διάμετρος του κορμού του ήλου d δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 2,5 φορές το πάχος του ελάσματος πάνω στο οποίο συγκολλείται. Ο περιορισμός αυτός δεν ισχύει όταν πρόκειται για ήλο ακριβώς απάνω από τον κορμό της διατομής. Σε αυτήν την περίπτωση ισχύει άλλο όριο (όχι μεγαλύτερη από 1,5 φορές, βλ. και στη συνέχεια).

Αυτός ο περιορισμός αποτελεί παράλληλα και προϋπόθεση για τη χρήση των τύπων για την αντοχή του ήλου που δίνει ο Ευρωκώδικας.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση πρόκειται για το άνω πέλμα και επομένως θα είναι:

$$d \leq d_{max,1} = 2,5 \cdot t_{fo} \quad (17.1)$$

-Περιορισμός: Προϋπόθεση για τη χρήση των τύπων για την αντοχή του ήλου που δίνει ο Ευρωκώδικας, είναι η διάμετρος να ικανοποιεί την παρακάτω συνθήκη:

$$d_{min} = 16mm \leq d \leq d_{max,2} = 25mm \quad (17.2)$$

-Με βάση τα παραπάνω προκύπτει εν τέλει ότι για τη διάμετρο του κορμού του ήλου θα πρέπει να ικανοποιείται:

$$d_{min} = 16mm \leq d \leq d_{max,total} = \min(d_{max,1}; d_{max,2}) = \min(2,5 \cdot t_{fo}; 25mm) \quad (17.3)$$

Σχόλιο: Οι περιορισμοί της διαμέτρου του ήλου κεφαλής αμέσως οδηγούν στην απαγόρευση χρήσης κάποιων διατομών ως σιδηροδοκό για σύμμικτη διατομή. Για τις συνήθεις διατομές που χρησιμοποιούνται θα είναι οι IPE80 και IPE100.

-Περιορισμός: Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.7 (3) για κτήρια και με βάση την EN 1994-2:2005 §6.6.5.7 (3) για γέφυρες δίνεται ακόμη ένας περιορισμός για τις εξής δύο περιπτώσεις:

- Σε στοιχεία με εφελκυσμό που υπόκειται **ταυτόχρονα** σε φορτία κόπωσης
- Για ήλους που βρίσκονται ακριβώς απάνω από τον κορμό της δοκού

Για αυτές τις περιπτώσεις η διάμετρος ενός συγκολλημένου ήλου δεν θα πρέπει να υπερβαίνει 1,5 φορά το πάχος του πέλματος στο οποίο είναι συγκολλημένο, εκτός και αν υπάρχουν πειραματικά στοιχεία για την αντοχή σε κόπωση του ήλου ως διατμητικού συνδέσμου.

Άρα, για την περίπτωση που ο ήλος συγκολλείται πάνω στο άνω πέλμα μιας διατομής μορφής διπλού-ταυ I:

$$d \leq d_{max,3} = 1,5 \cdot t_{fo} \quad (17.4)$$

$d_{head,sc}$: Διάμετρος κεφαλής ήλου

$$d_{head,sc} \geq d_{head,sc,min} = 1,5 \cdot d \quad (17.5)$$

$h_{head,sc}$: Ύψος κεφαλής ήλου

$$h_{head,sc} \geq h_{head,sc,min} = 0,4 \cdot d \quad (17.6)$$

c_{sc} : Επικάλυψη ήλου

-Η επικάλυψη του ήλου με βάση το ύψος του h_{sc} θα δίνεται από τη σχέση:

$$c_{sc} = h_{c,tot} - h_{sc}$$

-Περιορισμός: Για την επικάλυψη θα πρέπει να είναι:

a. Εάν δεν απαιτείται επικάλυψη θα είναι:

$$c_{sc} = 0 \quad (17.7)$$

b. Εάν απαιτείται επικάλυψη θα είναι:

$$c_{sc} \geq c_{min} = \max(20mm; c_{nom}) \quad (17.8)$$

h_{sc} : Συνολικό ύψος ήλου

-Περιορισμός 1: Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.7 (1) για κτήρια και με βάση την EN 1994-2:2005 §6.6.5.7 (1) για γέφυρες, το συνολικό ύψος του ήλου h_{sc} θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το τριπλάσιο της διαμέτρου του ήλου d :

$$h_{sc} \geq h_{sc,min,1} = 3 \cdot d \quad (17.9)$$

-Περιορισμός 2 (γενικά προαιρετικός): Για να αποφευχθεί η απομείωση της αντοχής του ήλου σε θραύση σκυροδέματος, μια καλή τακτική θα είναι να επιλέγεται το ύψος του ήλου, έτσι ώστε να καλύπτονται τα όρια που οδηγούν σε συντελεστή $\alpha = 1$, ήτοι:

$$h_{sc} \geq h_{sc,min,2} = 4 \cdot d \quad (17.10)$$

-Περιορισμός 3: Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.8 (1), το συνολικό ύψος του ήλου h_{sc} θα πρέπει να εκτείνεται τουλάχιστον κατά $2d$ πάνω από την άνω παρειά του χαλυβδόφυλλου. Άρα:

$$h_{sc} \geq h_{sc,min,3} = h_p + 2 \cdot d \quad (17.11)$$

Σημειώνεται ότι ο περιορισμός αυτός δεν υπάρχει στο EN 1994-2:2004, καθώς για τις γέφυρες δε γίνεται αναφορά σε χαλυβδόφυλλα.

-Περιορισμός 4: Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.1 (1) για κτήρια και με βάση την EN 1994-2:2005 §6.6.5.1 (1) για γέφυρες, η επιφάνεια του διατμητικού συνδέσμου που αντιστέκεται στις δυνάμεις αποχωρισμού (για παράδειγμα, το κάτω μέρος της κεφαλής ενός διατμητικού ήλου) θα πρέπει να ευρίσκεται όχι λιγότερο από 30mm καθαρά πιο πάνω από τον κάτω οπλισμό (οπλισμό πυθμένα). Η διάταξη αυτή απεικονίζεται και στο Figure 17.1

a. Για συμπαγής σύμμικτη πλάκα, όπως φαίνεται στο Figure 17.1

$$h_{sc,min,netto,1} \geq c_{bottom} + \Phi_{bottom} + 30mm \quad (17.12)$$

$$\Leftrightarrow h_{sc,min,4} - h_{head} \geq c_{bottom} + \Phi_{bottom} + 30mm$$

$$\Rightarrow h_{sc} \geq h_{sc,min,4} = c_{bottom} + \Phi_{bottom} + 30mm + h_{head} \quad (17.13)$$

b. Λαμβάνοντας ότι ισχύει το ίδιο και για την περίπτωση πλάκας με χαλυβδόφυλλο:

$$h_{sc,min,netto,2} \geq h_p + c_{bottom,solid\ slab} + \Phi_{bottom,solid\ slab} + 30mm \quad (17.14)$$

$$\Leftrightarrow h_{sc,min,5} - h_{head} \geq h_p + c_{bottom,solid\ slab} + \Phi_{bottom,solid\ slab} + 30mm$$

$$\Rightarrow h_{sc} \geq h_{sc,min,5} = h_p + c_{bottom,solid\ slab} + \Phi_{bottom,solid\ slab} + 30mm + h_{head} \quad (17.15)$$

-Σημειώνεται ότι στην περίπτωση της μελετώμενης διαδοκίδας επιλέγεται ο «οπλισμός πυθμένα» να είναι ο διαμήκης της σύμμικτης δοκού $\Phi_{bottom,solid\ slab} = \Phi_{bottom,cross\ beam\ longitudinal}$. Με βάση το αντίστοιχο σχήμα της [1], κρίνεται ότι η διάταξη αυτή αφορά τόσο τον εγκάρσιο όσο και το διαμήκη οπλισμό της σύμμικτης δοκού, ανάλογα με το ποιος επιλέγεται για οπλισμό πυθμένα.

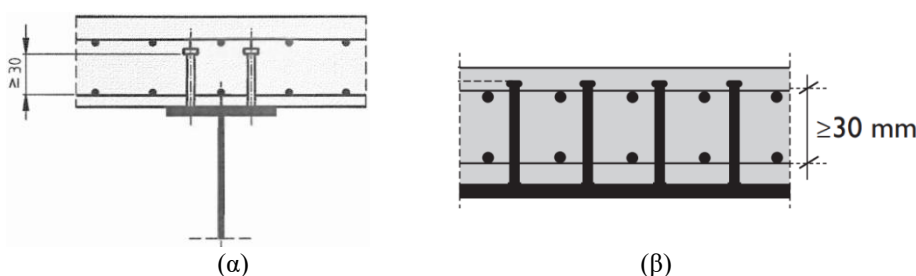


Figure 17.1: Η ελάχιστη καθαρή απόσταση του κάτω οπλισμού σύμμικτης διατομής από το κάτω μέρος της κεφαλής του διαμηκτικού ήλου, δηλ. της επιφάνειας που αντιστέκεται στις δυνάμεις αποχωρισμού. (α) εγκαρσίως της δοκού (από Σχήμα 6.14 των EN 1994-1-1:2004 και EN 1994-2:2005) (β) κατά μήκος της δοκού (από [1])

-Περιορισμός 5: Αν απαιτείται επικάλυψη γενικώς τότε πάνω από τον ήλο θα πρέπει να εξασφαλίζεται μια ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος. Με βάση αυτήν, ουσιαστικά προκύπτει ένα άνω όριο για το μέγιστο ύψος του ήλου κεφαλής, ως εξής:

$$h_{sc} \leq h_{sc,max} = h_{c,tot} - c_{min} \quad (17.16)$$

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ ΗΛΩΝ

n : Το πλήθος n των ήλων εγκαρσίως που συγκολλάται στο πέλμα σε μία διατομή

Για αρκετές από τις αποστάσεις που αφορούν τους ήλους θα πρέπει αρχικά να προσδιορισθεί το πλήθος των ήλων πάνω στη διατομή, δηλ. το πλήθος των ήλων που συγκολλείται εγκαρσίως στο άνω πέλμα μιας διατομής διπλού-ταυ I. Το πλήθος θα συμβολίζεται με n.

e_T : Η εγκάρσια απόσταση μεταξύ των ήλων (από κ.β. μέχρι κ.β. ήλων)

Για την εγκάρσια απόσταση μεταξύ των ήλων θα πρέπει να ισχύει:

-Για κάθε περίπτωση διαφορετική της συμπαγής πλάκας ή και συντηρητικά:

$$e_T \geq e_{T,min,1} = 4 \cdot d \quad (17.17)$$

-Για την περίπτωση της συμπαγούς πλάκας:

$$e_T \geq e_{T,min,2} = 2,5 \cdot d \quad (17.18)$$

s_T : Η εγκάρσια απόσταση μεταξύ των δύο ακραίων ήλων

Για n ήλους συγκολλημένους πάνω στο άνω πέλμα της διαδοκίδας η απόσταση μεταξύ του πρώτου και τελευταίου ήλου, δηλ. των δύο ακραίων ήλων μπορεί να υπολογίζεται ως εξής:

$$s_T = (n - 1) \cdot e_T \quad (17.19)$$

e_D : Η εγκάρσια απόσταση από το πέρασ του χαλύβδινου πέλματος πάνω στο οποίο συγκολλείται ο ήλος μέχρι το εξωτερικό άκρο του εγγύτερου (ακραίου) διατμητικού ήλου αυτού

-Η απόσταση e_D απεικονίζεται στο Figure 17.2 και υπολογίζεται ως:

$$e_D = 0,5 \cdot (b_{fo} - s_T - d) \quad (17.20)$$

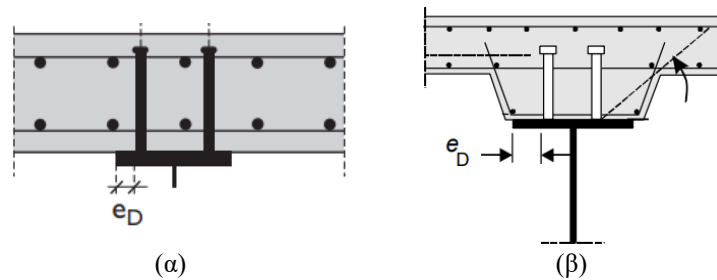


Figure 17.2: Η απόσταση e_D από το άκρο του πέλματος μέχρι το εξωτερικό άκρο του εγγύτερου ήλου για περίπτωση: (α) συμπαγούς πλάκας (από [1]) και (β) ενίσχυσης σκυροδέματος κατά την οποία το σκυρόδεμα προεξέρχει από το πέλημα (από Σχήμα 6.14 των EN 1994-1-1:2004 και EN 1994-2:2005)

-Περιορισμός 1 για κτήρια: Με βάση την 1994-1-1:2004 §6.6.5.6 (2):

$$e_{D,min,1} = 20mm \leq e_D \quad (17.21)$$

-Περιορισμός 2 για γέφυρες: Με βάση την 1994-2:2005 §6.6.5.6 (2):

$$e_{D,min,2} = 25mm \leq e_D \quad (17.22)$$

-Ειδική περίπτωση περιορισμού για κτήρια και για γέφυρες: Με βάση τις EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.5 (2) και EN 1994-2:2005 §6.6.5.5 (2) και γενικά για κάθε είδος διατμητικής σύνδεσης, δίνεται περιορισμός για τη μέγιστη απόσταση e_D των συνδέσεων, χάρη στην ικανοποίηση του οποίου η σύμμικτη διατομή μπορεί να αλλάξει κατηγορία. Συγκεκριμένα, εάν τα πέσματα στα οποία συγκολλούνται οι διατμητικές συνδέσεις θλιβόνται και τυχαίνει να ανήκουν στην κατηγορία 3 ή 4, τότε χάρη στη διατμητική σύνδεση και στην ικανοποίηση των μέγιστων διαμήκων αποστάσεων θα μπορούν εν τέλει να κατατάσσονται στην κατηγορία 1 ή 2, αντίστοιχα. Οι μέγιστες αποστάσεις e_D είναι:

$$e_D \leq e_{D,max} = 9 \cdot \varepsilon \cdot t_{fo} = 9 \cdot \varepsilon_{fo} \cdot t_{fo} = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{y,fo}}} \cdot t_{fo} \quad (17.23)$$

e_v : Η εγκάρσια απόσταση από το εξωτερικό άκρο του ακραίου διατμητικού ήλου μέχρι το πέρασ του σκυροδέματος

A. Περίπτωση ενίσχυσης του σκυροδέματος διαφορετικής από τις περιπτώσεις αυλακωτών χαλυβδόφυλλων.

a. Περιορισμός 1 για κτήρια και για γέφυρες με βάση τις EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.4 (2) και EN 1994-2:2005 §6.6.5.4 (2), αντίστοιχα: Αρχικά, οι παράγραφοι αυτοί αναφέρονται στην περίπτωση ενίσχυσης του σκυροδέματος διαφορετικής από τις περιπτώσεις αυλακωτών χαλυβδόφυλλων. Σε αυτές τις περιπτώσεις η ονομαστική κάλυψη του σκυροδέματος από την πλευρά της ενίσχυσης μέχρι τον σύνδεσμο δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από 50mm, όπως φαίνεται και στο Figure 17.3.

$$e_{v,min,1} = 50mm \leq e_v \quad (17.24)$$

b. Περιορισμός 2 για κτήρια και για γέφυρες με βάση τις EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.4 (2) και EN 1994-2:2005 §6.6.5.4 (2), αντίστοιχα: Αρχικά, οι παράγραφοι αυτοί αναφέρονται στην περίπτωση ενίσχυσης του σκυροδέματος διαφορετικής από τις περιπτώσεις αυλακωτών χαλυβδόφυλλων. Όταν χρησιμοποιείται διόγκωση του σκυροδέματος – «concrete haunch» – μεταξύ της χαλύβδινης δοκού και της οροφής της πλάκας, οι πλευρές της διόγκωσης θα πρέπει να ευρίσκονται έξω από τη γραμμή των 45° που ξεκινάει από το εξωτερικό άκρο του διατμητικού ήλου, όπως φαίνεται και στο Figure 17.3.

- i. Για την περίπτωση όπου η πλευρά της διόγκωσης σχηματίζει ορθή γωνία, $\varphi_{ch} = 90^\circ$, με το οριζόντιο επίπεδο θα είναι:

$$e_{v,min,2} = \frac{h_{ch}}{\tan(45^\circ)} = h_{ch} \leq e_v \quad (17.25)$$

- ii. Για την περίπτωση όπου η πλευρά της διόγκωσης σχηματίζει γωνία φ_{ch} με το οριζόντιο επίπεδο θα είναι:

$$e_{v,min,3} = \frac{h_{ch}}{\tan(45^\circ)} - l_{ch} \leq e_v \quad (17.26)$$

όπου:

h_{ch} το ύψος της διόγκωσης του σκυροδέματος - «concrete haunch»

l_{ch} η προβολή της κεκλιμένης πλευράς της διόγκωσης στο οριζόντιο επίπεδο

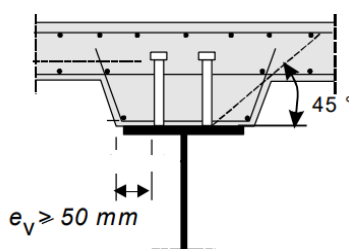


Figure 17.3: Η απόσταση e_v από το άκρο του σκυροδέματος μέχρι το εξωτερικό άκρο του εγγύτερου ήλου για περίπτωση ενίσχυσης σκυροδέματος διαφορετικής του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου (από Σχήμα 6.14 των EN 1994-1-1:2004 και EN 1994-2:2005)

B. Περίπτωση χαλυβδόφυλλου:

-Για την περίπτωση σύμμικτης διαδοκίδας με χαλυβδόφυλλο που διακόπτεται στις περιοχές του άνω πέλματος η απόσταση μπορεί να βρεθεί ως:

$$e_v = e_D - l_{bs} \quad (17.27)$$

όπου:

l_{bs} το πλάτος έδρασης του χαλυβδόφυλλου στο άνω πέλμα της διαδοκίδας

-Αν ληφθεί υπόψη το πρίσμα του σκυροδέματος που δημιουργείται λόγω της διακοπής του χαλυβδόφυλλου ως «διόγκωση του σκυροδέματος», στην οποία αναφέρεται το EN 1994, τότε κρίνεται ότι θα πρέπει να ικανοποιηθεί και πάλι η ίδια απαίτηση με τις Σχέσεις (17.25) και (17.26), αλλά όπου $h_{ch} = h_p$. Δηλ. :

$$\text{Για } \varphi_{ch} = 90^\circ \rightarrow e_{v,min,4} = \frac{h_p}{\tan(45^\circ)} = h_p \leq e_v \quad (17.28)$$

$$e_{v,min,5} = \frac{h_p}{\tan(45^\circ)} - l_p \leq e_v \quad (17.29)$$

-Οι απαιτήσεις αυτές κρίνεται ότι θα πρέπει να ικανοποιούνται καθώς στην ουσία θα πρέπει να εξασφαλίζεται πλευρικά του ήλου ένα ελάχιστο πάχος επικάλυψης σκυροδέματος. Ο ίδιος έλεγχος παρατηρείται ότι έχει γίνει και στο Σχήμα Π11.1 της [1].

e_E : Η εγκάρσια απόσταση από τον άξονα του ακραίου ήλου μέχρι την άκρη του σκυροδέματος στις περιοχές διακοπής της πλάκας σκυροδέματος

-Στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας η απόσταση αυτή αφορά το σκυροδέμα της πρώτης και της τελευταίας διαδοκίδας και μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$e_E = 0,5 \cdot (b_{f0} - s_T) \quad (17.30)$$

-Περιορισμός 1: Με βάση την [1], για την αποφυγή της διαμήκουσ διάρρηξης στην άκρη του σκυροδέματος θα πρέπει να είναι:

$$e_{E,min,1} = 6 \cdot d \leq e_E \quad (17.31)$$

Στην περίπτωση των διαδοκίδων της γέφυρας το σκυρόδεμα διακόπτεται ακριβώς στο πέρας του άνω πέλματος. Με βάση τους υπολογισμούς με αυτόν τον τρόπο ικανοποιείται η $e_{E,min}$ και δε χρειάζεται να αυξηθεί περαιτέρω το πλάτος της πλάκας.

-Περιορισμός 2: Με βάση την [1], εάν ισχύει ότι $e_E \leq e_{E,min,2} = 300mm$, τότε απαιτείται η τοποθέτηση πρόσθετων εγκάρσιων οπλισμών μορφής αναβολέων U, που περιβάλλουν τους διατμητικούς ήλους των ακραίων διαδοκίδων. Για τη διάμετρο των ράβδων των αναβολέων U θα πρέπει να ισχύει ότι:

$$\Phi_{U,min} = 0,5 \cdot d \leq \Phi_U \quad (17.32)$$

e_L : Η διαμήκης απόσταση μεταξύ των ήλων κατά μήκος της δοκού

-Περιορισμός 1 για κτήρια και για γέφυρες: Με βάση τις EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.7 (4) και EN 1994-2:2005 §6.6.5.7 (4) και ειδικά για την περίπτωση ήλων κεφαλής, η διαμήκης απόσταση των ήλων κατά τη διεύθυνση της διαμήκης διάτμησης δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από 5 φορές τη διάμετρο του ήλου:

$$e_{L,min} = 5 \cdot d \leq e_L \quad (17.33)$$

-Περιορισμός 2 για κτήρια: Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.5 (3) και γενικά για κάθε είδος διατμητικής σύνδεσης, **σε κτήρια** η μέγιστη διαμήκης αξονική (δηλ. από κέντρο ήλου σε κέντρο ήλου) απόσταση των διατμητικών συνδέσεων θα πρέπει να είναι όχι μεγαλύτερη από 6 φορές το **ολικό πάχος** της πλάκας ή 800mm.

$$e_L \leq e_{L,max,1} = \min(6 \cdot h_{c,total}; 800 \text{ mm}) \quad (17.34)$$

-Περιορισμός 3 για γέφυρες: Με βάση την EN 1994-2:2005 §6.6.5.5 (3) και γενικά για κάθε είδος διατμητικής σύνδεσης, **σε γέφυρες** η μέγιστη διαμήκης αξονική (δηλ. από κέντρο ήλου σε κέντρο ήλου) απόσταση των διατμητικών συνδέσεων θα πρέπει να είναι όχι μεγαλύτερη από 4 φορές το **πάχος** της πλάκας ή 800mm.

$$e_L \leq e_{L,max,2} = \min(4 \cdot h_c; 800 \text{ mm}) \quad (17.35)$$

Σχόλιο: Για την περίπτωση των γεφυρών το EN 1994 δεν αναγράφει τη λέξη ολικό πάχος. Επομένως, ίσως – ανάλογα και με την περίπτωση – θα πρέπει να λαμβάνεται υπέρ της ασφαλείας το μικρότερο πάχος, π.χ σε περίπτωση χρήσης χαλυβδόφυλλου το συμπαγές πάχος της πλάκας και όχι το ολικό (βλ. και παρακάτω). Σε περίπτωση χρήσης μόνο συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος θα χρησιμοποιείται κανονικά το συνολικό πάχος της πλάκας, όπως απεικονίζεται και στο Figure 17.4.

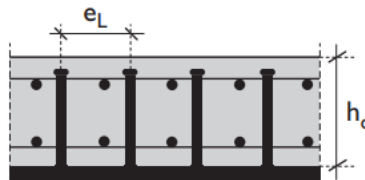


Figure 17.4: Η διαμήκης αξονική απόσταση των ήλων e_L και το πάχος h_c για την περίπτωση συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος (από [1])

-Περιορισμός 4 για γέφυρες: Με βάση την [1] και γενικά για κάθε είδος διατμητική σύνδεσης, σε γέφυρες όπου χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο, ο περιορισμός που δίνει η EN 1994-2:2005 §6.6.5.5 (3) θα εξετάζεται ως εξής:

$$e_L \leq e_{L,max,3} = \min(4 \cdot h_{c,συμπαγές}; 800 \text{ mm}) \quad (17.36)$$

-Ειδική περίπτωση περιορισμού για κτήρια και για γέφυρες: Με βάση τις EN 1994-1-1:2004 §6.6.5.5 (2) και EN 1994-2:2005 §6.6.5.5 (2) και γενικά για κάθε είδος διατμητικής σύνδεσης, δίνεται περιορισμός για τη μέγιστη διαμήκη απόσταση των συνδέσεων, χάρη στην ικανοποίηση του οποίου η σύμμικτη διατομή μπορεί να αλλάξει κατηγορία. Συγκεκριμένα, εάν τα πέλματα στα οποία συγκολλούνται οι διατμητικές συνδέσεις θλίβονται και τυχαίνει να ανήκουν στην κατηγορία 3 ή 4, τότε χάρη στη διατμητική σύνδεση και στην ικανοποίηση των μέγιστων διαμήκων αποστάσεων θα μπορούν εν τέλει να κατατάσσονται στην κατηγορία 1 ή 2, αντίστοιχα. Οι μέγιστες διαμήκεις αποστάσεις είναι:

a. Όπου η πλάκα είναι σε επαφή καθ' όλο το μήκος (π.χ. σε συμπαγείς πλάκες) θα είναι:

$$e_L \leq e_{L,max,4} = 22 \cdot \varepsilon \cdot t_{fo} = 22 \cdot \varepsilon_{fo} \cdot t_{fo} = 22 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{y,fo}}} \cdot t_{fo} \quad (17.37)$$

b. Όπου η πλάκα δεν είναι σε επαφή καθ' όλο το μήκος (π.χ. πλάκα με τις αυλακώσεις κάθετα (εγκάρσια) προς τη δοκό) ή και γενικά συντηρητικά (όπως γίνεται και στην [1] για την περίπτωση επαφής της πλάκας σε όλο το μήκος) θα είναι:

$$e_L \leq e_{L,max,5} = 15 \cdot \varepsilon \cdot t_{fo} = 15 \cdot \varepsilon_{fo} \cdot t_{fo} = 15 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{y,fo}}} \cdot t_{fo} \quad (17.38)$$

Υπολογισμοί για τη μελετώμενη γέφυρα

Για την εργασία χρησιμοποιούνται διατμητικοί ήλοι Nelson. Τα διαθέσιμα ύψη των ήλων ανάλογα με τη διατομή του κορμού τους δίνονται στο Figure 32.1. Για τη διαδοκίδα επιλέγεται ομοιόμορφη κατανομή με ήλους Nelson $2\Phi 19 \times 250mm/135mm$. Στους Table 17-1 μέχρι Table 17-3 δίνονται όλες οι αποστάσεις και οι έλεγχοι όπως έχουν παρουσιαστεί αναλυτικά στα προηγούμενα.

Table 17-1: Οι διαστάσεις του επιλεγόμενου ήλου

Διατμητικός ήλος κεφαλής			
Διάμετρος κορμού ήλου	d	19	mm
Συνολικό ύψος ήλου	h_{sc}	250	mm
Διάμετρος κεφαλής ήλου	d_{head}	32	mm
Ύψος κεφαλής ήλου	h_{head}	10	mm
Καθαρό ύψος ήλου	$h_{sc,netto}$	240	mm

Table 17-2: Υπολογισμοί για τις κατασκευαστικές διατάξεις που αφορούν τη γεωμετρία των ήλων

Γεωμετρικές απαιτήσεις ήλων			
Διάμετρος ήλου d			
Πάχος άνω πέλματος	t_{fo}	30	mm
Γενικός περιορισμός και για χρήση τύπων αντοχής	$d_{max,1} = 2,5 \cdot t_{fo}$	75	mm OK
Για χρήση τύπων αντοχής	d_{min}	16	mm OK
Για χρήση τύπων αντοχής	$d_{max,2}$	25	mm OK
Για στοιχεία σε εφελκυσμό και κόπωση ή για ήλους πάνω από κορμό	$d_{max,3} = 1,5 \cdot t_{fo}$	45	mm OK
Διάμετρος κεφαλής ήλου d_{head}			
Ελάχιστη διάμετρος κεφαλής ήλου	$d_{head,sc,min} = 1,5 \cdot d$	28,5	mm OK
Ύψος κεφαλής ήλου h_{head}			
Ελάχιστο ύψος κεφαλής ήλου	$h_{head,sc,min} = 0,4 \cdot d$	7,6	mm OK
Επικάλυψη ήλου c_{sc}			
Συνολικό πάχος σύμμικτης πλάκας	$h_{c,tot}$	350	mm
Επικάλυψη ήλου	$c_{sc} = h_{c,tot} - h_{sc}$	100	mm
Ελάχιστη επικάλυψη	$c_{min} = \max(20mm; c_{nom})$	50	mm OK
Συνολικό ύψος ήλου h_{sc}			
Ελάχιστο ύψος για κτήρια και γέφυρες	$h_{sc,min,1} = 3 \cdot d$	57	mm OK
Για συντελεστή διατμητικής αντοχής $\alpha=1$	$h_{sc,min,2} = 4 \cdot d$	76	mm OK
Ελάχιστο ύψος σε περίπτωση χαλυβδόφυλλου	$h_{sc,min,3} = h_p + 2 \cdot d$	138	mm OK
Ύψος χαλυβδόφυλλου	h_p	100	mm
Επιλεγμένη επικάλυψη οπλισμού πυθμένα	$c_{bottom,solid slab}$	50	mm
Διάμετρος οπλισμού πυθμένα	$\Phi_{bottom,solid slab}$	22	mm
Ελάχιστο ύψος βάσει οπλισμού πυθμένα	$h_{sc,min,5} = h_p + c_b + \Phi_b + 30mm + h_{head}$	234	mm OK
Μέγιστο επιτρεπόμενο ύψος λόγω επικάλυψης	$h_{sc,max} = h_{c,tot} - c_{min}$	300	mm OK

Table 17-3: Υπολογισμοί για τις κατασκευαστικές διατάξεις που αφορούν τη γεωμετρία των ήλων

Γεωμετρικές απαιτήσεις αποστάσεων ήλων			A*	B*
Πλήθος διατμητικών ήλων στη διατομή	n	2	[-]	
Εγκάρσια απόσταση μεταξύ ήλων e_T				
Εγκάρσια απόσταση διατμητικών ήλων provided	e_T	90	mm	
Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση για κάθε περίπτωση εκτός συμπαγούς πλάκας ή συντηρητικά	$e_{T,min,1} = 4 \cdot d$	76	mm	OK
Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση για την περίπτωση συμπαγούς πλάκας	$e_{T,min,2} = 2,5 \cdot d$	47,5	mm	OK
Εγκάρσια απόσταση μεταξύ ακραίων ήλων s_T				
Εγκάρσια απόσταση ακραίων διατμητικών ήλων	$s_T = (n - 1) \cdot e_T$	90	mm	
Εγκάρσια απόσταση πέρατος πέλματος - εγγύτερου ήλου e_D				
Πλάτος άνω πέλματος	b_{f0}	500	mm	
Εγκάρσια απόσταση πέρατος πέλματος - εγγύτερου ήλου	$e_D = 0,5 \cdot (b_{f0} - s_T - d)$	195,5	mm	
Ελάχιστη e_D για κτήρια	$e_{D,min,1}$	20	mm	OK
Ελάχιστη e_D για γέφυρες	$e_{D,min,2}$	25	mm	OK
Πάχος άνω πέλματος	t_{f0}	30	mm	
Όριο διαρροής άνω πέλματος	$f_{y,f0}$	355	MPa	
Συντελεστής ορίου διαρροής άνω πέλματος	ϵ_{f0}	0,81	[-]	
$e_{D,max}$ για: από Class 3,4 σε Class 1,2	$e_{D,max} = 9 \cdot \epsilon_{f0} \cdot t_{f0}$	219,68	mm	OK
Εγκάρσια απόσταση πέρατος σκυροδέματος - εξωτερικό άκρο εγγύτερου ήλου e_v				
Μήκος εδράσεως χαλυβδόφυλλου	l_{bs}	60	mm	
Εγκάρσια απόσταση από άκρο ακραίου ήλου μέχρι πέρασ σκυροδέματος	$e_v = e_D - l_{bs}$	135,5	mm	
Ελάχιστη απόσταση γενικά	$e_{v,min,1}$	50	mm	
Ύψος χαλυβδόφυλλου	h_p	100	mm	
Προβολή κεκλιμένης πλευράς "διόγκωσης σκυροδέματος"	l_p	0	mm	
Ελάχιστη απόσταση ώστε η πλευρά της "διόγκωσης" να είναι εκτός της γωνίας των 45 από το εξωτερικό άκρο του εγγύτερου ήλου	$e_{v,min,5} = \frac{h_p}{\tan(45^\circ)} - l_p$	100	mm	OK
Εγκάρσια απόσταση πέρατος σκυροδέματος - εξωτερικό άκρο εγγύτερου ήλου στις άκρες τις γέφυρας				
Εγκάρσια απόσταση από άξονα ακραίου ήλου μέχρι πέρασ σκυροδέματος στα άκρα της γέφυρας	$e_E = 0,5 \cdot (b_{f0} - s_T)$	205	mm	
Ελάχιστη απόσταση e_E	$e_{E,min,1} = 6 \cdot d$	114	mm	OK
Ελάχιστη απόσταση e_E για τη μη χρήση οπλισμού αναβολέων μορφής U	$e_{E,min,2}$	300	mm	FAIL
Ελάχιστη διάμετρος οπλισμού αναβολέων U	$\Phi_{U,min} = 0,5 \cdot d$	9,5	mm	
Διαμήκης απόσταση ήλων e_L (ομοιόμορφη κατανομή)				
Διαμήκης απόσταση ήλων	e_L	135	mm	
Ελάχιστη απόσταση	$e_{L,min} = 5 \cdot d$	95	mm	OK
Πάχος συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος	$h_{c,συμπαγές}$	250	mm	
Μέγιστη απόσταση για γέφυρας και χαλυβδόφυλλο	$e_{L,max,3} = \min(4 \cdot h_{c,solid}; 800 \text{ mm})$	800	mm	OK
$e_{L,max}$ για πλάκα σε επαφή σε όλο το μήκος: από Class 3,4 σε Class 1,3	$e_{L,max,4} = 22 \cdot \epsilon_{f0} \cdot t_{f0}$	536,99	mm	OK
$e_{L,max}$ για πλάκα με αυλακώσεις κάθετα στη δοκό ή συντηρητικά: από Class 3,4 σε Class 1,2	$e_{L,max,5} = 15 \cdot \epsilon_{f0} \cdot t_{f0}$	364,5	mm	OK
A* → Γενικά				
B* → Απαιτήσεις για αλλαγή κατηγορίας διατομής. από Class 3,4 σε Class 1,2				

17.3 Διατμητικοί ήλοι: Διατμητική αντοχή ήλων

Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την αντοχή των ήλων

1. Ο επιμέρους συν/στης ασφαλείας για την αντοχή των ήλων, γ_v

$$\gamma_v = 1,5 \quad (17.39)$$

Αντοχή διατμητικών ήλων για ΟΚΑ

2. Η ονομαστική εφελκυστική αντοχή f_u του χάλυβα του ήλου

-Η τιμή που θα λαμβάνεται στους υπολογισμούς δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από 500MPa. Άρα:

$$f_u = \min(f_{u,provided}; 500 \text{ MPa}) \quad (17.40)$$

3. Η χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για Μορφή αστοχίας 1: Διάτμηση κορμού ήλου

$$P_{Rk,1} = 0,8 \cdot f_u \cdot A_d \Leftrightarrow P_{Rk,1} = 0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) \quad (17.41)$$

4. Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για Μορφή αστοχίας 1: Διάτμηση κορμού ήλου

$$P_{Rd,1} = \frac{P_{Rk,1}}{\gamma_v} \Leftrightarrow P_{Rd,1} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v} \quad (17.42)$$

5. Συντελεστής α για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για Μορφή αστοχίας 2: Θραύση σκυροδέματος

$$\text{για } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4 \quad \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) \quad (17.43)$$

$$\text{για } 4 < \frac{h_{sc}}{d} \quad \alpha = 1 \quad (17.44)$$

6. Η χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για Μορφή αστοχίας 2: Θραύση σκυροδέματος

$$P_{Rk,2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (17.45)$$

7. Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για Μορφή αστοχίας 2: Θραύση σκυροδέματος

$$P_{Rd,2} = \frac{P_{Rk,2}}{\gamma_v} \Leftrightarrow P_{Rd,2} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (17.46)$$

8. Η τελική τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για ΟΚΑ

$$P_{Rd,UDL} = \min(P_{Rd,1}; P_{Rd,2}) \quad (17.47)$$

Αντοχή διατμητικών ήλων για ΟΚΑ – χαρακτηριστικός συνδυασμός

9. Συντελεστής για την αντοχή ήλων για ΟΚΑ

$$k_s = 0,75 \quad (17.48)$$

10. Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για ΟΚΑ

$$P_{Rd,ser} = k_s \cdot P_{Rd} = k_s \cdot \min(P_{Rd,1}; P_{Rd,2}) = k_s \cdot \min\left(\frac{0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_v}; \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v}\right) \quad (17.49)$$

Υπολογισμοί για τη μελετώμενη γέφυρα

Table 17-4: Υπολογισμός αντοχής διατμητικού ήλου για τη μελετώμενη σύμμικτη διαδοκίδα

Υπολογισμός διατμητικής αντοχής διατμητικού ήλου			
Διάμετρος κορμού ήλου	d	19	mm
Εμβαδόν κορμού ήλου σε κάτοψη	A_d	2,84	cm ²
Εφελκυστική αντοχή χάλυβα ήλου	$f_{u,provided}$	450	MPa
Εφελκυστική αντοχή χάλυβα ήλου για υπολογισμούς	$f_u = \min(f_{u,provided}; 500\text{MPa})$	450	MPa
Χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για Μορφή αστοχίας 1: Διάτμηση κορμού ήλου, σε ΟΚΑ	$P_{Rk,1}$	102,07	kN
Ύψος ήλου	$h_{sc,provided}$	250	mm
Λόγος ύψους ήλου προς τη διάμετρο του κορμού	$h_{sc,provided}/d$	13,16	[-]
Συν/στης για τον υπολογισμό της $P_{Rk,2}$	α	1	[-]
Χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου του σκυροδέματος στις 28 ημέρες	f_{ck}	35	MPa
Μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας	E_{cm}	33.500	MPa
Χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής για Μορφή αστοχίας 2: Θραύση σκυροδέματος, σε ΟΚΑ	$P_{Rk,2}$	125,65	kN
Τελική χαρακτηριστική τιμή της διατμητικής αντοχής ήλων κεφαλής	P_{Rk}	102,07	kN
Ολκιμότητα ήλου με βάση τη διατμητική αντοχή του ήλου	$P_{Rk,2} > P_{Rk,1} ?$	Όλκιμος	[-]
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας αντοχής διατμητικού ήλου	γ_v	1,5	[-]
Τιμή σχεδιασμού διατμητικού ήλου σε ΟΚΑ	P_{Rd}	81,66	kN
Συν/στης για την αντοχή των διατμητικών ήλων σε ΟΚΑ	k_s	0,75	[-]
Τιμή σχεδιασμού διατμητικού ήλου σε ΟΚΑ	$P_{Rd,ser}$	61,24	kN

17.4 Έλεγχος διατμητικής σύνδεσης και διατμητικής κάλυψης της πλάκας σκυροδέματος

Βήματα υπολογισμού

1. Θέσεις ελέγχου

-Ο έλεγχος γίνεται στα κρίσιμα σημεία. Στη διατμητική σύνδεση ως κρίσιμα σημεία νοούνται:

- Οι στηρίξεις.
- Τα σημεία αλλαγής του συνεργαζόμενου πλάτους
- Τα σημεία αλλαγής της διάταξης των τοποθετούμενων διατμητικών ήλων
- Τα σημεία αλλαγής της διατομής

-Η μελετώμενη σύμμικτη διαδοκίδα έχει σταθερό συνεργαζόμενο πλάτος και (απλοποιητικά) σταθερή διατομή. Ο έλεγχος, όπως εξηγείται αναλυτικότερα και στη συνέχεια, γίνεται μόνον για τις στηρίξεις της διαδοκίδας, καθώς λαμβάνεται ομοιόμορφη κατανομή ήλων σε όλο το μήκος.

-Δρώσα διατμητική ροή για ελαστική συμπεριφορά

2. Απόσταση κέντρο βάρους πλάκας ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής, $\bar{z}_{1,L}$, για την εξεταζόμενη φόρτιση και για τον εξεταζόμενο χρόνο ελέγχου

-Το κέντρο βάρους της πλάκας, $Z_{K.B.,c}$, αφορά όλη τη διατομή της πλάκας σκυροδέματος, άρα είναι σταθερό.

-Το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής, $Z_{1,K.B.,composite,L}$, μεταβάλλεται ανάλογα με την εξεταζόμενη φόρτιση και τον εξεταζόμενο χρόνο ελέγχου.

-Γενικά, η τιμή της απόστασης δίνεται από την παρακάτω σχέση και έχει ήδη δοθεί στον Table 3-1.

$$\bar{z}_{1,L} = Z_{1,K.B.,composite,L} - Z_{K.B.,c} \quad (17.50)$$

3. Στατική ροπή $S_1 = S_{1,L}$ της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της αρηγμάτωτης σύμμικτης διατομής για την εξεταζόμενη φόρτιση και για τον εξεταζόμενο χρόνο ελέγχου.

-Η τιμή της στατικής ροπής δίνεται από την παρακάτω σχέση και έχει ήδη δοθεί στον Table 3-1.

$$S_{1,L} = A_{c,tot,eq,a} \cdot \bar{z}_{1,L} \Leftrightarrow S_{1,L} = \frac{A_{c,tot}}{n_L} \cdot \bar{z}_{1,L} \quad (17.51)$$

4. Η δρώσα διατμητική ροή $v_{l,Ed}$ για ελαστική συμπεριφορά

$$\text{για } M_{Ed} < M_{el,Rd} \rightarrow v_{l,Ed} = \frac{V_{z,Ed} \cdot S_{1,L}}{I_{yy,1,L}} \Leftrightarrow v_{l,Ed} = \left(\frac{S_{1,L}}{I_{yy,1,L}} \right) \cdot V_{z,Ed} \quad (17.52)$$

-Για τη μελετώμενη σύμμικτη διαδοκίδα και για την περιβάλλουσα των μέγιστων κατακόρυφων τεμνουσών $max V_{z,Ed}$, οι ροπές στα άκρα προκύπτουν μηδενικές, ενώ παράλληλα οι κατακόρυφες τέμνουσες είναι μέγιστες. Άρα, σίγουρα θα ισχύει η Σχέση (17.52) και παράλληλα η δρώσα διατμητική ροή θα είναι και η μέγιστη δυνατή, με αποτέλεσμα ο βασικός έλεγχος να αρκεί να γίνει για τις τιμές στα άκρα. Εάν για χάρη απλότητας θεωρηθεί ότι σε όλο το μήκος υλοποιείται σταθερή και ομοιόμορφη κατανομή των διατμητικών ήλων, τότε αρκεί να γίνει μόνο ο έλεγχος στις διατομές στα άκρα της διαδοκίδας.

5. Δρώσα διατμητική ροή $v_{l,Ed}$

-Τα φορτία που προκαλούν διαμήκη διάτμηση είναι μόνο τα φορτία που δέχεται η σύμμικτη δοκός. Τα φορτία στη φάση κατασκευής όπου δεν υπάρχει σύμμικτη λειτουργία παραλαμβάνονται από τη σιδηροδοκό, και ως εκ τούτου δεν προκαλούν διαμήκη διάτμηση [2].

-Αυτό σημαίνει ότι για μελέτες με φάσεις κατασκευής δεν λαμβάνονται τα φορτία που παραλαμβάνει η σιδηροδοκός, δηλ. στην ουσία οι μόνιμες δράσεις G1.

-Με βάση την [1], μπορεί να γίνει συντηρητική παραδοχή πως το μέρος της τέμνουσας που αντιστοιχεί στο συντελεστή ασφαλείας μπορεί να οφείλεται σε μια ενδεχόμενη υπερφόρτιση, η οποία εμφανίζεται στη φάση λειτουργίας της σύμμικτης δοκού. Με άλλα λόγια από τον συντελεστή $\gamma_G = 1,35$ και θεωρώντας ότι η σιδηροδοκός αναλαμβάνει στη φάση κατασκευής φορτία ίσα με $\gamma_G \cdot G1 = 1 \cdot G1$, θα ληφθεί υπόψη το $1,35 \cdot G1 - 1 \cdot G1 = 0,35 \cdot G1$.

-Για φάσεις κατασκευής, τόσο στην ΟΚΑ όσο και στην ΟΚΛ, θα πρέπει να ελεγχθεί η διατμητική σύνδεση για τους διάφορους χρόνους ελέγχου, π.χ. $t = 0$, $t = \infty$. Οι κατακόρυφες τέμνουσες $V_{z,Ed}$ από τις διάφορες φορτίσεις (μόνιμα, κινητά φορτία κυκλοφορίας κτλ.) θα μετατρέπονται σε διατμητικές ροές $v_{l,Ed}$ (γενικά, εφόσον ισχύει η ελαστική συμπεριφορά) με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης διατομής (δηλ. για τον αντίστοιχο λόγο ισοδυναμίας).

-(Τουλάχιστον) στην περίπτωση υπολογισμού της διατμητικής ροής με βάση τη μεθοδολογία για ελαστική συμπεριφορά παρατηρείται ότι ο λόγος $S_{1,L}/I_{yy,1,L}$ είναι μεγαλύτερος για υπολογισμό με χαρακτηριστικά ισοδύναμης διατομής για βραχυχρόνια φόρτιση (δηλ. με λόγο ισοδυναμίας n_0) παρά για μακροχρόνια δράση (δηλ. με λόγο ισοδυναμίας $n_L(t)$). Αυτό σημαίνει ότι ο έλεγχος της διατμητικής σύνδεσης είναι δυσμενέστερος στην αρχή της ζωής της γέφυρας. Ουσιαστικά το τμήμα της διατμητικής ροής που οφείλεται σε μακροχρόνια φορτία (π.χ. από τα μόνιμα φορτία) μειώνεται με την πάροδο του χρόνου, ενώ το τμήμα από βραχυχρόνια φορτία παραμένει σταθερό.

-Συνήθως σε γέφυρες, και εφόσον λαμβάνονται φάσεις κατασκευής, οι διαμήκεις διατμητικές ροές οφείλονται κατά ένα μεγάλο ποσοστό στα φορτία κυκλοφορίας. Το ποσοστό αυτό μπορεί να τείνει και το 90% [1]. Τα ποσοστά αυτά προσεγγίζονται και στην περίπτωση της εξεταζόμενης γέφυρας, με καλύτερη προσέγγιση στην ΟΚΛ ($\approx 85\%$), καθώς στην ΟΚΑ λαμβάνεται το 0,35 των μόνιμων G1 και το ποσοστό προκύπτει μικρότερο ($\approx 75\%$) (βλ. Table 17-5). Σημειώνεται ότι σε περιπτώσεις όπου το μεγαλύτερο ποσοστό της διατμητικής ροής οφείλεται σε βραχυχρόνια φορτία μπορεί να γίνει συντηρητικά ο έλεγχος για $t=0$ και λόγο ισοδυναμίας n_0 για όλα τα φορτία.

-Στον Table 17-5 δίνονται τα αποτελέσματα των υπολογισμών για τη μελετώμενη σύμμικτη διαδοκίδα. Σημειώνεται ότι τα εντατικά μεγέθη των μόνιμων φορτίων λαμβάνονται από το προσομοίωμα με τις διαδοκίδες χωρίς σύμμικτη λειτουργία (σιδηροδοκοί), ενώ εκείνα των κινητών από το προσομοίωμα με τις πλέον σύμμικτες διαδοκίδες. Τα χαρακτηριστικά μεγέθη δίνονται και στον Table 3-1.

-Στον Table 17-5 δίνονται και τα αποτελέσματα σε περίπτωση που δεν υπήρχαν φάσεις κατασκευής (ή για μια ιδεατή κατάσταση όπου οι διαδοκίδες υποστηρίζονται πλήρως κατά τη φάση κατασκευής). Σε αυτήν την περίπτωση όλα τα φορτία προκαλούν διατμητική ροή, η οποία σε σχέση με όσα έχουν θεωρηθεί για τους υπολογισμούς για τις φάσεις κατασκευής, προκύπτει μεγαλύτερη κατά 25% για την ΟΚΑ και 40% για την ΟΚΛ.

Table 17-5: Υπολογισμός μέγιστης δρώσας διατμητικής τέμνουσας $v_{1,Ed}$ για τη μελετώμενη σύμμικτη διαδοκίδα. Οι τιμές αφορούν την πρώτη και τελευταία διατομή της δοκού όπου ισχύει ελαστική συμπεριφορά και η Σχέση (17.52)

	$V_{z,Ed}$ kN	n_L [-]	S_1 cm ³	$I_{yy,1}$ cm ⁴	$S_1/I_{yy,1}$ 1/m	$v_{1,Ed}$ kN/m	$v_{1,Ed} / v_{1,Ed,total}$ [-]
ΟΚΑ - t=0							
-Μόνιμα φορτία 0,35G1+1,35G2	452	6,269	58.233,50	9.922.437,23	0,587	265,3	23,50%
-Περιβάλλουσα ΟΚΑ $\max V_{z,Ed}$ για φορτία κυκλοφορίας GR1a, Tram και Άνεμο	1471	6,269	58.233,50	9.922.437,23	0,587	863,3	76,50%
-Σύνολο για ΟΚΑ - t=0						1.128,6	
ΟΚΑ - t=∞							
-Μόνιμα φορτία 0,35G1+1,35G2	452	29,729	23.504,93	5.783.798,39	0,406	183,7	17,54%
-Περιβάλλουσα ΟΚΑ $\max V_{z,Ed}$ για φορτία κυκλοφορίας GR1a, Tram και Άνεμο	1471	6,269	58.233,50	9.922.437,23	0,587	863,3	82,46%
-Σύνολο για ΟΚΑ - t=∞						1.047,0	
ΟΚΛ - t=0							
-Μόνιμα φορτία 0*G1+1*G2	211,1	6,269	58.233,50	9.922.437,23	0,587	123,9	19,02%
-Περιβάλλουσα ΟΚΛ $\max V_{z,Ed}$ - χαρακτηριστικός συνδυασμός για φορτία κυκλοφορίας GR1a, Tram και Άνεμο	898,6	6,269	58.233,50	9.922.437,23	0,587	527,4	80,98%
-Σύνολο για ΟΚΛ - t=0						651,3	
ΟΚΛ - t=∞							
-Μόνιμα φορτία 0*G1+1*G2	211,1	29,729	23.504,93	5.783.798,39	0,406	85,8	13,99%
-Περιβάλλουσα ΟΚΛ $\max V_{z,Ed}$ - χαρακτηριστικός συνδυασμός για φορτία κυκλοφορίας GR1a, Tram και Άνεμο	898,6	6,269	58.233,50	9.922.437,23	0,587	527,4	86,01%
-Σύνολο για ΟΚΛ - t=∞						613,2	
							$v_{1,Ed,strict} / \max v_{1,Ed,total,UDL}$
Συντηρητικά ΟΚΑ							
-Περιβάλλουσα ΟΚΑ $\max V_{z,Ed}$. Όλα τα φορτία στη σύμμικτη δοκό και βραχυχρόνια	2136	6,269	58.233,50	9.922.437,23	0,587	1.253,6	111,08%
Συντηρητικά ΟΚΛ							
-Περιβάλλουσα ΟΚΛ $\max V_{z,Ed}$ χαρακτηριστικός συνδυασμός. Όλα τα φορτία στη σύμμικτη δοκό και βραχυχρόνια	1581	6,269	58.233,50	9.922.437,23	0,587	927,9	142,47%

-Έλεγχος και σχεδιασμός της διατμητικής σύνδεσης για τη δρώσα διατμητική ροή ελαστικής συμπεριφοράς

6. Επιλογή πλήθους n ήλων στη διατομή, μορφής κατανομής ήλων και απόστασης μεταξύ ήλων e_L κατά μήκος της διαδοκίδας

-Επιλέγεται να συγκολληθούν $n = 2$ διατμητικοί ήλοι πάνω στο άνω πέλμα. Για χάρη απλότητας η κατανομή θα είναι ομοιόμορφη σε όλο το μήκος της διαδοκίδας. Με βάση αυτά και τα αποτελέσματα για τις αντοχές των ήλων, η απόσταση μεταξύ των ήλων επιλέγεται έτσι ώστε ο βαθμός εκμετάλλευσης της διατμητικής σύνδεσης να προκύπτει περίπου ίσος με 90% [1].

7. Η διατμητική αντοχή των διατμητικών συνδέσεων

$$\text{για OKA} \rightarrow v_{L,Rd,UDL} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L} \quad (17.53)$$

$$\text{για OKL} \rightarrow v_{L,Rd,ser} = \frac{n \cdot P_{Rd,ser}}{e_L} \quad (17.54)$$

Υπολογισμοί για τη μελετώμενη γέφυρα

Table 17-6: Αποτελέσματα ελέγχου διατμητικής σύνδεσης

Έλεγχος διατμητικής σύνδεσης για ομοιόμορφη κατανομή σε όλο το μήκος της διαδοκίδας και δρώσα μεγέθη στα άκρα της διαδοκίδας			
Υπολογισμός αντοχών διατμητικής σύνδεσης			
Πλήθος διατμητικών ήλων στη διατομή	n	2	[-]
Διαμήκης απόσταση διατμητικών ήλων provided	e_L	0,135	m
Τιμή σχεδιασμού διατμητικού ήλου σε OKA	P_{Rd}	81,66	kN
Τιμή σχεδιασμού διατμητικού ήλου σε OKL	$P_{Rd,ser}$	61,24	kN
Διατμητική αντοχή διατμητικών ήλων για OKA	$v_{L,Rd,UDL}$	1.209,7	kN/m
Διατμητική αντοχή διατμητικών ήλων για OKL	$v_{L,Rd,ser}$	907,3	kN/m
Έλεγχος διατμητικών αντοχών διατμητικής σύνδεσης OKA			
Δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA ($t=0$)	$v_{L,Ed,UDL}$	1.128,6	kN/m
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου	$v_{L,Ed,ser}/v_{L,Rd,UDL}$	93,29%	[-]
Check	[-]	OK	[-]
Δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA ($t=\infty$)	$v_{L,Ed,UDL}$	1047,0	kN/m
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου	$v_{L,Ed,ser}/v_{L,Rd,UDL}$	86,55%	[-]
Check	[-]	OK	[-]
Έλεγχος διατμητικών αντοχών διατμητικής σύνδεσης OKL			
Δρώσα διατμητική τέμνουσα OKL ($t=0$)	$v_{L,Ed,ser}$	651,3	kN/m
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου	$v_{L,Ed,ser}/v_{L,Rd,ser}$	71,78%	[-]
Check	[-]	OK	[-]
Δρώσα διατμητική τέμνουσα OKL ($t=\infty$)	$v_{L,Ed,ser}$	613,2	kN/m
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου	$v_{L,Ed,ser}/v_{L,Rd,ser}$	67,58%	[-]
Check	[-]	OK	[-]

-Έλεγχος της διατμητικής κάλυψης

Η διαμήκης διατμητική δύναμη της διεπιφάνειας σκυροδέματος-χάλυβα μεταφέρεται από την πλάκα στη χαλύβδινη δοκό μέσω των διατμητικών ήλων. Η παραλαβή της διατμητικής αυτής δύναμης από την ίδια την πλάκα σκυροδέματος γίνεται μέσω ενός συστήματος θλιπτήρων-ελκυστήρων, όπου οι θλιπτήρες είναι το σώμα του σκυροδέματος και οι ελκυστήρες οι εγκάρσιοι οπλισμοί. Επομένως, ο έλεγχος διατμητικής κάλυψης στην πλάκα σκυροδέματος βασίζεται στον έλεγχο θλιπτήρων-ελκυστήρων.

Ο έλεγχος διατμητικής κάλυψης της πλάκας σκυροδέματος γίνεται **μόνο στην ΟΚΑ και δεν πραγματοποιείται στην ΟΚΑ ή στην κόπωση**. Πραγματοποιείται για ορισμένες χαρακτηριστικές τομές γύρω από τους ήλους.

8. Οι τομές ελέγχου της διαμήκου κάλυψης της πλάκας σκυροδέματος
-Οι τομές που χρησιμοποιούνται στην εργασία δίνονται στο Figure 17.5.

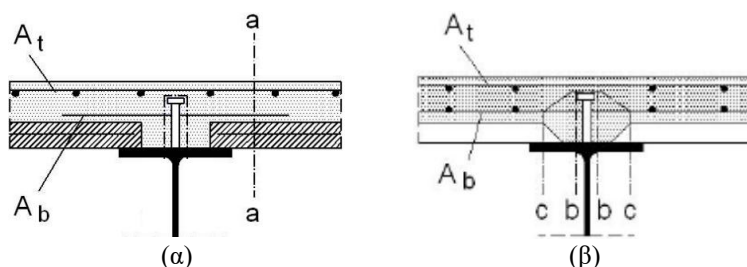


Figure 17.5: Οι τομές για τον υπολογισμό της διαμήκου διάτμησης που λαμβάνονται υπόψη στην εργασία για χρήση χαλυβδόφυλλου Απεικονίζονται τα εμβαδά των οπλισμών A_t και A_b ((α) από Σχήμα 6.15 του EN 1994-2:2005, (β) από [2])

9. Τομή a-a: Συντελεστής διαμοίρασης δρώσας διατμητικής ροής από ανάλυση
-Μόνο για την περίπτωση της τομής a-a πρέπει να υπολογιστεί ο συντελεστής διαμοίρασης της δρώσας διατμητικής ροής ως ο λόγος αποκομμένης επιφάνειας προς την ολόκληρη (βλ. Figure 17.5 (α)). Οι επιφάνειες αυτές υπολογίζονται πάντα εντός των ορίων του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας.
-Υπενθυμίζεται ότι μία αμφιέριστη δοκός έχει δύο ειδών τιμές συνεργαζόμενου πλάτους $b_{eff,1}$ και $b_{eff,0}$, και κανονικά θα έπρεπε να εξεταστούν και οι δύο περιπτώσεις. Για τη γέφυρα, όμως, ισχύει $b_{eff,0} = b_{eff,1}$ και οι υπολογισμοί είναι ίδιοι.
-Ο υπολογισμός των συντελεστών διαφέρει ανάλογα με το εάν η πλάκα σκυροδέματος είναι υπό θλίψη ή υπό εφελκυσμό. Επειδή στη μελετώμενη γέφυρα τυχαίνει να συμβαίνουν και τα δύο λόγω αξονικών δυνάμεων, επιλέγεται να υπολογιστούν οι συντελεστές και με τους δύο τρόπους και ο έλεγχος στο τέλος να γίνει με τη μέγιστη τιμή.

A. Για σκυρόδεμα υπό θλίψη

- a. Το συνολικό εμβαδόν της πλάκας σκυροδέματος εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας, $A_{c,tot,eff}$

$$A_{c,tot,eff} = b_{eff,0} \cdot h_{c,συμπαγές}$$

- b. Το εμβαδόν της μερικής διατομής της πλάκας που κόβεται από την τομή a-a (δηλ. το εμβαδόν του τμήματος) εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας, $A_{cp,eff}$

$$A_{cp,eff} = L_{cp,eff} \cdot h_{c,συμπαγές} = \frac{b_{eff,0} - b_{f0}}{2} \cdot h_{c,συμπαγές} = 0,5 \cdot (b_{eff,0} - b_{f0}) \cdot h_{c,συμπαγές}$$

- c. Τελικά, ο συντελεστής διαμοίρασης της δρώσας διατμητικής ροής για την τομή a-a:

$$\frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} = \frac{0,5 \cdot (b_{eff,0} - b_{f0}) \cdot h_{c,συμπαγές}}{b_{eff,0} \cdot h_{c,συμπαγές}} \Leftrightarrow \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} = \frac{0,5 \cdot (b_{eff,0} - b_{f0})}{b_{eff,0}}$$

B. Για σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό

- a. Το συνολικό εμβαδόν του διαμήκου οπλισμού της διαδοκίδας (δηλ. παράλληλα με τη διαδοκίδα) εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας, $A_{s,tot,eff}$
-Λαμβάνεται τόσο η κάτω όσο και η άνω στρώση του διαμήκου οπλισμού της διαδοκίδας

- b. Το εμβαδόν της μερικής διατομής της πλάκας που κόβεται από την τομή a-a (δηλ. το εμβαδόν του αποκοπόμενου τμήματος) εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας, $A_{cp,eff}$

$$A_{sp,eff} = \rho_{s,tot} \cdot A_{cp,eff} = \rho_{s,tot} \cdot L_{cp,eff} \cdot h_{c,συμπαγές} = \rho_{s,tot} \cdot \frac{b_{eff,1} - b_{f0}}{2} \cdot h_{c,συμπαγές}$$

c. Τελικά, ο συντελεστής διαμοίρασης της δρώσας διατμητικής ροής για την τομή α-α:

$$\frac{A_{sp,eff}}{A_{s,tot,eff}}$$

Table 17-7: Υπολογισμοί για τον συντελεστή διατμητικής ροής στην τομή α-α

Συντελεστής διαμοίρασης διατμητικής ροής για τομή α-α			
Τομή α-α για σκυρόδεμα υπό θλίψη και $b_{eff,0}=b_{eff,1}$			
Συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος στα άκρα του ανοίγματος	$b_{eff,0}$	300	cm
Συνεργαζόμενο πλάτος σκυροδέματος κεντρικού τμήματος ανοίγματος	$b_{eff,1}$	300	cm
Πλάτος άνω πέλματος	b_{fo}	50	cm
Μήκος αποκοπτόμενου τμήματος πλάκας σκυροδέματος εντός συνεργαζόμενου πλάτους	$L_{cp,eff}$	125	cm
Πάχος συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος	$h_{c,συμπ.}$	25	cm
Εμβαδόν αποκοπτόμενου τμήματος πλάκας σκυροδέματος εντός συνεργαζόμενου πλάτους	$A_{cp,eff}$	3.125	cm ²
Συνολικό εμβαδόν πλάκας σκυροδέματος εντός συνεργαζόμενου πλάτους	$A_{c,tot,eff}$	7.880	cm ²
Συν/στης διαμοίρασης δρώσας διατμητικής ροής για τομής α-α (σκυρόδεμα υπό θλίψη)	$A_{cp,eff}/A_{c,tot,eff}$	0,397	[-]
Τομή α-α για σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό και $b_{eff,0}=b_{eff,1}$			
Συνολικό εμβαδόν διαμήκους οπλισμού διαδοκίδας στο συμπαγές τμήμα της πλάκας άνω και κάτω στρώσεως εντός συνεργαζόμενου πλάτους	$A_{s,tot,eff}$	81,68	cm ²
Γεωμετρικό ποσοστό διαμήκους οπλισμού διαδοκίδας στο συμπαγές τμήμα της πλάκας συνολικά από άνω και κάτω στρώσεις εντός συνεργαζόμενου πλάτους	$\rho_{s,tot}$	0,011	[-]
Εμβαδόν αποκοπτόμενου τμήματος πλάκας σκυροδέματος εντός συνεργαζόμενου πλάτους	$A_{cp,eff}$	3.125	cm ²
Εμβαδόν οπλισμού αποκοπτόμενου τμήματος πλάκας σκυροδέματος εντός συνεργαζόμενου πλάτους	$A_{sp,eff}$	34,03	cm ³
Συν/στης διαμοίρασης δρώσας διατμητικής ροής για τομής α-α (σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό)	$A_{sp,eff}/A_{s,tot,eff}$	0,417	[-]
Τελικός συντελεστής διατμητικής ροής για την τομή α-α	$coef_{a-a}$	0,417	[-]

10. Δρώσα διατμητική ροή για τους ελέγχους των τομών

a. Τομή τύπου α-α:

A. Για σκυρόδεμα υπό θλίψη

$$v_{Lc,a-a,Ed} = v_{L,Ed} \cdot \frac{A_{cp,eff}}{A_{c,tot,eff}} \quad (17.55)$$

B. Για σκυρόδεμα υπό εφελκυσμό

$$v_{Lc,a-a,Ed} = v_{L,Ed} \cdot \frac{A_{sp,eff}}{A_{s,tot,eff}} \quad (17.56)$$

b. Τομή τύπου b-b και τομή c-c

$$v_{Lc,b-b,Ed} = v_{Lc,c-c,Ed} = v_{L,Ed} \quad (17.57)$$

11. Μέγιστη τιμή δρώσας διατμητικής ροής για τους ελέγχους των τομών ή ικανοτική τιμή σχεδιασμού

-Οι παραπάνω τιμές δρώσας διατμητικής ροής λαμβάνουν μέγιστη τιμή ίση με την τιμή που καλύπτει η πλήρης αντοχή των συνδέσμων. Σε περίπτωση που η δρώσα διατμητική ροή για τον έλεγχο μιας τομής είναι μικρότερη από τη μέγιστη τιμή, μπορεί είτε να γίνει έλεγχος με την πραγματική της τιμή είτε συντηρητικά να γίνει έλεγχος με τη μέγιστη τιμή. Σε αυτήν την περίπτωση ουσιαστικά πρόκειται για *ικανοτικό σχεδιασμό*. Βέβαια υπενθυμίζεται ότι οι διατμητικοί ήλοι έχουν δύο διατμητικές αντοχές, σε ΟΚΑ και ΟΚΛ, και κανονικά οι έλεγχοι αφορούν μόνον την τιμή της ΟΚΑ. Επειδή κάποιες φορές η τιμή της ΟΚΑ θα μπορούσε να οδηγήσει σε μεγάλη υπερδιαστασιολόγηση, ο ικανοτικός σχεδιασμός μπορεί να γίνεται με την τιμή της ΟΚΛ [1].

-Στην εργασία θα γίνει έλεγχος με όλες τις τιμές για λόγους σύγκρισης.

- a. Τιμή τελικής δρώσας διατμητικής ροής (OKA)

$$v_{Lc,i,Ed,final} = \min(v_{Lc,i,Ed}; v_{L,Rd,UDL}) = \min\left(v_{Lc,i,Ed}; \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L}\right) \quad (17.58)$$

- b. Τιμή δρώσας διατμητικής ροής για ικανοτικό σχεδιασμό βάσει OKA

$$\text{βάσει OKA} \rightarrow \max v_{Lc,i,Ed,UDL,1} = v_{L,Rd,UDL} = \frac{n \cdot P_{Rd}}{e_L} \quad (17.59)$$

- c. Τιμή δρώσας διατμητικής ροής για ικανοτικό σχεδιασμό βάσει OKΛ

$$\text{βάσει OKΛ} \rightarrow \max v_{Lc,i,Ed,UDL,2} = v_{L,Rd,ser} = \frac{n \cdot P_{Rd,ser}}{e_L} \quad (17.60)$$

Table 17-8: Υπολογισμοί για τις διατμητικές ροές ελέγχου διατμητικής κάλυψης πλάκας

Εντατικά μεγέθη ελέγχου διατμητικής κάλυψης (μόνο για OKA)			
Δρώσες διατμητικές ροές			
(Πλήρης) δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA (t=0)	$V_{L,Ed,UDL}$	1.128,6	kN/m
Τελικός συντελεστής διαμοίρασης διατμητικής ροής	coef_{a-a}	0,417	[-]
Δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA (t=0) για έλεγχο διατμητικής κάλυψης - Τομή a-a	$V_{Lc,a-a,Ed,UDL}$	470,2	kN/m
Δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA (t=0) για έλεγχο διατμητικής κάλυψης - Τομή b-b	$V_{Lc,b-b,Ed,UDL}$	1.128,6	kN/m
Δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA (t=0) για έλεγχο διατμητικής κάλυψης - Τομή c-c	$V_{Lc,c-c,Ed,UDL}$	1.128,6	kN/m
Μέγιστη διατμητική ροή και τελικές δρώσες διατμητικές ροές			
Μέγιστη διατμητική ροή με βάση P_{Rd}	$\max V_{L,Ed} = V_{L,Ed,UDL}$	1.209,7	kN/m
Τελική δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA (t=0) για έλεγχο διατμητικής κάλυψης - Τομή a-a	$V_{Lc,a-a,Ed,UDL,final}$	470,2	kN/m
Τελική δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA (t=0) για έλεγχο διατμητικής κάλυψης - Τομή b-b	$V_{Lc,b-b,Ed,UDL,final}$	1.128,6	kN/m
Τελική δρώσα διατμητική τέμνουσα OKA (t=0) για έλεγχο διατμητικής κάλυψης - Τομή c-c	$V_{Lc,c-c,Ed,UDL,final}$	1.128,6	kN/m
Διατμητικές ροές ικανοτικού σχεδιασμού			
Δρώσα διατμητική ροή για ικανοτικό σχεδιασμό σε OKA βάσει $P_{Rd,UDL}$	$\max V_{Lc,i,Ed,UDL,1}$	1.209,7	kN/m
Δρώσα διατμητική ροή για ικανοτικό σχεδιασμό σε OKA βάσει $P_{Rd,ser}$	$\max V_{Lc,i,Ed,UDL,2}$	907,3	kN/m

12. Η γωνία κλίσης του θλιπτήρα, θ

-Στις πράξεις ουσιαστικά προκύπτει ο παρακάτω συντελεστής

$$\sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = \frac{1}{\cot(\theta) + \cot^{-1}(\theta)}$$

-Επομένως, αντί για τη γωνία θ δίνονται τιμές στο $\cot(\theta)$ ως εξής:

A. Για θετικές ροπές λαμβάνονται οι τιμές: $1 \leq \cot(\theta) \leq 2$

Συνιστώμενη τιμή: $\cot(\theta) = 1,2$

Η πιο συντηρητική τιμή θα είναι: $\cot(\theta) = 2$ (καθώς $\cot(\theta) \uparrow \rightarrow \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \downarrow$)

$$\cot(\theta) = 1 \rightarrow \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 0,5$$

$$\cot(\theta) = 2 \rightarrow \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 0,4$$

B. Για αρνητικές ροπές λαμβάνονται οι τιμές: $1 \leq \cot(\theta) \leq 1,25$

Συνιστώμενη τιμή: $\cot(\theta) = 1$

Η πιο συντηρητική τιμή θα είναι: $\cot(\theta) = 1,25$ (καθώς $\cot(\theta) \uparrow \rightarrow \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \downarrow$)

$$\cot(\theta) = 1 \rightarrow \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 0,5$$

$$\cot(\theta) = 1,25 \rightarrow \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) = 0,4878$$

-Στην εργασία επιλέγεται να ληφθεί συντηρητικά: α) Για την $v_{c,Rd}$ η τιμή $\cot(\theta) = 2$ για θετικές ροπές και β) για την $v_{s,Rd}$ η τιμή $\cot(\theta) = 1$.

13. Ο συντελεστής v που σχετίζεται με την ποιότητα σκυροδέματος

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}[\text{MPa}]}{250}\right) \quad (17.61)$$

14. Το μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας L_v

a. Τομή τύπου a-a

-Το μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας στην τομή μορφής a-a θα λαμβάνεται μόνο από το συμπαγές πάχος της πλάκας και θα αγνοείται το τμήμα/πάχος του χαλυβδόφυλλου. Η τομή γίνεται σε περιοχή όπου η σύμμικτη πλάκα έχει πάχος ίσο με το συμπαγές τμήμα και κάτω υπάρχει κενό. Μόνο αυτή η περίπτωση ελέγχεται καθώς η αντοχή του θλιπτήρα $v_{c,Rd,a-a}$ μειώνεται όταν μειώνεται το μήκος $L_{v,a-a}$.

$$L_{v,a-a} = h_{c,συμπαγές} \Leftrightarrow L_{v,a-a} = 250\text{mm} \Leftrightarrow L_{v,a-a} = 0,25\text{m}$$

b. Τομή τύπου b-b

$$L_{v,b-b} = 2 \cdot h_{sc} + 2 \cdot \frac{d_{head,sc}}{2} + n \cdot e_T \Leftrightarrow L_{v,b-b} = 2 \cdot h_{sc} + 2 \cdot \frac{d_{head,sc}}{2} + s_T$$

c. Τομή τύπου c-c

-Ερμηνεύοντας τύπο τομής c-c από την [2], που φαίνεται στο Figure 17.5, το μήκος τομής θα προκύπτει από α) την κατακόρυφη ευθεία που ξεκινάει από τη γωνία της διακοπής σκυροδέματος λόγω του χαλυβδόφυλλου και έχει πέρας το κέντρο βάρους της κάτω στρώσης εγκάρσιου οπλισμού, και β) την κεκλιμένη ευθεία που ξεκινάει από το πέρας της κατακόρυφης και έχει ως πέρας την κορυφή της κεφαλής του διατμητικού ήλου. Προφανώς λαμβάνονται υπόψη και τα συμμετρικά τους ως προς το κέντρο της διατομής και οι διατμητικοί ήλοι.

-Τονίζεται ότι με την παραπάνω ερμηνεία προκύπτει το μικρότερο μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας και με συνδυασμό τη μεγαλύτερη διατμητική ροή (σε σχέση με την τομή τύπου a-a), η τομή τύπου c-c καταλήγει ως η πιο κρίσιμη για τον έλεγχο της αντοχής θραύσης των θλιπτήρων.

$$L_{v,c-c} = 2 \cdot c_b + 2 \cdot \sqrt{\left(e_v - \frac{d_{head,sc} - d}{2}\right)^2 + (h_{sc} - h_p - c_b)^2} + s_T + 2 \cdot \frac{d_{head,sc}}{2}$$

όπου:

c_b η επικάλυψη του κάτω εγκάρσιου οπλισμού της σύμμικτης διαδοκίδας.

15. Η αντοχή θραύσης των θλιπτήρων

$$v_{c,Rd} = v \cdot f_{cd} \cdot L_v \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta) \Leftrightarrow v_{c,Rd} = v \cdot f_{cd} \cdot L_v \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \cot^{-1}(\theta)} \quad (17.62)$$

16. Το εμβαδόν διατομής εγκάρσιων οπλισμών διά της απόστασης των οπλισμών

-Τα εμβαδά αυτά αφορούν τον **εγκάρσιο** οπλισμό των σύμμικτων διαδοκίδων της γέφυρας. Δηλ. πρόκειται για τα σίδερα που τρέχουν παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας.

-Τα εμβαδά λαμβάνονται σύμφωνα με το Figure 17.5.

-Τονίζεται ότι για την τομή c-c ισχύει ότι η επικάλυψη του ήλου είναι μεγαλύτερη από την επικάλυψη του άνω εγκάρσιου οπλισμού, ($c_{sc} = 100\text{mm} > c_b = 50\text{mm}$) και για αυτό η τομή c-c τέμνει μόνον τον κάτω οπλισμό και για αυτό είναι $2 \cdot A_b$.

Table 17-9: Τα εμβαδά των εγκάρσιων οπλισμών των σύμμικτων διαδοκίδων για την αντοχή των ελκυστήρων

Τομή	a-a	b-b και c-c
$\frac{A_{sf}}{S_f}$	$A_t + A_b = \frac{A_{sf,t}}{S_{f,t}} + \frac{A_{sf,b}}{S_{f,b}} = \frac{\pi \cdot \Phi_t^2 / 4}{S_{f,t}} + \frac{\pi \cdot \Phi_b^2 / 4}{S_{f,b}}$	$2 \cdot A_b = 2 \cdot \frac{A_{sf,b}}{S_{f,b}} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot \Phi_b^2 / 4}{S_{f,b}}$

17. Η αντοχή των ελκυστήρων με βάση τον τοποθετούμενο οπλισμό

$$v_{s,Rd} = \left(\frac{A_{sf}}{S_f}\right)_{provided} \cdot f_{sd} \cdot \cot(\theta) \quad (17.63)$$

18. Τελικά, οι έλεγχοι για κάθε τομή i θα είναι:

$$\text{Σκυρόδεμα (θλιπτήρας): } v_{Lc,i,Ed} \leq v_{c,Rd} \quad (17.64)$$

$$\text{Εγκάρσιος οπλισμός (ελκυστήρας): } v_{Lc,i,Ed} \leq v_{s,Rd} \quad (17.65)$$

19. Ο απαιτούμενος οπλισμός για την αντοχή των ελκυστήρων

$$v_{s,Rd} = v_{Lc,i,Ed} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sf}}{S_f} \right)_{req} \cdot f_{sd} \cdot \cot(\theta) = v_{Lc,i,Ed} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sf}}{S_f} \right)_{req} = \frac{v_{Lc,i,Ed}}{f_{sd} \cdot \cot(\theta)} \quad (17.66)$$

a. Τομή τύπου a-a

-Για την τομή a-a ο $(A_{sf}/S_f)_{req}$ θα είναι οι εγκάρσιοι οπλισμοί της διαδοκίδας $A_t + A_b$. Επομένως, θα προκύπτει ένας απαιτούμενος οπλισμός άνω και κάτω .

$$v_{s,Rd} = v_{Lc,i,Ed} \rightarrow (A_{sf}/S_f)_{req} = A_t + A_b \quad (17.67)$$

b. Τομές τύπου b-b και c-c

-Για τις τομές b-b και c-c ο $(A_{sf}/S_f)_{req}$ θα είναι το διπλάσιο των κάτω εγκάρσιων οπλισμών της διαδοκίδας $2 \cdot A_b$. Αυτό σημαίνει ότι προκύπτει μόνο μία απαιτούμενη επιφάνεια οπλισμών, η οποία αφορά τις κάτω ράβδους. Παρ' όλα αυτά, βάσει της [1] θα τοποθετείται ένας άνω οπλισμός για κατασκευαστικούς λόγους, που θα προκύπτει ως το 50% του απαιτούμενου κάτω οπλισμού.

$$v_{s,Rd} = v_{Lc,i,Ed} \rightarrow (A_{sf}/S_f)_{req} = 2 \cdot A_b \quad (17.68)$$

$$A_b = 0,5 \cdot (A_{sf}/S_f)_{req} \quad (17.69)$$

$$A_t = 0,5 \cdot A_b = 0,25 \cdot (A_{sf}/S_f)_{req} \quad (17.70)$$

20. Ο απαιτούμενος οπλισμός για την αντοχή των ελκυστήρων και για την κάμψη λόγω ροπών m_{xx}

-Ο απαιτούμενος οπλισμός λόγω κάμψης στην διαμήκη έννοια (παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας) δίνεται στο Κεφάλαιο 28. Από τα δεδομένα αυτά στο κεφάλαιο αυτό λαμβάνονται απλοποιητικά τα μέγιστα νούμερα.

-Ο προσδιορισμός του απαιτούμενου οπλισμού πρέπει να λάβει υπόψη την αλληλεπίδραση της δράσης ελκυστήρα λόγω διατμητικής κάλυψης και την κάμψη. Σύμφωνα με την [1] αυτό μπορεί να γίνει ως εξής:

$$A_{t \text{ or } b, req} = \max(A_{req, long \text{ shear}}; 0,5 \cdot A_{req, long \text{ shear}} + A_{req, bending \text{ } m_{xx}}) \quad (17.71)$$

Table 17-10: Υπολογισμοί διατμητικής κάλυψης σκυροδέματος – κοινοί παράμετροι για όλες τις τομές

Υπολογισμοί για έλεγχο και σχεδιασμό διατμητικής κάλυψης 1			
Για την αντοχή θλιπτήρων			
Χαρακτηριστική τιμή θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου σκυροδέματος -28 ημέρες	f_{ck}	35	MPa
Συν/στης ποιότητας σκυροδέματος	ν	0,516	[-]
Τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου του σκυροδέματος	f_{cd}	23,333	MPa
Τελική τιμή θλιπτικής αντοχής για τον έλεγχο	$\nu \cdot f_{cd}$	12,04	MPa
Γωνία θ για θετικές ροπές για την $v_{c,Rd}$	$\cot(\theta)_{c,Rd}$	2	[-]
	$\frac{1}{\cot(\theta) + \cot^{-1}(\theta)}$	0,4	[-]
Για την αντοχή ελκυστήρων			
Γωνία θ για θετικές ροπές για την $v_{s,Rd}$	$\cot(\theta)_{s,Rd}$	1	[-]
Τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του χάλυβα οπλισμού	f_{syd}	434,78	MPa

Table 17-11: Υπολογισμοί διατμητικής κάλυψης σκυροδέματος – μη κοινοί παράμετροι τομών

Υπολογισμοί για έλεγχο και σχεδιασμό διατμητικής κάλυψης 2	Τομή a-a	Τομή b-b	Τομή c-c		
Μήκος πιθανής επιφάνειας αστοχίας	L_v	25	60,9	45,84	cm
Αντοχή θραύσης θλιπτήρων	$v_{c,Rd}$	1.204	2.932,9	2.207,9	kN/m
Εμβαδόν εγκάρσιων οπλισμών για την αντοχή ελκυστήρων	$(A_{sf}/S_f)_{prov}$	$A_t + A_b =$ 60,82	$2 \cdot A_b =$ 60,82	$2 \cdot A_b =$ 60,82	cm ² /m
Αντοχή ελκυστήρων βάσει υφιστάμενου οπλισμού	$v_{s,Rd,prov}$	2.644,4	2.644,4	2.644,4	kN/m

Table 17-12: Υπολογισμοί διατμητικής κάλυψης σκυροδέματος για κάθε τομή

Τομή a-a										
$v_{L,Ed}$	[kN/m]	Check	UF	Check	UF	$(A_b+A_t)_{req}$	Check			
		$v_{c,Rd}$	(%)	$v_{s,Rd,prov}$	(%)	(cm^2/m)	$(A_b+A_t)_{prov}$			
$v_{Lc,Ed,final}$	470,2	OK	39,1	OK	17,8	10,82	OK			
$max v_{Lc,Ed,1}$	1.209,7	FAIL	100,5	OK	45,7	27,82	OK			
$max v_{Lc,Ed,2}$	907,3	OK	75,4	OK	34,3	20,87	OK			
Τομή b-b										
$v_{L,Ed}$	[kN/m]	Check	UF	Check	UF	$(2 * A_b)_{req}$	$(A_b)_{req}$	Check	$(A_t)_{req}$	Check
		$v_{c,Rd}$	(%)	$v_{s,Rd,prov}$	(%)	(cm^2/m)	(cm^2/m)	$(A_b)_{prov}$	(cm^2/m)	$(A_t)_{prov}$
$v_{Lc,Ed,final}$	1.128,6	OK	38,5	OK	42,7	25,96	12,98	OK	6,49	OK
$max v_{Lc,Ed,1}$	1.209,7	OK	41,3	OK	45,7	27,82	13,91	OK	6,96	OK
$max v_{Lc,Ed,2}$	907,3	OK	30,9	OK	34,3	20,87	10,43	OK	5,22	OK
Τομή c-c										
$v_{L,Ed}$	[kN/m]	Check	UF	Check	UF	$(2 * A_b)_{req}$	$(A_b)_{req}$	Check	$(A_t)_{req}$	Check
		$v_{c,Rd}$	(%)	$v_{s,Rd,prov}$	(%)	(cm^2/m)	(cm^2/m)	$(A_b)_{prov}$	(cm^2/m)	$(A_t)_{prov}$
$v_{Lc,Ed,final}$	1.128,6	OK	51,1	OK	42,7	25,96	12,98	OK	6,49	OK
$max v_{Lc,Ed,1}$	1.209,7	OK	54,8	OK	45,7	27,82	13,91	OK	6,96	OK
$max v_{Lc,Ed,2}$	907,3	OK	41,1	OK	34,3	20,87	10,43	OK	5,22	OK

Table 17-13: Τελικός απαιτούμενος οπλισμός λόγω διατμητικής κάλυψης και κάμψης

	$(A_t)_{req}$ shear	$(A_t)_{req}$ mxx	$A_{t,req}$	Check	$(A_t)_{prov}$	$(A_b)_{req}$ shear	$(A_b)_{req}$ mxx	$A_{b,req}$	Check	$(A_b)_{prov}$
	cm^2/m	cm^2/m	cm^2/m	[-]		cm^2/m	cm^2/m	cm^2/m	[-]	
$v_{Lc,Ed,final}$	6,49	26	29,24	OK	12,98	19,8	26,28	OK		
$max v_{Lc,Ed,1}$	6,96	26	29,47	OK	13,91	19,8	26,75	OK		
$max v_{Lc,Ed,2}$	5,22	26	28,60	OK	10,43	19,8	25,01	OK		

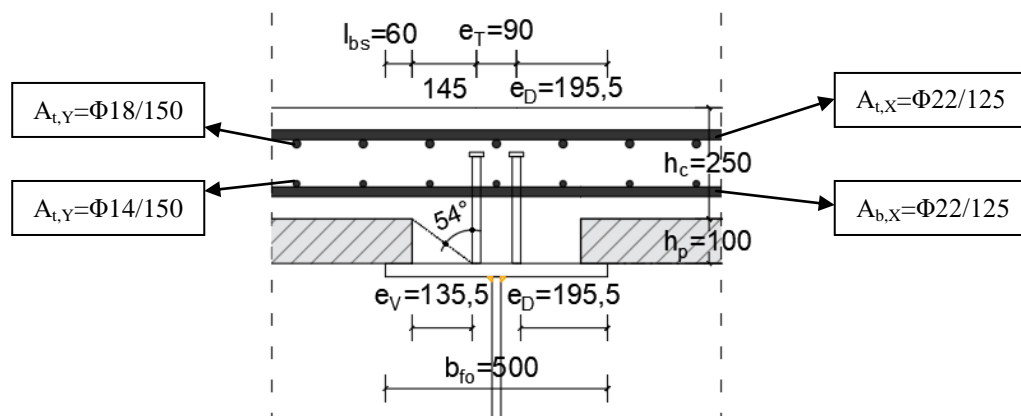


Figure 17.6: Τομή διαδοκίδας: διατμητικοί ήλοι, αποστάσεις, και οπλισμοί εργασίας.

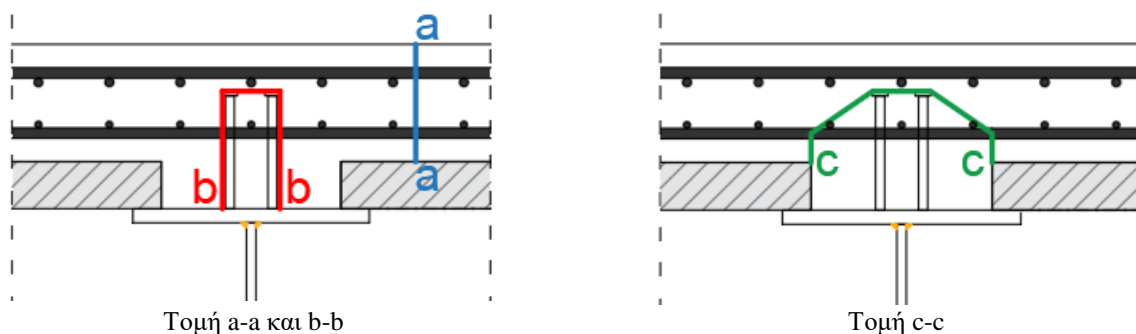


Figure 17.7: Οι τομές που μελετήθηκαν για τη διατμητική σύνδεση και τη διατμητική κάλυψη

18 Έλεγχος τόξου

18.1 Σχεδιασμός σε ΟΚΑ

Κατάταξη διατομής CHS

1. Συντελεστής ε εξαρτώμενος από το όριο διαρροής f_y

-Για χάλυβα S355 ο συν/στης για την κατηγορία χάλυβα είναι ίσος με $\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} \Leftrightarrow \varepsilon = 0,81$.

2. Κατάταξη διατομών CHS τόξου

-Το τόξο υπόκειται κυρίως σε αξονική θλιπτική δύναμη και για αυτό οι διατομές CHS του θα κατατάσσονται ως τμήματα που υπόκειται πλήρως σε θλίψη. Με βάση τον Πίνακα 7.3γ του prEN 1993-1-1:2015, θα είναι:

$$\frac{d_e}{t} = \frac{1.800\text{mm}}{80\text{mm}} = 22,50 \leq \left(\frac{d_e}{t}\right)_{class\ 1,limit} = 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 0,66 = 33,10 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

$$\frac{d_e}{t} = \frac{1.800\text{mm}}{75\text{mm}} = 24,00 \leq \left(\frac{d_e}{t}\right)_{class\ 1,limit} = 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 0,66 = 33,10 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

$$\frac{d_e}{t} = \frac{1.800\text{mm}}{70\text{mm}} = 25,71 \leq \left(\frac{d_e}{t}\right)_{class\ 1,limit} = 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 0,66 = 33,10 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

ΟΚΑ: Έλεγχος διατομής σε αξονική θλιπτική δύναμη

3. Πλαστική αξονική δύναμη αντοχής σε θλίψη – τιμή σχεδιασμού, $M_{pl,i,Rd}$

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (18.1)$$

4. Αποτελέσματα ελέγχων

Table 18-1: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της $N_{com,Ed}$

Cross section [-]	X [m]	Envelope [-]	$N_{com,Ed}$ [kN]	A [cm ²]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$N_{com,Ed}/N_{pl,Rd}$ [-]	Check [-]
CHS 1800-80	150	MIN-N UDL traf+Wind	56.557,60	4.322,83	149.137,69	37,92%	OK
CHS 1800-75	121	MIN-N UDL traf+Wind	49.475,30	4.064,44	144.287,46	34,29%	OK
CHS 1800-70	101	MIN-N UDL traf+Wind	46.839,00	3.804,47	135.058,64	34,68%	OK

ΟΚΑ: Έλεγχος διατομής σε μονοαξονική κάμψη

5. Εσωτερική διάμετρος CHS: $d = D - 2 \cdot t$

6. Πλαστική ροπή αντίστασης $W_{pl,i}$

$$W_{pl,y} = W_{pl,z} = \frac{D^3 - d^3}{6} \quad (18.2)$$

7. Πλαστική ροπή αντοχής – τιμή σχεδιασμού, $M_{pl,i,Rd}$

$$M_{c,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = M_{c,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (18.3)$$

8. Αποτελέσματα ελέγχων

Table 18-2: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της $M_{y,Ed}$

Cross section [-]	X [m]	Envelope [-]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	$M_{c,y,Rd}$ [kNm]	$M_{y,Ed} / M_{c,y,Rd}$ [-]	Check [-]
CHS 1800-80	130	MIN-MY UDL traf+ΔT	17.423,36	236.843	81.710,72	21,32%	OK
CHS 1800-75	51	MAX-MY UDL traf+ΔT	18.168,77	223.313	79.275,94	22,92%	OK
CHS 1800-70	75	MAX-MY UDL traf+ΔT	20.196,28	209.617	74.414,15	27,14%	OK

Table 18-3: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της $M_{z,Ed}$

Cross section [-]	X [m]	Envelope [-]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	$M_{c,z,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Ed} / M_{c,z,Rd}$ [-]	Check [-]
CHS 1800-80	150	MAX-MZ UDL traf+Wind	13.079,42	236.843	81.710,72	16,01%	OK
CHS 1800-75	111	MAX-MZ UDL traf+ΔT	3.011,18	223.313	79.275,94	3,80%	OK
CHS 1800-70	99	MAX-MZ UDL traf+ΔT	2.793,62	209.617	74.414,15	3,75%	OK

ΟΚΑ: Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη και ταυτόχρονα αξονική δύναμη

9. Απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης – τιμή σχεδιασμού, $M_{pl,N,i,Rd}$

$$M_{pl,N,y,Rd} = M_{pl,N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot coef_{red} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n^{1,7}) = M_{pl,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^{1,7} \right] \quad (18.4)$$

10. Αποτελέσματα ελέγχων

Table 18-4: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της $M_{y,Ed}$

Cross section [-]	X [m]	Envelope [-]	N_{Ed} [kN]	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ [-]	Red [%]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$M_{N,pl,Rd}$ [kNm]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,pl,Rd}}$ [-]	Check [-]
CHS 1800-80	140	MIN-MY UDL traf+Wind	53.244,9	0,3570	83%	81.710,7	67.524,9	17.198,0	25,47%	OK
CHS 1800-75	51	MAX-MY UDL traf+ΔT	42.665,2	0,2957	87%	79.275,9	69.285,6	18.168,8	26,22%	OK
CHS 1800-70	75	MAX-MY UDL traf+ΔT	40.346,6	0,2987	87%	74.414,2	64.872,2	20.196,3	31,13%	OK

Table 18-5: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της $M_{z,Ed}$

Cross section [-]	X [m]	Envelope [-]	N_{Ed} [kN]	$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$ [-]	Red [%]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$M_{N,pl,Rd}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,pl,Rd}}$ [-]	Check [-]
CHS 1800-80	150	MAX-MZ UDL traf+Wind	51.334,1	0,3442	84%	81.710,7	68.379,5	13.079,4	19,13%	OK
CHS 1800-75	111	MIN-MZ UDL traf+ ΔT	45.101,9	0,3126	86%	79.275,9	68.296,4	3.011,2	4,41%	OK
CHS 1800-70	99	MIN-MZ UDL traf+ ΔT	39.853,5	0,2951	87%	74.414,2	65.069,6	2.793,6	4,29%	OK

ΟΚΑ: Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και ταυτόχρονα αξονική δύναμη

11. Συντελεστές α και β για τους εκθέτες του ελέγχου
-Για κοίλες κυκλικές διατομές CHS είναι: $\alpha = \beta = 2$.

12. Εξίσωση ελέγχου για CHS

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \Leftrightarrow \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^2 \leq 1 \quad (18.5)$$

13. Αποτελέσματα ελέγχων

Table 18-6: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου διαξονικής κάμψεως με ταυτόχρονη αξονική δύναμη

Cross section	X	Envelope	N _{ed}	$\frac{n=N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$	Red	M _{pl,Rd}	M _{N,pl,Rd}	M _{y,Ed}	M _{z,Ed}	Bi-axial	Check
[-]	[m]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]
CHS 1800-80	140	MIN-MY UDL traf+Wind	53.244,9	0,3570	83%	81.710,7	67.524,9	17.198,0	1.625,5	6,54%	OK
CHS 1800-75	51	MAX-MY UDL traf+ΔT	42.665,2	0,2957	87%	79.275,9	69.285,6	18.168,8	2.397,8	7,00%	OK
CHS 1800-70	75	MAX-MY UDL traf+ΔT	40.346,6	0,2987	87%	74.414,2	64.872,2	20.196,3	2.001,4	9,79%	OK

Έλεγχος ενδεχόμενης επιρροής κύρτωσης στην αντοχή έναντι διάτμησης

14. Σχέση ελέγχου

-Με βάση την prEN 1993-1-1:2015 §8.2.6 (7), για διατομές CHS η επιρροή της κύρτωσης δεν λαμβάνεται όταν:

$$\frac{d-t}{t} = \frac{1.800mm - 80mm}{80mm} = 21,50 \leq 100 \cdot \varepsilon^2 = 100 \cdot 0,66 = 66 \rightarrow \text{δεν λαμβάνεται υπόψη}$$

$$\frac{d-t}{t} = \frac{1.800mm - 75mm}{75mm} = 23,00 \leq 100 \cdot \varepsilon^2 = 100 \cdot 0,66 = 66 \rightarrow \text{δεν λαμβάνεται υπόψη}$$

$$\frac{d-t}{t} = \frac{1.800mm - 70mm}{70mm} = 24,71 \leq 100 \cdot \varepsilon^2 = 100 \cdot 0,66 = 66 \rightarrow \text{δεν λαμβάνεται υπόψη}$$

ΟΚΑ: Έλεγχος έναντι τεμνουσών δυνάμεων

15. Εμβαδόν διάτμησης διατομής CHS

$$A_v = \frac{2 \cdot A}{\pi} \quad (18.6)$$

16. Πλαστική δύναμη αντοχής σε διάτμηση – τιμή σχεδιασμού

$$V_{pl,z,Rd} = V_{pl,y,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (18.7)$$

17. Αποτελέσματα ελέγχων

Table 18-7: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της V_{z,Ed}

Cross section	X	Envelope	V _{pl,Rd}	V _{z,Ed}	V _{z,Ed} /V _{pl,Rd}	Check
[-]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
CHS 1800-80	149	MAX-VZ UDL traf+ΔT	56.404,81	2.802,71	4,97%	OK
CHS 1800-75	50	MAX-VZ UDL traf+Wind	53.033,23	2.688,21	5,07%	OK
CHS 1800-70	76	MIN-VZ UDL traf+ Wind	49.641,15	2.889,10	5,82%	OK

Table 18-8: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της V_{y,Ed}

Cross section	X	Envelope	V _{pl,Rd}	V _{y,Ed}	V _{y,Ed} /V _{pl,Rd}	Check
[-]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
CHS 1800-80	27	MAX-VY UDL traf+Wind	56.404,81	1.839,35	3,26%	OK
CHS 1800-75	51	MAX-VY UDL traf+Wind	53.033,23	982,74	1,85%	OK
CHS 1800-70	99	MIN-VY UDL traf+Wind	49.641,15	980,28	1,97%	OK

ΟΚΑ: Έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης-διάτμησης

18. Έλεγχος απομείωσης καμπτικής αντοχής λόγω ταυτόχρονης διάτμησης

-Σύμφωνα με τους Table 18-7 και Table 18-8 ισχύει για όλες τις περιπτώσεις ότι V_{Ed} ≤ 0,50 · V_{pl,Rd}, και άρα δεν χρειάζεται να γίνει απομείωση της καμπτικής αντοχής.

ΟΚΑ: Έλεγχος σε στρεπτική ροπή

19. Τιμή της δρώσας στρεπτικής ροπής T_{Ed} για τους υπολογισμούς

-Καθώς η διατομή του τόξου είναι κλειστή, είναι δυνατή η παραδοχή ότι τα αποτελέσματα λόγω της στρέβλωσης μπορεί να αγνοηθούν. Επομένως, η τιμή της δρώσας στρεπτικής ροπής σχεδιασμού θα προκύπτει αποκλειστικά από την τιμή που αντιστοιχεί στην εσωτερική ροπή στρέψης κατά Saint Venant. Άρα, θα είναι:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \Leftrightarrow T_{Ed} = T_{t,Ed}$$

-Αρχικά, πρέπει να σημειωθεί ότι ο Ευρωκώδικας δεν δίνει κάποια σχέση υπολογισμού για στρεπτική ροπή αντοχής. Παρ' όλα αυτά, παρακάτω δίνονται οι τρόποι υπολογισμού της «ελαστικής στρεπτικής ροπής σχεδιασμού» και της «πλαστικής στρεπτικής ροπής σχεδιασμού». Τα αποτελέσματα των παρακάτω υπολογισμών ταυτίζονται πλήρως με τις τιμές των αντίστοιχων μεγεθών που δίνει το Sofistik.

A. Ελαστική στρεπτική ροπή αντοχής για διατομές CHS

20. Ροπή αδρανείας CHS

$$I = \frac{\pi \cdot D^4}{64} - \frac{\pi \cdot d^4}{64} \quad (18.8)$$

21. Ελαστική ροπή αντίστασης CHS

$$W_{el} = \frac{I}{D/2} \quad (18.9)$$

22. Πολική ροπή αδρανείας CHS

$$I_p = 2 \cdot I \Leftrightarrow I_p = 2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot D^4}{64} - \frac{\pi \cdot d^4}{64} \right) \Leftrightarrow I_p = \frac{\pi \cdot D^4}{32} - \frac{\pi \cdot d^4}{32} \quad (18.10)$$

23. Σταθερά στρέψης CHS – Σχέση I

-Για CHS μπορεί να θεωρηθεί ότι:

$$I_{t,1} = I_p \Leftrightarrow I_{t,1} = \frac{\pi \cdot D^4}{32} - \frac{\pi \cdot d^4}{32} \quad (18.11)$$

24. Μέγιστη διατμητική τάση λόγω στρεπτικής ροπής

$$\tau_{t,Ed,max,2} = \frac{T_{t,Ed}}{\left(\frac{I_p}{D/2} \right)} \quad (18.12)$$

25. Στρεπτική ροπή αντίστασης CHS – Σχέση I

$$W_{t,1} = \frac{T_{t,Ed}}{\tau_{t,Ed,max,2}} \Leftrightarrow W_{t,1} = \frac{I_p}{D/2} \Leftrightarrow W_{t,1} = \frac{2 \cdot I}{D/2} = 2 \cdot \left(\frac{I}{D/2} \right) \Leftrightarrow W_{t,1} = 2 \cdot W_{el} \quad (18.13)$$

26. Ελαστική στρεπτική ροπή αντοχής για σχεδιασμό CHS

$$T_{t,Ed} = W_{t,1} \cdot \tau_{t,Ed,max,2} \rightarrow T_{el,Rk} = W_{t,1} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \rightarrow T_{el,Rd} = \frac{W_{t,1} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (18.14)$$

B. Πλαστική στρεπτική ροπή αντοχής για διατομές CHS

27. Εμβαδόν A_m της επιφάνειας που ορίζεται από τη μέση γραμμή των ελασμάτων που σχηματίζουν τη διατομή
-Για μια διατομή CHS θα είναι:

$$A_m = \frac{\pi \cdot (D_m)^2}{4} = \frac{\pi \cdot (d - t)^2}{4} \quad (18.15)$$

28. Σταθερά στρέψης CHS – Σχέση 2

$$I_t = \frac{4 \cdot A_m^2}{\oint \frac{ds}{t}} = \frac{4 \cdot (\pi \cdot R_m^2)^2}{2 \cdot \pi \cdot R_m} \Leftrightarrow I_t = 2 \cdot \pi \cdot R_m^3 \cdot t \quad (18.16)$$

όπου:

ds, t το στοιχειώδες μήκος και το αντίστοιχο πάχος ελάσματος

R_m η ακτίνα της διατομής CHS που ορίζεται από το κέντρο της μέχρι τον κύκλο που περνάει από το μέσον πάχος της του ελάσματος της διατομής.

29. Στρεπτική ροπή αντίστασης CHS – Σχέση 2

$$W_{t,2} = \frac{I_t}{D_m/2} \Leftrightarrow W_{t,2} = \frac{2 \cdot \pi \cdot R_m^3 \cdot t}{R_m} = 2 \cdot (\pi \cdot R_m^2) \cdot t \Leftrightarrow W_{t,2} = 2 \cdot A_m \cdot t \quad (18.17)$$

30. Πλαστική στρεπτική ροπή αντοχής για σχεδιασμό CHS

$$T_{t,Ed} = W_{t,2} \cdot \tau_{t,Ed,max,2} \rightarrow T_{pl,Rk} = W_{t,2} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \rightarrow T_{pl,Rd} = \frac{W_{t,2} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (18.18)$$

31. Αποτελέσματα υπολογισμών στρεπτικών ροπών αντοχής και σύγκριση με Sofistik

Table 18-9: Υπολογισμοί για την «ελαστική στρεπτική ροπή αντοχής» $T_{el,Rd}$ και σύγκριση με Sofistik

Cross section [-]	I cm^4	W_{el} cm^3	I_p cm^4	$I_{t,1}$ cm^4	$W_{t,1}=2 \cdot W_{el}$ cm^3	$T_{el,Rd}$ kNm	$T_{el,Rd}$ - Sofistik kNm
CHS 1800-80	16.020.414	178.005	32.040.827	32.040.827	356.009	72.967,41	72.967,34
CHS 1800-75	15.146.373	168.293	30.292.746	30.292.746	336.586	68.986,46	68.986,71
CHS 1800-70	14.256.295	158.403	28.512.591	28.512.591	316.807	64.932,47	64.932,41

Table 18-10: Υπολογισμοί για την «πλαστική στρεπτική ροπή αντοχής» $T_{pl,Rd}$ και σύγκριση με Sofistik

Cross section [-]	D_m mm	R_m mm	$I_{t,2}$ cm^4	$W_{t,2}=2 \cdot A_m \cdot t$ cm^3	$T_{pl,Rd}$ kNm	$T_{pl,Rd}$ - Sofistik kNm
CHS 1800-80	1720	860	31.971.662	371.764	76.196,41	76.196,41
CHS 1800-75	1725	862,5	30.235.590	350.558	71.850,05	71.850,05
CHS 1800-70	1730	865	28.465.986	329.087	67.449,36	67.449,37

32. Αποτελέσματα ελέγχων

Table 18-11: Αποτελέσματα ελέγχου στρεπτικής ροπής $T_{Ed}=T_{t,Ed}$

Cross section [-]	X [m]	Envelope [-]	$T_{t,Ed}$ kNm	$T_{el,Rd}$ kNm	$\frac{T_{t,Ed}}{T_{el,Rd}}$ [-]	Check [-]	X [m]	Envelope [-]	$T_{pl,Rd}$ kNm	$\frac{T_{t,Ed}}{T_{pl,Rd}}$ [-]	Check [-]
CHS 1800-80	0	MIN-MT UDL traf+Wind	8.441	72.967	11,57%	OK	0	MIN-MT UDL traf+Wind	76.196	11,08%	OK
CHS 1800-75	31	MIN-MT UDL traf+Wind	3.419	68.986	4,96%	OK	31	MIN-MT UDL traf+Wind	71.850	4,76%	OK
CHS 1800-70	51	MIN-MT UDL traf+Wind	2.817	64.932	4,34%	OK	51	MIN-MT UDL traf+Wind	67.449	4,18%	OK

OKA: Έλεγχος αλληλεπίδρασης στρεπτικής ροπής-τέμνουσας δύναμης**33. Διαμητική τάση λόγω στρεπτικής ροπής**

-Για τους υπολογισμούς της αλληλεπίδρασης στρεπτικής ροπής-τέμνουσας δύναμης πρέπει να είναι γνωστή η τιμή της διαμητικής τάσης λόγω στρεπτικής ροπής. Αυτή απλοποιητικά για μονοκύβελες διατομές (δηλ. όπως είναι η διατομή του τόξου – έχει μία κυνέλη, δηλ. μία σπή) μπορεί να υπολογιστεί με βάση τον 1^ο τύπο του Bredt, ο οποίος οδηγεί στον υπολογισμό της μέγιστης διαμητικής τάσης λόγω στρεπτικής ροπής, και είναι:

$$\tau_{t,Ed,max} = \frac{T_{t,Ed}}{2 \cdot A_m \cdot t_{i,min}} \quad (18.19)$$

όπου:

$t_{i,min}$ το ελάχιστο πάχος των ελασμάτων της διατομής

34. Απομειωμένη πλαστική δύναμη αντοχής σε τέμνουσα λόγω στρεπτικής ροπής – τιμή σχεδιασμού, $V_{pl,T,i,Rd}$

-Με βάση την EN 1993-1-1:2005 §6.2.7 (9), για κοίλη διατομή CHS ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$V_{pl,T,i,Rd} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} \right] \cdot V_{pl,i,Rd} \quad (18.20)$$

35. Αποτελέσματα ελέγχων**Table 18-12:** Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της $V_{z,Ed}$

Cross section	X	Envelope	$V_{pl,Rd}$	A_m	$2 \cdot A_m \cdot t_i$	$T_{t,Ed}$	$\tau_{t,Ed,max}$	red	$V_{pl,T,Rd}$	$V_{z,Ed}$	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{pl,T,Rd}}$	Check
[-]	[m]	[-]	[kN]	cm ²	cm ³	kNm	MPa	[%]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
CHS 1800-80	149	MIN-VZ UDL traf+ΔT	56.405	23.235	371.764	2.945,9	7,92	96,1	54.224	2.802,71	5,17%	OK
CHS 1800-75	50	MAX-VZ UDL traf+Wind	53.033	23.371	350.558	540,9	1,54	99,2	52.634	2.687,96	5,11%	OK
CHS 1800-70	76	MIN-VZ UDL traf+Wind	49.641	23.506	329.087	681,6	2,07	99,0	49.140	2.889,10	5,88%	OK

Table 18-13: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της $V_{y,Ed}$

Cross section	X	Envelope	$V_{pl,Rd}$	A_m	$2 \cdot A_m \cdot t_i$	$T_{t,Ed}$	$\tau_{t,Ed,max}$	red	$V_{pl,T,Rd}$	$V_{y,Ed}$	$\frac{V_{y,Ed}}{V_{pl,T,Rd}}$	Check
[-]	[m]	[-]	[kN]	cm ²	cm ³	kNm	MPa	[%]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
CHS 1800-80	27	MAX-VY UDL traf+Wind	56.405	23.235	371.764	4.756,5	12,79	93,8	52.884	1.839,35	3,48%	OK
CHS 1800-75	51	MAX-VY UDL traf+Wind	53.033	23.371	350.558	2.263,9	6,46	96,8	51.362	982,74	1,91%	OK
CHS 1800-70	99	MIN-VY UDL traf+Wind	49.641	23.506	329.087	2.237,2	6,80	96,7	47.995	980,28	2,04%	OK

OKA: Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και ταυτόχρονα αξονική δύναμη – έλεγχος με λοξή κάμψη**36. Υπολογισμός δράσας λοξής κάμψης**

$$M_{\lambda\sigma\xi\eta,Ed} = \sqrt{M_{y,Ed}^2 + M_{z,Ed}^2} \quad (18.21)$$

37. Έλεγχος με βάση απομειωμένη αντοχή σε κάμψη λόγω αξονικής

$$\frac{M_{\lambda\sigma\xi\eta,Ed}}{M_{N,pl,Rd}} \leq 1 \quad (18.22)$$

Table 18-14: Μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης ελέγχου της $M_{\lambda\omega\zeta\eta,Ed}$

Cross section	X	Envelope	N_{ed}	$n=N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	Red	$M_{pl,Rd}$	$M_{N,pl,Rd}$	$M_{y,Ed}$	$M_{z,Ed}$	$M_{\lambda\omega\zeta\eta}$	$M_{\lambda\omega\zeta\eta}/M_{N,pl,Rd}$
[-]	[m]	[-]	[kN]	[-]	[%]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	kNm	[-]
CHS 1800-80	140	MIN-MY UDL traf+Wind	53.245	0,3570	83	81.711	67.525	17.198	1.626	17.275	25,58%
CHS 1800-75	51	MAX-MY UDL traf+ΔT	42.665	0,2957	87	79.276	69.286	18.169	2.398	18.326	26,45%
CHS 1800-70	75	MAX-MY UDL traf+ΔT	40.347	0,2987	87	74.414	64.872	20.196	2.001	20.295	31,28%

Όπως φαίνεται ο έλεγχος με τη Σχέση (18.22) και Σχέση (18.5) δεν ταυτίζονται. Ωστόσο, για διατομές CHS συνήθως οι έλεγχοι της κάμψεως γίνονται με τη θεώρηση μονοαξονικής λοξής κάμψεως.

18.2 Ευστάθεια μέλους με χρήση της Γενικής Μεθόδου

Βήματα υπολογισμού και παραδοχές

Η Γενική Μέθοδος έχει γενική εφαρμογή για τον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού φορέων, όπως τόξων. Παρακάτω δίνεται η πορεία ελέγχου που έγινε με το Sofistik και το Excel.

- Φορτία σχεδιασμού για τον έλεγχο – μόνο εντός επιπέδου**
-Σύμφωνα με τις αναφορές που γίνονται στην EN 1993-1-1:2005 §6.3.4 (3), καθώς και στις [1] και [3], η μέθοδος χρησιμοποιείται μόνο για φορτία σχεδιασμού εντός επιπέδου (δηλ. για ίδια βάρη, φορτία κυκλοφορίας), και όχι για ταυτόχρονη φόρτιση εντός και εκτός επιπέδου (π.χ. πάλι ίδια βάρη, φορτία κυκλοφορίας κ.α., καθώς και ταυτόχρονα πλευρικό άνεμο π.χ. άνεμο που να ασκείται οριζόντια και κάθετα προς το τόξο).
- Αρχικές γραμμικές αναλύσεις και Superpositioning**
-Αρχικά, για τα προαναφερθέντα φορτία εντός επιπέδου δημιουργούνται οι περιβάλλουσες βάσει των γραμμικών αναλύσεων των μεμονωμένων LoadCases.
-Δεν μπορεί να γίνει εξ' αρχής buckling analysis και να εξεταστεί η πιθανότητα ανάλυσης 2^{ης} τάξεως, καθώς δεν είναι γνωστός ο συνδυασμός που δίνει τον ελάχιστο $a_{ult,k}$. Αυτός μπορεί να προσδιορισθεί αρχικά μόνον με superpositioning.
- Ελάχιστος μεγθυντικός συντελεστής $a_{ult,k}$ των φορτίων σχεδιασμού για την επίτευξη της χαρακτηριστικής αντοχής της πλέον κρίσιμης διατομής**
-Εάν τα φορτία σχεδιασμού πολλαπλασιαστούν με τον συντελεστή $a_{ult,k}$, τότε η πλέον κρίσιμη διατομή ολόκληρου του τόξου φτάνει την τιμή της χαρακτηριστικής αντοχής, η οποία έχει υπολογιστεί χωρίς συντελεστές ασφαλείας (δηλ. όχι την αντοχή σχεδιασμού).
-Για τον προσδιορισμό θεωρείται μόνο η εντός επιπέδου συμπεριφορά του τόξου, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη ο πλευρικός ή ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός, λαμβάνοντας όμως υπόψη όλες τις επιδράσεις λόγω της εντός γεωμετρικής παραμόρφωσης και των ατελειών, καθολικών και τοπικών, όπου απαιτείται.
-Με βάση την EN 1993-1-1:2005 §6.3.4 (1), η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί για μέλη σε θλίψη και/ή μονοαξονική κάμψη, αλλά τα οποία δεν περιέχουν στρεφόμενες πλαστικές αρθρώσεις.
-Το τόξο δέχεται θλίψη, αλλά και διαξονική κάμψη. Επίσης, η διατομή του επιτρέπει τον πλαστικό σχεδιασμό. Ως εκ τούτου γίνεται αρκετά προβληματική η ερμηνεία της EN 1993-1-1:2005 §6.3.4 (1), και για αυτό εξετάζονται για τον $a_{ult,k}$ οι εξής περιπτώσεις.
-Με βάση την EN 1993-1-1:2005 §6.3.4 (4) και την [3]:

$$a_{ult,k} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \quad (18.23)$$

όπου:

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

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

-Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.7 του EN 1993-1-1:2005, οι χαρακτηριστικές αντοχές N_{Rk} και $M_{y,Rk}$ εξαρτώνται από την κατηγορία της διατομής. Για κατηγορίες 1, 2, 3 θα είναι $N_{Rk} = A \cdot f_y$. Για κατηγορίες 1 ή 2 θα είναι $M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = M_{y,pl,Rk}$ και για κατηγορία 3 θα είναι $M_{y,Rk} = W_{el,y} \cdot f_y = M_{y,el,Rk}$. Επομένως, εξετάζονται οι εξής περιπτώσεις:

A. Με βάση την EN 1993-1-1:2005 §6.3.4 (4) και την [3]: Περίπτωση για $W_{el,y}$

$$a_{ult,k} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,el,Rk}} \quad (18.24)$$

B. Με βάση την EN 1993-1-1:2005 §6.3.4 (4) και την [3]: Περίπτωση για $W_{pl,y}$

$$a_{ult,k} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,pl,Rk}} \quad (18.25)$$

C. Κριτήριο τάσεων Von Mises.

$$a_{ult,k} = \frac{f_{yk}}{\sigma_{Ed,von\ mises}} \quad (18.26)$$

D. Βάσει του μέγιστου βαθμού εκμετάλλευσης από τους ελέγχους με πλαστικά μεγέθη (π.χ. $M_{pl,N,y}$)

$$a_{ult,k} = \frac{1}{UF_{max,pl}} \quad (18.27)$$

4. *Ανίχνευση του Loadcase της περιβάλλουσας για την οποία προέκυψε ο $a_{ult,k}$*
-Στο βήμα αυτό θα πρέπει να προσδιορισθεί το LoadCase της περιβάλλουσας για το οποίο προέκυψε ο ελάχιστος $a_{ult,k}$. Για το Loadcase αυτό θα πραγματοποιηθεί η γραμμική ανάλυση ευστάθειας, που αναγράφεται στη συνέχεια, και θα ελεγχθεί εάν χρειάζεται να γίνει ανάλυση 2^{ης} τάξεως.
5. *Γραμμική ανάλυση ευστάθειας ή γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (linear buckling analysis)*
-Γενικά, με γραμμική ανάλυση ευστάθειας προσδιορίζονται α) οι ιδιομορφές λυγισμού του φορέα, καθώς και β) οι αντίστοιχοι μεγεθυντικοί συντελεστές a_{crit} των φορτίων σχεδιασμού.
-Ειδικά για τη Γενική Μέθοδο προσδιορίζεται α) ο μεγεθυντικός συντελεστής a_{crit} της πρώτης καθολικής ιδιομορφής εκτός επιπέδου, και β) ο μεγεθυντικός συντελεστής a_{crit} της πρώτης καθολικής ιδιομορφής εντός επιπέδου.
-Και πάλι τονίζεται ότι η γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού γίνεται για φόρτιση εντός επιπέδου, αλλά χάρη σε αυτήν αντιμετωπίζονται τα προβλήματα αστάθειας εκτός επιπέδου (out of plane).
6. *Εξέταση ανάγκης αναλύσεων 2^{ης} τάξεως*
-Με βάση την EN 1993-1-1:2005 §5.2.1 (3) και την [3], για ελαστική ανάλυση, ανάλυση 2^{ης} τάξεως μπορεί να αμεληθεί όταν για την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού εντός επιπέδου ισχύει ότι:

$$a_{crit,in\ plane} \geq 10 \text{ για ελαστική ανάλυση} \quad (18.28)$$

7. *Ελάχιστος μεγεθυντικός συντελεστής (ή κρίσιμος συντελεστής) a_{crit} ή $a_{cr,op}$ των εντός επιπέδου φορτίων σχεδιασμού, ώστε να επιτευχθεί η ελαστική κρίσιμη αντοχή του δομικού στοιχείου σε σχέση με το στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, χωρίς να λαμβάνεται ο εντός επιπέδου καμπτικός λυγισμός.*
-Πραγματοποιείται η γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού, εντοπίζεται η **πρώτη ιδιομορφή εκτός επιπέδου** (συνήθως αυτή αποτελεί και την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού του συστήματος), και σημειώνεται η ιδιοτιμή που αντιστοιχεί στην ιδιομορφή αυτή. Η ιδιοτιμή αυτή αποτελεί την τιμή του κρίσιμου συντελεστή a_{crit} ή και αλλιώς $a_{cr,op}$.
-Ο συντελεστής αυτός ουσιαστικά είναι ο μεγεθυντικός συντελεστής των φορτίων εντός επιπέδου. Εάν τα φορτία αυτά πολλαπλασιαστούν με αυτόν τον συντελεστή, τότε ο φορέας θα εμφανίσει την 1^η ιδιομορφή λυγισμού εκτός επιπέδου, η οποία προέκυψε από τη γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού. Δηλ. γενικά ισχύει ότι:

$$F_{crit} = a_{crit} \cdot F_{Ed} \quad (18.29)$$

8. *Καθολική ανηγμένη λυγηρότητα του τόξου για λυγισμό εκτός επιπέδου*

$$\bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{crit}}} \quad \text{ή} \quad \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{cr,op}}} \quad (18.30)$$

Μειωτικός συντελεστής για πλευρικό λυγισμό – δηλ. για λυγισμό ως προς τον ασθενή άξονα

9. *Ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού, που θα λαμβάνεται ως:*

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} \quad (18.31)$$

10. *Καμπύλη λυγισμού και συντελεστής ατελειών α για τις διατομές του τόξου*

-Για την εξεταζόμενη περίπτωση του τόξου γέφυρας με άνοιγμα 150m συνήθως μπορεί να χρησιμοποιηθούν δύο ειδών διατομές, κοίλες κυκλικές διατομές CHS ή συγκολλητές κιβωτιοειδής διατομές. Οι διατομές CHS που θα μπορούσαν χρησιμοποιηθούν έρχονται με μεγάλα πάχη, συνήθως άνω των 50mm. Ο τρόπος παραγωγής τέτοιων είναι θέμα παραγγελίας και εύρεσης κατασκευαστή που είναι σε θέση να παράγει τέτοιου είδους διατομές. Στην εργασία γίνεται η παραδοχή ότι η CHS είναι ψυχρής έλασης, και έτσι εξετάζεται υπέρ της ασφαλείας η χειρότερη καμπύλη λυγισμού, δηλ. η c με συντελεστή ατελειών $\alpha = 0,49$.

11. *Μειωτικός συντελεστής χ πλευρικού λυγισμού – λυγισμού ως προς ασθενή άξονα*

-Ανάλογα με τις τιμές της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής χ πλευρικού λυγισμού με έναν από τους παρακάτω δύο τρόπους:

E. Εάν ισχύει ότι $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} \leq 0,2$, τότε δεν χρειάζεται κάποια απομείωση λόγω πλευρικού λυγισμού και θα είναι :

$$\chi = 1$$

F. Εάν ισχύει ότι $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} > 0,2$, τότε:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{z-z} \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \Leftrightarrow \Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{z-z} \cdot (\bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane}^2] \quad (18.32)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \Leftrightarrow \chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane}^2}} \quad (18.33)$$

Μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Ο υπολογισμός γίνεται σύμφωνα με όσα αναγράφονται στην [1] και έχουν ως εξής:

12. *Ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, που θα λαμβάνεται ως:*

$$\bar{\lambda}_{LT} = \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} \quad (18.34)$$

13. *Καμπύλη λυγισμού και συντελεστής ατελειών α για τις διατομές του τόξου*

-Σύμφωνα με τον Πίνακα 8.4 του prEN 1993-1-1:2020, για όλες τις «λοιπές διατομές» εκτός από ελατές διατομές μορφής διπλού-ταυ I ή συγκολλητές διατομές μορφής διπλού-ταυ I, θα πρέπει να εφαρμόζεται η καμπύλη λυγισμού d.

-Επομένως, οι διατομές CHS ψυχρής έλασης ή οι συγκολλητές κιβωτιοειδής διατομές, που όπως έχει προαναφερθεί χρησιμοποιούνται για τοξωτές γέφυρες μεσαίου ανοίγματος, ανήκουν στον τύπο των «λοιπών/άλλων διατομών», και επομένως η καμπύλη λυγισμού θα είναι η d και εν συνεχεία ο συντελεστής ατελειών θα είναι ο $\alpha_{LT} = 0,76$.

14. *Μειωτικός συντελεστής χ_{LT} στρεπτοκαμπτικού λυγισμού*

-Ανάλογα με τις τιμές της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}_{LT}$ προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής με έναν από τους παρακάτω δύο τρόπους:

A. Εάν ισχύει ότι $\bar{\lambda}_{LT} = \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} \leq 0,2$ τότε δεν χρειάζεται κάποια απομείωση λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και θα είναι :

$$\chi_{LT} = 1$$

B. Εάν ισχύει ότι $\bar{\lambda}_{LT} = \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} > 0,2$, τότε:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \Leftrightarrow \Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane}^2] \quad (18.35)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \Leftrightarrow \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane}^2}} \quad (18.36)$$

-Στην περίπτωση της διατομής CHS θεωρείται ότι η Γενική Μέθοδος με χρήση ενός απλού χωρικού προσομοιώματος δεν μπορεί να δώσει αποτελέσματα για τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός αυτό, καθώς και το γεγονός ότι οι διατομές CHS είναι μη-ευπαθείς σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λαμβάνεται ότι $\chi_{LT} = 1$.

15. Μειωτικός συντελεστής χ_{op} πλευρικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

-Ο μειωτικός συντελεστής χ_{op} για την ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{op,out\ of\ plane}$, που λαμβάνει υπόψη και τον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό – ή αλλιώς συν/στης πλευρικού ή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού – προσδιορίζεται ως εξής:

-Με βάση την EN 1993-1-1:2005 §6.3.4 (4) α), θα λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις δύο υπολογισμένες περιπτώσεις, δηλ.:

$$\chi_{op} = \min(\chi; \chi_{LT}) \quad (18.37)$$

16. Έλεγχος λυγισμού βάσει Γενικής Μεθόδου

$$\frac{\chi_{op} \cdot a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1 \quad (18.38)$$

Αποτελέσματα

Table 18-15: Αποτελέσματα από Linear Analysis και Superpositioning

Έλεγχος με:	$\max(N/N_{Rk} + M_{y,ed}/M_{el,Rk,y})$	$\max(N/N_{Rk} + M_{y,ed}/M_{pl,Rk,y})$	τάσεις Von Mises	$\max UF$ από πλαστικό σχεδιασμό	
Αριθμός beam element με maxUF	10.075	10.075	10.075	10.150	[-]
noLC με maxUF	4858: maxMy	4858: maxMy	4858: maxMy	4851-minN	[-]
G1-G2	1,35*(Gtot)	1,35*(Gtot)	1,35*(Gtot)	1,35*(Gtot)	[-]
P	P	P	P	P	[-]
GR1a-TS	1,35*LC-751	1,35*LC-751	1,35*LC-751	1,35*LC-756	[-]
GR1a-UDL+footway	1,35*LC-(217 234 1)	1,35*LC-(217 234 1)	1,35*LC-(217 234 1)	1,35*LC-(201 250 1)	[-]
Tram	1,013*LC-1159	1,013*LC-1159	1,013*LC-1159	1,013*LC-1161	[-]
σ_{VM}	-	-	221,47	-	MPa
f_{yk}	-	-	355	-	MPa
UF	0,622	0,543	0,624	0,371	[-]
$a_{ult,k}$	1,609	1,841	1,603	2,696	[-]
$a_{crit, in\ plane}$	13,55	13,55	13,55	12,90	[-]
$a_{crit,out\ of\ plane}$	5,39	5,39	5,39	5,12	[-]
$\lambda_{op,out\ of\ plane}$	0,546	0,584	0,545	0,726	[-]
Τύπος διατομής	CHS - cold rolled				
Καμπ. λυγισμού	c				
α	0,49				
χ	0,817	0,795	0,817	0,709	[-]
χ_{LT} -CHS	1	1	1	1	[-]
$\chi_{op}=\min(\chi;\chi_{LT})$	0,817	0,795	0,817	0,709	[-]
γ_{M1}	1,1	1,1	1,1	1,1	[-]
$\chi_{op} \cdot a_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,194	1,330	1,191	1,737	[-]
[-]	OK	OK	OK	OK	[-]
Check/Von Mises	1,00	1,12	-	1,45	[-]

Table 18-16: Σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορετικών τύπων αναλύσεων για τον συνδυασμό που δίνει τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης από τη σχέση $(N/N_{Rk}+M_{y,ed}/M_{el,Rk,y})$

$\max(N/N_{Rk}+M_{y,ed}/M_{el,Rk,y})$	Linear analysis	TH2	TH3	TH3b	
UF	0,622	0,629	0,630	0,629	[-]
$a_{ult,k}$	1,609	1,589	1,588	1,590	[-]
$a_{crit,out\ of\ plane}$	5,39	5,42	5,39	5,42	[-]
$\lambda_{op,out\ of\ plane}$	0,546	0,541	0,543	0,542	[-]
$\chi_{op}=\min[\chi;(\chi_{LT}=1)]$	0,817	0,820	0,819	0,819	[-]
$\chi_{op}^*a_{ult,k}/\gamma_{M1}$	1,194	1,184	1,182	1,184	[-]

Table 18-17: Σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορετικών τύπων αναλύσεων για τον συνδυασμό που δίνει τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης από τη σχέση $(N/N_{Rk}+M_{y,ed}/M_{pl,Rk,y})$

$\max(N/N_{Rk}+M_{y,ed}/M_{pl,Rk,y})$	Linear analysis	TH2	TH3	TH3b	
UF	0,543	0,548	0,549	0,548	[-]
$a_{ult,k}$	1,841	1,823	1,823	1,824	[-]
$a_{crit,out\ of\ plane}$	5,390	5,420	5,390	5,420	[-]
$\lambda_{op,out\ of\ plane}$	0,584	0,580	0,582	0,580	[-]
$\chi_{op}=\min[\chi;(\chi_{LT}=1)]$	0,795	0,797	0,796	0,797	[-]
$\chi_{op}^*a_{ult,k}/\gamma_{M1}$	1,330	1,321	1,320	1,322	[-]

Table 18-18: Σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορετικών τύπων αναλύσεων για τον συνδυασμό που δίνει τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης από τις τάσεις Von Mises

$\max(\text{Von Mises})$	Linear analysis	TH2	TH3	TH3b	
σ_{VM}	221,47	224,28	224,33	224,16	MPa
UF	0,624	0,632	0,632	0,631	[-]
$a_{ult,k}$	1,603	1,583	1,582	1,584	[-]
$a_{crit,out\ of\ plane}$	5,390	5,420	5,390	5,420	[-]
$\lambda_{op,out\ of\ plane}$	0,545	0,540	0,542	0,541	[-]
$\chi_{op}=\min[\chi;(\chi_{LT}=1)]$	0,817	0,820	0,819	0,820	[-]
$\chi_{op}^*a_{ult,k}/\gamma_{M1}$	1,191	1,180	1,179	1,181	[-]

Table 18-19: Σύγκριση αποτελεσμάτων διαφορετικών τύπων αναλύσεων για τον συνδυασμό που δίνει τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης με βάση τα πλαστικά χαρακτηριστικά μεγέθη αντοχής

$\max(\text{UF-Plastic,Rk})$	Linear analysis	TH2	TH3	TH3b	
UF	0,371	0,370	0,369	0,370	[-]
$a_{ult,k}$	2,696	2,706	2,706	2,706	[-]
$a_{crit,out\ of\ plane}$	5,120	5,150	5,120	5,150	[-]
$\lambda_{op,out\ of\ plane}$	0,726	0,725	0,727	0,725	[-]
$\chi_{op}=\min[\chi;(\chi_{LT}=1)]$	0,709	0,709	0,708	0,709	[-]
$\chi_{op}^*a_{ult,k}/\gamma_{M1}$	1,737	1,745	1,742	1,745	[-]

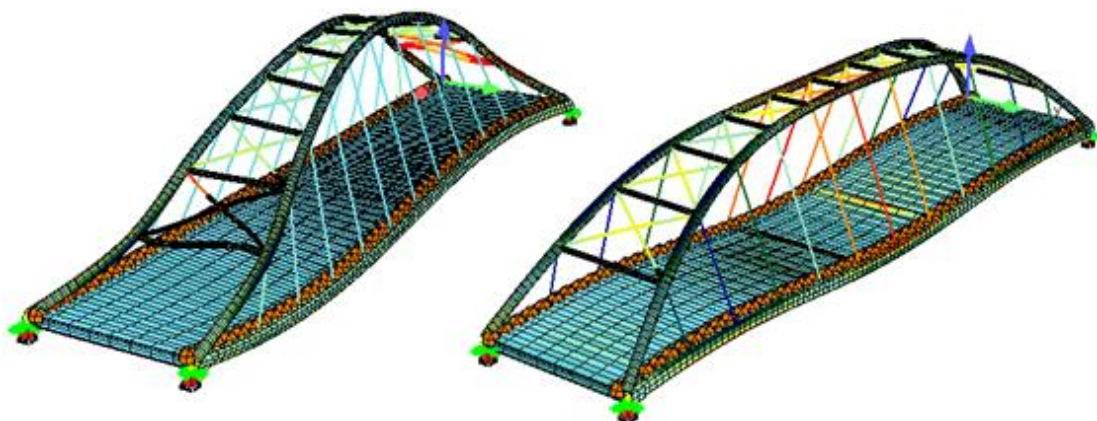


Figure 18.1: Ενδεικτικά οι ιδιομορφές λυγισμού από τους συνδυασμούς για τη μέγιστη τάση Von Mises
A) αριστερά: εκτός επιπέδου λυγισμός ($a_{crit} = 5,39$), και B) δεξιά: εντός επιπέδου λυγισμούς ($a_{crit} = 13,55$).

18.3 Ευστάθεια μέλους με βάση EN 1993-2:2006 Annex D

Αρχικά, πρέπει να σημειωθεί ότι όσα αναγράφονται παρακάτω ισχύουν περισσότερο για μεμονωμένα τόξα και όχι για τόξα-ελκυστήρες. Παρά το γεγονός αυτό, επιλέγεται να εξεταστούν με ορισμένες παραδοχές.

A. Εντός επιπέδου λυγισμός

1. Παράμετροι για τη χρήση του Σχήματος D.4 του EN 1993-2:2006

- $f = f_{arch}$: το ύψος του τόξου.

- $l = L_{span}$: το άνοιγμα του τόξου.

- $f/L = f_{arch}/L_{span}$: ο λόγος του ύψους του τόξου προς το άνοιγμα.

- m : το πλήθος των κατακόρυφων αναρτήρων.

2. Συντελεστής λυγισμού τόξων για λυγισμό εντός επιπέδου, $\beta_{in\ plane}$

-Για τόξα με ελκυστήρα (*tension tie*) και αναρτήρες (*hangers*) οι συντελεστές λυγισμού για εντός επιπέδου λυγισμό, $\beta_{in\ plane}$, δίνονται στο Σχήμα D.4 του EN 1993-2:2006, το οποίο παρουσιάζεται στο Figure 18.2.

-Το νομογράφημα γενικά ισχύει για κατακόρυφους αναρτήρες, οι οποίοι βρίσκονται διατεταγμένοι ανά ίσες αποστάσεις p .

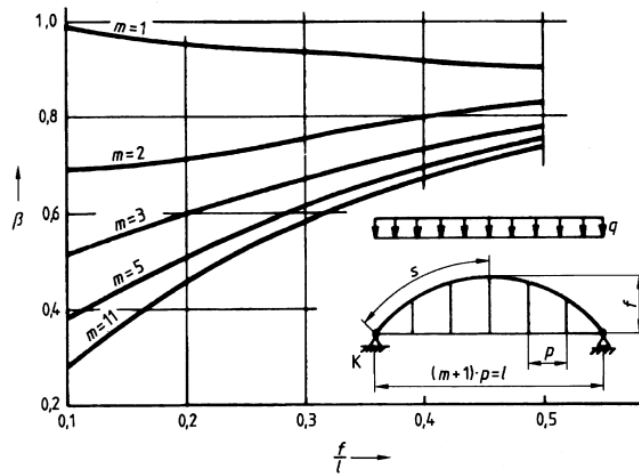


Figure 18.2: Συν/στές εντός επιπέδου λυγισμό, $\beta_{in\ plane}$, για τόξο με ελκυστήρα και αναρτήρες. (Σχήμα D.4 του EN 1993-2:2006)

3. Ελαστικό κρίσιμο φορτίο καμπτικού λυγισμού τόξου για εντός επιπέδου λυγισμό

-Με βάση την EN 1993-2:2006 §D.3.1 (2), θα είναι:

$$N_{cr,in\ plane} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{in\ plane}}{(L_{cr,arch,in\ plane})^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{in\ plane}}{(\beta_{in\ plane} \cdot s)^2} = \left(\frac{\pi}{\beta_{in\ plane} \cdot s} \right)^2 \cdot E \cdot I_{in\ plane} \quad (18.39)$$

όπου:

s το μισό μήκος του τόξου (δηλ. του παραβολικού ή οποιοδήποτε σχήματος του τόξου)

$E \cdot I_{in\ plane}$ η εντός επιπέδου δυσκαμψία του τόξου

4. Ανηγμένη λυγηρότητα για εντός επιπέδου λυγισμό

$$\bar{\lambda}_{in\ plane}(y) = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,in\ plane}(y)}} = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr,in\ plane}(y)}} \quad (18.40)$$

5. Καμπύλη λυγισμού και συντελεστής ατελειών α για τις διατομές του τόξου -Όπως στο Κεφάλαιο 18.2.

6. Μειωτικός συν/στης λυγισμούς για εντός επιπέδου λυγισμό

$$\Phi_{in\ plane}(y) = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_{in\ plane}(y) - 0,2) + \bar{\lambda}_{in\ plane}^2(y)] \quad (18.41)$$

$$\chi_{in\ plane}(y) = \frac{1}{\Phi_{in\ plane}(y) + \sqrt{\Phi_{in\ plane}^2(y) - \bar{\lambda}_{in\ plane}^2(y)}} \quad (18.42)$$

7. Αντοχή τόξου για εντός επιπέδου καμπτικό λυγισμό

$$N_{b,Rd,in\ plane}(y) = \frac{\chi_{in\ plane}(y) \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} \quad (18.43)$$

Σημειώνεται ότι γίνεται η παραδοχή ότι η μέθοδος ισχύει παρά τη λοξότητα των τόξων. Επίσης, υπενθυμίζεται ότι σχετικά με τις δυσκαμψίες και τους ενεργοποιούμενους άξονες, στη συγκεκριμένη περίπτωση το τόξο αποτελείται από διατομή CHS και επομένως έχει σταθερή τιμή ροπής αδρανείας σε όλες τις διευθύνσεις. Επίσης από τις 3 αλλαγές των διατομών μελετάται η ενδιάμεση δηλ. CHS 1.800x75.

Table 18-20: Αποτελέσματα για «εντός επιπέδου λυγισμό» τόξου

Εντός επιπέδου ευστάθεια		
Παράμετροι για τη χρήση του Σχήματος D.4 του EN 1993-2:2006		
Ύψος τόξου	$f=f_{arch}$	30 m
Άνοιγμα τόξου	$L=L_{span}$	150 m
Λόγος ύψους τόξου προς άνοιγμα τόξου	$f/l=f_{arch}/L_{span}$	0,2 [-]
Πλήθος αναρτήρων	m	11 [-]
Συντελεστής λυγισμού εντός επιπέδου από Σχήμα D.4 του EN 1993-2:2006		
Συντελεστής μήκους λυγισμού τόξου για εντός επιπέδου λυγισμό	$\beta_{in\ plane}$	0,45 [-]
Υπολογισμοί για εντός επιπέδου λυγισμό		
(Καμπύλο) Μήκος τόξου	L_{arch}	166,532 m
Μισό (Καμπύλο) μήκος τόξου	$s=L_{arch}/2$	83,266 m
Κρίσιμο μήκος λυγισμού τόξου για εντός επιπέδου λυγισμού	$L_{cr,arch,in\ plane}=\beta_{in\ plane} \cdot s$	37,470 m
Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα	E	210 GPa
Ροπή αδρανείας in plane - Ροπή αδρανείας y	$I_{in\ plane}=I$	15.146.373 cm ⁴
Εντός επιπέδου δυσκαμψία τόξου	$E \cdot I$	31.807.383 kN*m ²
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο τόξου για εντός επιπέδου λυγισμό	$N_{cr,in\ plane}$	223.597,66 kN
Εμβαδόν διατομής	A	4.064,44 cm ²
Όριο διαρροής	f_y	355 MPa
Χαρακτηριστική αντοχή σε αξονική δύναμη	N_{Rk}	144.287,46 kN
Ανηγμένη λυγηρότητα για λυγισμό εντός επιπέδου	$\lambda_{-pavla-in\ plane}$	0,80 [-]
Καμπύλη λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα y-y	buck. curve	c [-]
Συν/στης ατελειών περί τον ισχυρό άξονα	$\alpha_{-in\ plane}$	0,49 [-]
Συν/στής Φ περί τον ισχυρό άξονα	$\Phi_{in\ plane}$	0,970 [-]
Μειωτικός συν/στής καμπτικού λυγισμού περί τον ασθενή άξονα (τελικός)	χ	0,660 [-]
Συντ/στης ασφαλείας για αντοχή μελών σε αστάθεια	γ_{M1}	1,1 [-]
Αξονική δύναμη αντοχής πλευρικού λυγισμού περί τον ισχυρό άξονα	$N_{b,in\ plane,Rd}$	86.582,81 kN
Έλεγχος μέλους σε καμπτικό λυγισμό εντός επιπέδου		
Δρώσα αξονική θλιπτική δύναμη	$N_{com,Ed}$	56.557,60 kN
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου καμπτικού λυγισμού εντός επιπέδου	$N_{com,Ed}/N_{b,in\ plane,Rd}$	65,32% [-]
Check ελέγχου	[-]	OK [-]

B. Εκτός επιπέδου λυγισμός με έλεγχο περίπτωσης «τόξου με αντιανέμια και ακραίο πλαίσιο»

Ο έλεγχος του εκτός επιπέδου λυγισμού για τόξα με δικτύωση τόξων μπορεί να γίνει σύμφωνα με το Κεφάλαιο D.3.4 του EN 1993-2:2006 με το σκεπτικό ενός «ακραίου πλαισίου». Το ακραίο πλαίσιο είναι ένα ισοδύναμο «φανταστικό» πλαίσιο το οποίο αποτελείται από μία οριζόντια δοκό, τον ρολό της οποίας παίζει το πρώτο οριζόντιο μέλος της δικτύωσης τόξων, και δύο υποστυλωμάτων, όπου το κάθε υποστύλωμα αντιστοιχεί στο τμήμα του τόξου από τη θέση έναρξης του τόξου (θέση σύνδεσης με ελκυστήρα) μέχρι το σημείο σύνδεσης με την πρώτη οριζόντια δικτύωση.

Επειδή η μόρφωση του φορέα – παρά τη λοξότητα των τόξων – συμπίπτει αρκετά με τη μορφή που δίνει ο Κανονισμός (Figure 18.3), εξετάζονται και αυτοί οι υπολογισμοί. Επιπροσθέτως, παρατηρείται στο Figure 18.3 ότι όλοι οι αναρτήρες καταλήγουν στον ίδιο κόμβο όπου συνδέονται τα μέλη της δικτύωσης (είτε οριζόντια είτε X) με το τόξο, κάτι το οποίο επίσης ισχύει και στην εξεταζόμενη γέφυρα. Το γεγονός αυτό ίσως να αποτελεί κάποιου είδους ικανοποίηση προϋποθέσεων που πρέπει να τηρεί η μόρφωση της γέφυρας προκειμένου να είναι εφικτή η εφαρμογή του Κεφάλαιου D.3.4, χωρίς όμως να αναγράφεται κάτι τέτοιο στο κείμενο του Κανονισμού.

Από εκεί και πέρα, σύμφωνα με την EN 1993-2:2006 §D.3.4 (1), η περίπτωση εκτός επιπέδου λυγισμού για τόξα με αντιανέμια και ακραία πλαίσια εξετάζεται σύμφωνα με όσα αναγράφονται στο κεφάλαιο EN 1993-2:2006 §D.2.2. Όλα τα βήματα υπολογισμών δίνονται παρακάτω.

8. Παράμετροι για τη χρήση του Σχήματος D.5 του EN 1993-2:2006 (βλ. Figure 18.3)

-h: το μήκος του τόξου από τη θέση αρχής ή πέρατος του τόξου μέχρι το πρώτο ή τελευταίο οριζόντιο μέλος της δικτύωσης των τόξων, αντίστοιχα.

- α_k : η γωνία μεταξύ του τόξου και του οριζόντιου επιπέδου στη θέση έναρξης ή πέρατος του τόξου. Για μία παραβολή σταθερής ακτίνας καμπυλότητας μπορεί να προσδιοριστεί ως εξής:

$$\alpha_k = \text{atan} \left(\frac{2 \cdot f_{arch}}{0,5 \cdot L_{span}} \right) \quad (18.44)$$

$-h_H$: με βάση την EN 1993-2:2006 §D.3.4 (3) είναι το συνολικό μήκος ενός αναρτήρα. Σύμφωνα με την απεικόνιση του h_H στο αριστερό μέρος του Figure 18.3, το μήκος ενός αναρτήρα λαμβάνεται από τη θέση σύνδεσής του με το κατάστρωμα μέχρι και τη θέση σύνδεσής με το τόξο, και όχι από το οριζόντιο επίπεδο που περνάει από τη θέση έναρξης του τόξου. Αυτό βέβαια αποκτά σημασία στην περίπτωση που υπάρχει ανισοσταθμία μεταξύ του επιπέδου του καταστρώματος και του οριζόντιου επιπέδου αυτού, όπως φαίνεται και στο δεξί σκέλος του Figure 18.3. Με αυτόν τον τρόπο θα μετρηθούν τα μήκη όλων των αναρτήρων, ώστε να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό του h_r , που δίνεται στη συνέχεια. Τέλος, αν και το σχήμα του Ευρωκώδικα αναφέρεται μόνο σε κατακόρυφα τόξα και κατακόρυφους αναρτήρες, ερμηνεύεται ότι σε κεκλιμένους αναρτήρες, και πάλι, λαμβάνεται το συνολικό μήκος, και όχι η προβολή σε κατακόρυφο επίπεδο.

$-h_r$: με βάση την EN 1993-2:2006 §D.3.4 (3), ως h_r λαμβάνεται ως η παρακάτω μέση τιμή:

$$h_r = AVERAGE[h_{H,i}] \cdot \frac{1}{\sin(\alpha_k)} \quad (18.45)$$

9. Λόγος δυσκαμψιών η

-Η σχέση για τη γενική περίπτωση και την περίπτωση υλικού με ίδιο μέτρο ελαστικότητας για το τόξο και την οριζόντια δικτύωση είναι:

$$\eta = \frac{E \cdot I \cdot b}{E_o \cdot I_o \cdot h} \xrightarrow{E=E_o} \eta = \frac{I \cdot b}{I_o \cdot h} \quad (18.46)$$

όπου:

I	η ροπή αδρανείας για το στοιχείο του τόξου
I_o	η ροπή αδρανείας για το στοιχείο της πρώτης οριζόντιας δικτύωσης
E	το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα του τόξου
E_o	το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα της πρώτης οριζόντιας δικτύωσης
b	το πλάτος του καταστρώματος
h	το μήκος του τόξου από τη θέση αρχής ή πέρατος του τόξου μέχρι το πρώτο ή τελευταίο οριζόντιο μέλος της δικτύωσης των τόξων.

10. Συντελεστής λυγισμού τόξων για λυγισμό εκτός επιπέδου – περίπτωση με αντιανέμια και ακραία πλαίσια, $\beta_{out\ of\ plane}$

-Επαναλαμβάνεται ότι σύμφωνα με την EN 1993-2:2006 §D.3.4 (1), η περίπτωση εκτός επιπέδου λυγισμού για τόξα με αντιανέμια και ακραία πλαίσια εξετάζεται σύμφωνα με όσα αναγράφονται στο κεφάλαιο EN 1993-2:2006 §D.2.2. Πρακτικά αυτό σημαίνει ότι μπορεί να εφαρμοσθούν τα διαγράμματα του Πίνακα D.1 του EN 1993-2:2006, τα οποία παρουσιάζονται στο Figure 18.4. Σημειώνεται ότι από τα 3 διαγράμματα του Πίνακα D.1 δίνονται μόνο τα δύο που ταιριάζουν περισσότερο στην περίπτωση του εξεταζόμενου τόξου.

-Καθώς ισχύει ότι $\eta > 8$, κρίνεται ότι οι τιμές του λόγου αυτού αντιμετωπίζονται ως $\eta = \infty$.

11. Ελαστικό κρίσιμο φορτίο καμπτικού λυγισμού τόξων για εκτός επιπέδου λυγισμό – Κρίσιμο φορτίο για ακραία πλαίσια

-Με βάση την EN 1993-2:2006 §D.3.4 (1), ο εκτός επιπέδου λυγισμός των τόξων μπορεί να εξασφαλιστεί μέσω ελέγχου ευστάθειας των ακραίων πλαισίων. Στα διαγράμματα του Πίνακα D.1 (Figure 18.4) δίνεται ότι:

$$N_{cr,end\ portal,out\ of\ plane} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{out\ of\ plane}}{(L_{cr,end\ portal,out\ of\ plane})^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{out\ of\ plane}}{(\beta_{end\ portal,out\ of\ plane} \cdot h)^2} \quad (18.47)$$

Οι υπόλοιποι υπολογισμοί γίνονται κατά τα γνωστά με όλα τα μεγέθη που αφορούν το τόξο.

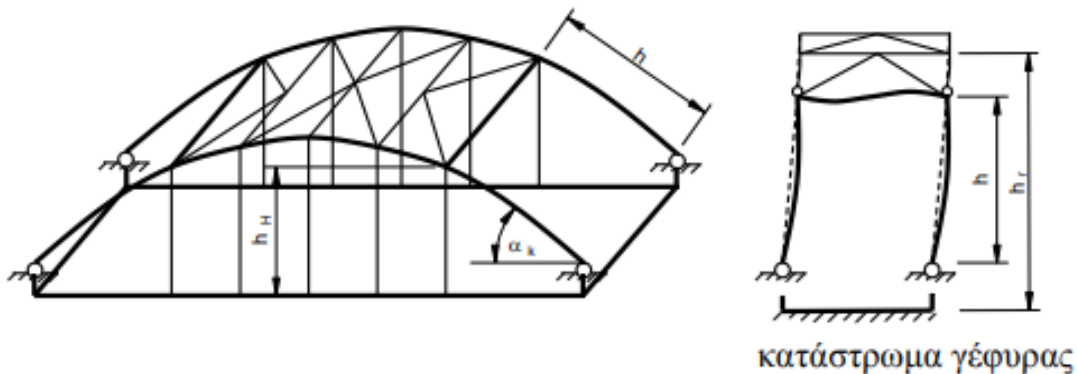


Figure 18.3: Εξέταση εκτός επιπέδου λυγισμού για τόξα με αντιανέμια και ακραία πλαίσια. Λυγισμός ακραίων πλαισίων για τόξα (από Σχήμα D.5 του EN 1993-2:2006)

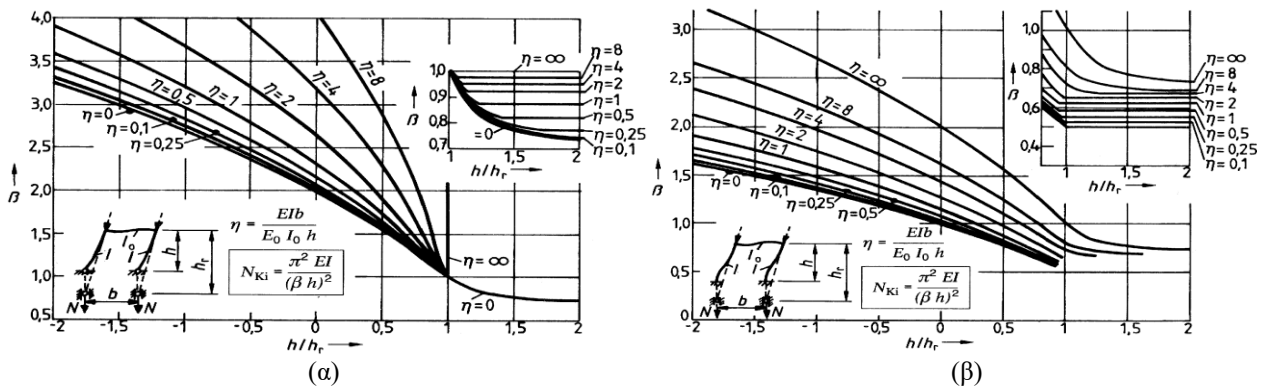


Figure 18.4: Διαγράμματα για εύρεση συντελεστή μήκους λυγισμού εκτός επιπέδου τόξου με αντιανέμια και ακραίο πλαίσιο. (α) περίπτωση αρθρωμένης βάσεως, (β) περίπτωση πακτωμένης βάσεως (από Πίνακα D.1 του EN 1993-2:2006)

Table 18-21: Αποτελέσματα για «εκτός επιπέδου λυγισμό» τόξου με αντιανέμια και ακραίο πλαίσιο

Εκτός επιπέδου ευστάθεια με έλεγχο "ακραίου πλαισίου"		
Μήκος τόξου από σύνδεση με ελκυστήρα μέχρι πρώτη οριζόντια δικτύωση	h	18,907 m
Ύψος τόξου	f=f _{arch}	30 m
Ανοιγμα τόξου	L=L _{span}	150 m
Γωνία μεταξύ τόξου και οριζόντιου επιπέδου στη θέση έναρξης του τόξου	α _k	38,660 °
Ημίτονο γωνίας α _k	sin(α _k)	0,625 [-]
Μέση τιμή μηκών όλων των αναρτήρων της γέφυρας	average(h _H)	23,752 m
Μέγεθος για χρήση Πίνακα D.1 του EN 1993-2:2006	h _r	34,550 m
Λόγος μήκους τόξου από άκρη μέχρι 1 ^η οριζόντια δικτύωση προς μέγεθος h _r	h/h _r	0,547 [-]
Πλάτος γέφυρας για χρήση νομογραφημάτων Πίνακα D.1 του EN 1993-2:2006	b	31 m
Ροπή αδρανείας τόξου	I	15.146.373 cm ⁴
Ροπή αδρανείας του πρώτου οριζόντιου μέλους της δικτύωσης των τόξων	I _o	561.461 cm ⁴
Λόγος δυσκαμψιών	η	44,231 [-]
Συν/στής λυγισμού εκτός επιπέδου για αρθρωμένη βάση	β _{end portal,pinned}	4 [-]
Συν/στής λυγισμού εκτός επιπέδου για πακτωμένη βάση	β _{end portal,fixed}	1,5 [-]
Συν/στής λυγισμού εκτός επιπέδου - μέσος όρος	β _{end portal,mean}	2,75 [-]
Συντελεστής λυγισμού εκτός επιπέδου - τελική επιλογή	β _{end portal, out of plane}	2 [-]
Κρίσιμο μήκος λυγισμού ακραίου πλαισίου τόξου	L _{cr,end portal,}	37,814 m
Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα	E	210 GPa
Εντός επιπέδου δυσκαμψία τόξου	E*I	31.807.383 kNm ²
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο τόξου	N _{cr,end portal, out of plane}	219.544,44 kN
Εμβαδόν διατομής	A	4.064,44 cm ²
Όριο διαρροής	f _y	355 MPa
Χαρακτηριστική αντοχή σε αξονική δύναμη	N _{Rk}	144.287,46 kN
Ανηγμένη λυγηρότητα	λ _{pavla-out of plane}	0,81 [-]
Καμπύλη λυγισμού	buck. curve	c [-]
Συν/στής ατελειών	α _{-out of plane}	0,49 [-]
Συν/στής Φ	Φ _{out of plane}	0,978 [-]
Μειωτικός συν/στής καμπτικού λυγισμού	χ _{out of plane}	0,655 [-]
Συν/στής ασφαλείας για αντοχή μελών σε αστάθεια	γ _{M1}	1,1 [-]
Αξονική δύναμη αντοχής καμπτικού λυγισμού	N _{b,out of plane,Rd}	85.974,88 kN
Έλεγχος μέλους σε καμπτικό λυγισμό ενός επιπέδου		
Δρώσα αξονική θλιπτική δύναμη	N _{com,Ed}	56.557,60 kN
Βαθμός εκμετάλλευσης	N _{com,Ed} /N _{b,Rd}	65,78% [-]
Check ελέγχου	[-]	OK [-]

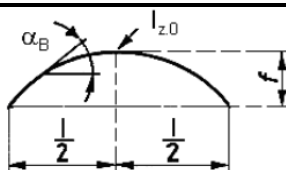
C. Εκτός επιπέδου λυγισμός με έλεγχο περίπτωσης «ελεύθερου τόξου»

Για λόγους πληρότητας θα γίνει και διερεύνηση του εκτός επιπέδου λυγισμού θεωρώντας αυτήν τη φορά την περίπτωση ελεύθερου τόξου που δίνεται το Κεφάλαιο D.3.3 του EN 1993-2:2006.

12. Συντελεστής β_1

Table 18-22: Τιμές συν/στη β_1 (από Πίνακα D.6 του EN 1993-2:2006)

f/L	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40
I_z σταθερό	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07
I_z =μεταβλητό $I_z(a_B) = I_z / \cos(a_B)$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86



13. Συντελεστής β_2

Table 18-23: Τιμές συν/στη β_2 (από Πίνακα D.7 του EN 1993-2:2006)

Φόρτιση	β_2
Συντηρητική (το κατάστρωμα στερεώνεται στο άνω μέρος του τόξου)	1
Με αναρτήρες	$1 - 0,35 \cdot q_H / q$
Με ορθοστάτες	$1 - 0,45 \cdot q_{st} / q$

* $q \rightarrow$ συνολικό φορτίο, $q_H \rightarrow$ φορτίο που παραλαμβάνεται από αναρτήρες και $q_{st} \rightarrow$ από ορθοστάτες

14. Τελικός συν/στης λυγισμού β

-Με βάση την EN 1993-2:2006 §D.3.3 (1) είναι:

$$\beta = \beta_1 \cdot \beta_2 \quad (18.48)$$

15. Ελαστικό κρίσιμο φορτίο καμπτικού λυγισμού τόξου για εκτός επιπέδου λυγισμό – Κρίσιμο φορτίο για ελεύθερα τόξα

$$N_{cr, out\ of\ plane} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(L_{cr, arch, out\ of\ plane})^2} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(\beta \cdot l)^2} = \left(\frac{\pi}{\beta \cdot l}\right)^2 \cdot E \cdot I_z \quad (18.49)$$

όπου:

l η προβολή του μήκους του τόξου

$E \cdot I_z$ η εκτός επιπέδου δυσκαμψία του τόξου

Table 18-24: Τα αποτελέσματα για έλεγχο λυγισμού «ελεύθερου τόξου» (δεν λαμβάνονται υπόψη)

Λόγος ύψους προς άνοιγμα τόξου	f/l	0,2	[-]
Συν/στης Πίνακα D.6	β_1	0,59	[-]
Λόγος φορτίου αναρτήρων προς συνολικό (G_1+G_2+P)	q_H/q	0,746	[-]
Συν/στης Πίνακα D.7 για αναρτήρες	β_2	0,739	[-]
Συν/στης λυγισμού	β	0,436	[-]
Προβολή μήκους τόξου	l	150	m
Κρίσιμο μήκος εκτός επιπέδου λυγισμού	L_{cr}	65,39	m
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο τόξου	N_{cr}	73.428,28	kN
Χαρακτηριστική αντοχή σε αξονική δύναμη	N_{Rk}	144.287,46	kN
Ανηγμένη λυγηρότητα για λυγισμό εντός επιπέδου	λ	1,40	[-]
Μειωτικός συν/στής καμπτικού λυγισμού	χ	0,349	[-]
Αξονική δύναμη αντοχής πλευρικού λυγισμού	$N_{b,Rd}$	45.720,39	kN
Δράσα αξονική θλιπτική δύναμη	$N_{com,Ed}$	56.557,60	kN
Αξονική δύναμη αντοχής πλευρικού λυγισμού	$N_{b,y,Rd}$	45.720,39	kN
Βαθμός εκμετάλλευσης	$N_{com,Ed}/N_{b,Rd}$	123,70%	[-]
Check ελέγχου	[-]	FAIL	[-]

Όπως φαίνεται υπάρχει απόκλιση του μειωτικού συντελεστή χ σε σχέση με τα αποτελέσματα της Γενικής Μεθόδου, τα οποία για την εργασία θεωρούνται ως τα καθοριστικά για τον σχεδιασμό. Σημειώνεται ότι όλοι οι υπολογισμοί με βάση τον Ευρωκώδικα βασίζονται σε παραδοχές για την ταύτιση της γεωμετρίας του φορέα με τις αντίστοιχες γεωμετρίες που δίνει στα σχήματα και στις διατάξεις ο Κανονισμός. Θα μπορούσαν βέβαια να χρησιμοποιηθούν για μια αρχική προδιαστασιολόγηση.

D. Εξέταση σχέσεως ελέγχου για μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη και θλίψη του EN 1993-2:2006

Παρά το γεγονός ότι τα τόξα της γέφυρας αποτελούνται από διατομές μεταβλητής διατομής, εξετάζεται η σχέση ελέγχου για μέλη υπό κάμψη και θλίψη που δίνεται στο EN 1993-2:2006, η οποία όμως δίνεται για μέλη σταθερής διατομής. Δίνεται η σχέση του Ευρωκώδικα για μονοαξονική κάμψη, αλλά και οι τροποποιήσεις από τη βιβλιογραφία [22], [23]. Οι υπολογισμοί γίνονται και πάλι με βάση τα μεγέθη του Κανονισμού.

16. Ο συντελεστής ισοδύναμης ροπής $C_{my,0}$

-Συντηρητικά λαμβάνεται για ορθογωνικό διάγραμμα ροπών $\psi_y = \psi_z = +1$ όπως στη Σχέση (16.50).

17. Σχέση EN για μέλος σταθερής διατομής υπό μονοαξονική κάμψη και θλίψη

-Σύμφωνα με την EN 1993-2:2006 §6.3.3 (1) είναι

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + C_{my,0} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0,9 \quad (18.50)$$

18. Τροποποιημένη σχέση για μονοαξονική κάμψη και θλίψη και για διαξονική κάμψη και θλίψη

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + C_{my,0} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0,9 \quad (18.51)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + C_{my,0} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + C_{mz,0} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 0,9 \quad (18.52)$$

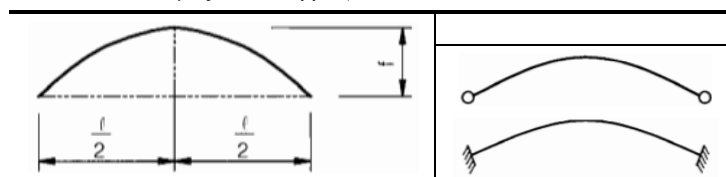
Table 18-25: Τα αποτελέσματα για έλεγχο μέλους-τόξου σε κάμψη και αξονική

Δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη	N_{Ed}	55.318	kN
Δρώσα καμπτική ροπή y	$M_{y,Ed}$	10.244	kNm
Δρώσα καμπτική ροπή z	$M_{z,Ed}$	5.852	kNm
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο τόξου «εντός επιπέδου»	$N_{cr,in\ plane}$	223.598	kN
Ελαστικό κρίσιμο φορτίο τόξου «εκτός επιπέδου»	$N_{cr,end\ portal,\ out\ of\ plane}$	219.544	kN
Συντελεστής ισοδύναμης ροπής y	$C_{my,0}$	1,059	[-]
Συντελεστής ισοδύναμης ροπής z	$C_{mz,0}$	1,060	[-]
Αξονική δύναμη αντοχής πλευρικού λυγισμού «εντός επιπέδου»	$N_{b,in\ plane,Rd}$	86.583	kN
Αξονική δύναμη αντοχής καμπτικού λυγισμού «εκτός επιπέδου»	$N_{b,out\ of\ plane,Rd}$	85.975	kN
Καμπτική αντοχή	M_{Rk}/γ_{M1}	74.282	kNm
Έλεγχος 1	Σχέση (18.50)	0,785	[-]
Έλεγχος 2	Σχέση (18.51)	0,790	[-]
Έλεγχος 3	Σχέση (18.52)	0,873	[-]

E. Έλεγχος αποφυγής ακαριαίου λυγισμού τόξου

19. Ο συντελεστής K

Table 18-26: Τιμές συν/στη β_1 (από Πίνακα D.6 του EN 1993-2:2006)

	f/L	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
	K	35	23	17	10	8
	319	97	42	13	6	

20. Σχέση ελέγχου

-Ο έλεγχος θα γίνει με βάση την CHS 1.800x75. Με βάση την EN 1993-2:2006 §D.3.2 (3) είναι:

$$l \cdot \sqrt{\frac{E \cdot A}{12 \cdot E \cdot I_y}} = 150m \cdot \sqrt{\frac{85.353.145kN}{12 \cdot 31.807.383kNm^2}} = 70,9 \gg K = \max(K_{pinned}; K_{fixed}) = \max(8; 6) = 8$$

19 Έλεγχος ελκυστήρα

Κατάταξη διατομής CHS

Το κιβώτιο του ελκυστήρα δέχεται κυρίως εφελκυστικές τάσεις λόγω της εφελκυστικής αξονικής δύναμης. Παρ' όλα αυτά, ενδέχεται σε κάποιες περιπτώσεις να μην είναι δυνατή η κατηγοριοποίηση του ως Κατηγορία 1. Αυτό οφείλεται στις καμπτικές ροπές που δέχεται (π.χ. λόγω της μεγάλης αρνητικής καμπτικής ροπής στις περιοχές σύνδεσης με το τόξο) όπου κάποια στοιχεία του κιβωτίου βρίσκονται σε θλίψη, για παράδειγμα όλο το κάτω πέλμα και ένα μικρό τμήμα του κορμού. Καθώς ο κορμός είναι αρκετά λεπτότερος σε σχέση με τα πέλματα, ενδέχεται να οδηγήσει σε αύξηση της Κατηγορίας. Ωστόσο, σε καμία περίπτωση δεν αναπτύσσονται θλιπτικές τάσεις σε όλο το ύψος των επιμέρους κορμών, αλλά και ούτε σε όλο το ύψος της διατομής. Το μέγεθος της θλιβόμενης ζώνης ενός κορμού εξαρτάται από την εξεταζόμενη περιβάλλουσα. Ενδεικτικά στο Figure 19.1 απεικονίζονται οι τάσεις του ελκυστήρα για μία διατομή, η οποία έχει και θλίψη.

Γι' αυτό στην περίπτωση αυτή η εύρεση της κατηγορίας της διατομής γίνεται με βάση τις αναπτυσσόμενες τάσεις από το λογισμικό και χρησιμοποιώντας τα όρια του υφιστάμενου EN 1993-1-1:2005. Με βάση το λογισμικό όλες οι διατομές ανήκουν στην Κατηγορία 1 και επιτρέπεται ο έλεγχος με πλαστικά μεγέθη αντοχής.

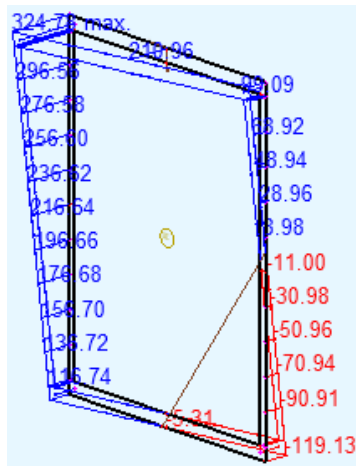


Figure 19.1: Ορθές τάσεις διατομής ελκυστήρα – από περιβάλλουσα $\max V_{y,Ed}$ – ανάπτυξη και θλιπτικών τάσεων

Έλεγχος σε ΟΚΑ

Εφόσον οι διατομές ανήκουν στην Κατηγορία 1 και επιτρέπεται ο έλεγχος με πλαστικά μεγέθη αντοχής, επιλέγεται υπέρ της ασφαλείας ο έλεγχος των ελκυστήρων σε ΟΚΑ να γίνει με το προσομοίωμα όπου δεν υπάρχει η μετάβαση του πλάτους της διατομής από το πλάτος των 2.200mm μέχρι το πλάτος των 1.500mm.

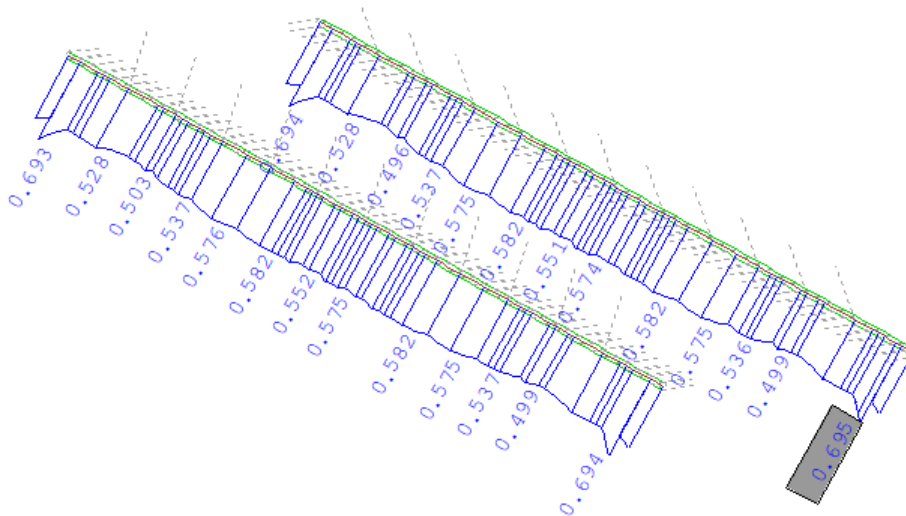


Figure 19.2: Οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης για όλες τις διατομές των ελκυστήρων βάσει των εντατικών από όλες τις περιβάλλουσες. Απεικονίζονται μόνο οι δύο ελκυστήρες.

ΟΚΑ: Έλεγχος του κιβωτίου του ελκυστήρα σε κύρτωση με την «Μέθοδο των Μειωμένων Τάσεων»

Για τους ίδιους λόγους που δόθηκαν για την κατάταξη της διατομής ελέγχεται η κύρτωση των ελασμάτων της διατομής με τη Μέθοδο της μειωμένης τάσεως. Τα βήματα υπολογισμού και τα αποτελέσματα δίνονται στα επόμενα.

1. Υπολογισμός τάσεων (σαν να είναι η διατομή Κατηγορία 3)

-Οι τάσεις υπολογίζονται από το λογισμικό για όλες τις περιβάλλουσες σε ΟΚΑ. Σημειώνεται ότι με βάση το λογισμικό η διατομή κατατάσσεται ως Κατηγορία 1, και επομένως δεν τίθεται θέμα ενεργού επιφάνειας Κατηγορίας 4.

-Τα αποτελέσματα λαμβάνονται για δύο stress points στα άκρα του κάθε πέλματος και για δύο stress points στα άκρα του κάθε κορμού.

2. Ορισμός μέγιστης τάσης σ_1 και ελάχιστης τάσης σ_2

-Λαμβάνονται η τάση στο Stress Point του ενός άκρου και η τάση στο Stress Point του άλλου άκρου ενός ελάσματος. Υπέρ της ασφαλείας θεωρείται ότι στο πέρας του φατνώματος αναπτύσσεται ακριβώς η ίδια κατανομή. Στην πραγματικότητα ενδέχεται οι θλιπτικές τάσεις στο άκρο του φατνώματος να έχουν μετατραπεί σε εφελκυστικές, που είναι πιο ευμενές.

-Από αυτές τις δύο τάσεις προσδιορίζεται ποια θα αποτελεί την σ_1 και ποια την σ_2 . Σημειώνεται ότι όταν και οι δύο τάσεις είναι εφελκυστικές δεν πραγματοποιούνται υπολογισμοί.

3. Υπολογισμός λόγου ελάχιστης σ_2 προς μέγιστης ορθής τάσεως σ_1 , ψ_x

$$\psi_x = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

4. Συντελεστής κύρτωσης ορθών τάσεων k_σ εσωτερικών φατνωμάτων

Table 19-1: Σχέσεις υπολογισμού συντελεστή κύρτωσης ορθών τάσεων εσωτερικών φατνωμάτων

$\psi_x = \sigma_2/\sigma_1$	1	1> ψ >0	0	0> ψ >-1	-1	-1> ψ >-3
k_σ	4.0	8.2/1.05 + ψ_x	7.81	7.81 - 6.29 · ψ + 9.78 · ψ^2	23.9	5.98 · (1 - ψ) ²

5. Προσδιορισμός διαστάσεων

-Ως a λαμβάνεται η απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων διαφραγμάτων, τα οποία τοποθετούνται σε κάθε θέση σύνδεσης των διαδοκίδων και των αναρτήρων με τον ελκυστήρα, δηλ. a = 3m.

-Ως b λαμβάνεται το καθαρό ύψος των κορμών για τους κορμούς και το συνολικό πλάτος των πελμάτων για τα πέλματα.

6. Η τάση αναφοράς σ_e

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} \Leftrightarrow \sigma_e = 189.800 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ αποτέλεσμα σε [MPa]} \quad (19.1)$$

7. Η κρίσιμη τάση έναντι ορθών τάσεων, $\sigma_{cr,p}$

$$\sigma_{cr,x} = k_\sigma \cdot \sigma_e \text{ αποτέλεσμα σε [MPa]} \quad (19.2)$$

8. Κρίσιμος συντελεστής φορτίου για ορθές τάσεις

$$\alpha_{cr,x} = \frac{\sigma_{cr,x}}{\sigma_{x,Ed}} \quad (19.3)$$

9. Συντελεστής κύρτωσης ορθών τάσεων k_σ εσωτερικών φατνωμάτων

10. Η κρίσιμη τάση έναντι διατμητικών τάσεων, τ_{cr}

11. Κρίσιμος συντελεστής φορτίου για διατμητικές τάσεις

$$\alpha_{cr,\tau} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{Ed}} \quad (19.4)$$

12. Κρίσιμος συντελεστής φορτίου α_{cr}
 -Ο α_{cr} προσδιορίζεται από την εξής σχέση:

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{1 + \psi_x}{4 \cdot \alpha_{cr,x}} + \sqrt{\left(\frac{1 + \psi_x}{4 \cdot \alpha_{cr,x}}\right)^2 + \frac{1 - \psi_x}{2 \cdot \alpha_{cr,x}^2} + \frac{1}{\alpha_{cr,\tau}^2}} \quad (19.5)$$

13. Ελάχιστος μεγεθυντικός συν/στης που οδηγεί σε διαρροή, $\alpha_{ult,k}$
 -Με βάση το κριτήριο Von Mises ο $\alpha_{ult,k}$ προκύπτει από την εξής σχέση:

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y}\right)^2 - \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y^2} + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y}\right)^2 \quad (19.6)$$

14. Ανηγμένη λυγηρότητα για ορθές τάσεις $\bar{\lambda}_p$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad (19.7)$$

15. Μειωτικός συντελεστής για εσωτερικά φατνώματα, ρ

-Για $\bar{\lambda}_p \leq 0,673 \rightarrow$ είναι $\rho = 1$

-Για $\bar{\lambda}_p > 0,673$ και $(3 + \psi) \geq 0 \rightarrow$ είναι $\rho = \min\{(\bar{\lambda}_p - 0.188)/\bar{\lambda}_p^2 ; 1\}$

16. Τελικός έλεγχος των φατνωμάτων σε κύρτωση

$$\frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (19.8)$$

Αποτελέσματα

Table 19-2 (A): Έλεγχος κύρτωσης ελασμάτων κιβωτιοειδούς διατομής ελκυστήρα με τη Μέθοδο Μειωμένης Τάσης

Φάτνωμα [-]	X [m]	σ_1 [MPa]	σ_2 [MPa]	$\psi_x = \sigma_2/\sigma_1$ [-]	$k_{\sigma,x}$ [-]	a m	b m	t m	σ_e MPa	σ_{cr} MPa	$\alpha_{cr,p}$ [-]
Άνω πέλμα	75	121,91	-27,56	-0,2261	9,732	3	1,5	0,08	539,88	5.253,96	43,097
Κάτω πέλμα	75	126,17	-4,07	-0,0323	8,023	3	1,5	0,08	539,88	4.331,46	34,330
Αριστερός κορμός	3	261,23	-10,95	-0,0419	8,091	3	1,94	0,04	80,69	652,84	2,499
Δεξιός κορμός	3	260,76	-10,65	-0,0408	8,083	3	1,94	0,04	80,69	652,22	2,501

Table 19-3 (B): Έλεγχος κύρτωσης ελασμάτων κιβωτιοειδούς διατομής ελκυστήρα με τη Μέθοδο Μειωμένης Τάσης

Φάτνωμα [-]	τ_{Ed} MPa	$\alpha = a/b$ [-]	k_τ [-]	τ_{cr} [-]	$\alpha_{cr,\tau}$ [-]
Άνω πέλμα	11,970	2,000	6,340	3.422,81	285,95
Κάτω πέλμα	5,810	2,000	6,340	3.422,81	589,12
Αριστερός κορμός	34,040	1,546	7,013	565,85	16,62
Δεξιός κορμός	34,030	1,546	7,013	565,85	16,63

Table 19-4 (C): Έλεγχος κύρτωσης ελασμάτων κιβωτιοειδούς διατομής ελκυστήρα με τη Μέθοδο Μειωμένης Τάσης

Φάτνωμα [-]	α_{cr} [-]	$\alpha_{ult,k}$ [-]	λ_p [-]	$3 + \psi_x$ [-]	$\lambda_{p,limit}$ [-]	$\rho_{ενδιάμεσο}$ [-]	ρ [-]	$\rho^* \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$ [-]	Check [-]	UF [-]
Άνω πέλμα	42,504	2,882	0,260	2,774	0,673	1	1	2,620	OK	38,16%
Κάτω πέλμα	34,254	2,816	0,287	2,968	0,673	1	1	2,560	OK	39,06%
Αριστερός κορμός	2,463	1,328	0,734	2,958	0,673	1,060	1	1,207	OK	82,83%
Δεξιός κορμός	2,465	1,330	0,735	2,959	0,673	1,060	1	1,209	OK	82,69%

20 Έλεγχος μελών δικτύωσης τόξων

Κατηγορία διατομών

Η κατηγορία της διατομής συντηρητικά σε πλήρη θλίψη είναι:

$$\text{Οριζόντια μέλη: } \frac{d_e}{t} = \frac{914\text{mm}}{20\text{mm}} = 45,70 \leq \left(\frac{d_e}{t}\right)_{\text{class 2, limit}} = 70 \cdot \varepsilon^2 = 70 \cdot 0,66 = 46,33 \rightarrow \text{Κατηγορία 2}$$

$$\text{Χιαστί μέλη: } \frac{d_e}{t} = \frac{711\text{mm}}{20\text{mm}} = 35,55 \leq \left(\frac{d_e}{t}\right)_{\text{class 1, limit}} = 70 \cdot \varepsilon^2 = 70 \cdot 0,66 = 46,33 \rightarrow \text{Κατηγορία 2}$$

ΟΚΑ: Έλεγχος οριζόντιων και χιαστί μελών με πλαστικά μεγέθη αντοχής

Οι διατομές και των δύο μελών θα είναι το πολύ Κατηγορία 2, και επομένως επιτρέπεται ο έλεγχος με πλαστικά μεγέθη αντοχής. Οι έλεγχοι είναι οι ίδιοι με την περίπτωση της διατομής του τόξου. Για συντομία, παρουσιάζονται οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης από το λογισμικό.

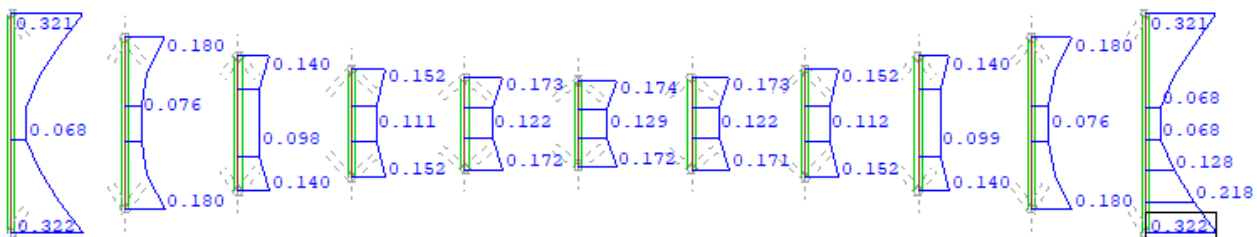


Figure 20.1: Οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης για όλες τις διατομές των οριζόντιων μελών με βάση τα εντατικά από όλες τις περιβάλλουσες. Απεικονίζονται μόνο τα οριζόντια μέλη δικτύωσης τόξων σε κάτοψη.

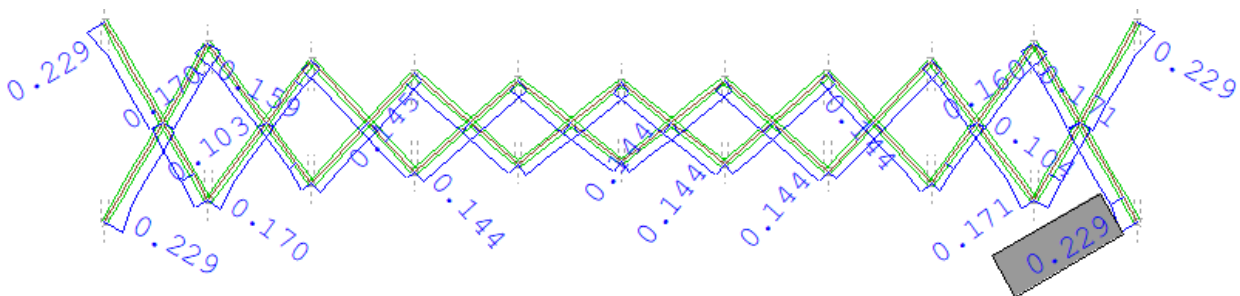


Figure 20.2: Οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης για όλες τις διατομές των χιαστί μελών με βάση τα εντατικά από όλες τις περιβάλλουσες. Απεικονίζονται μόνο τα χιαστί μέλη δικτύωσης τόξων σε κάτοψη.

ΟΚΑ: Έλεγχος σε λυγισμό

A. Οριζόντια μέλη δικτύωσης τόξων

Με βάση τις αναλύσεις προκύπτει ότι τα οριζόντια μέλη της δικτύωσης των τόξων δέχονται μόνον εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις, γεγονός που φαίνεται από τις περιβάλλουσες των ελάχιστων αξονικών δυνάμεων οι οποίες προκύπτουν αποκλειστικά ως εφελκυστικές. Συνεπώς, τα οριζόντια μέλη δεν ελέγχονται έναντι καμπτικού λυγισμού. Σημειώνεται ότι τα δύο τόξα είναι λοξά προς το εσωτερικό της γέφυρας και κανονικά θα αναμένονταν θλίψη σε όλα τα μέλη της δικτύωσης. Το γεγονός ότι τα οριζόντια μέλη εφελκύνονται και δεν θλίβονται, μπορεί να οφείλεται στη λειτουργία των αναρτήρων οι οποίοι συνδέονται στις ίδιες θέσεις με τα οριζόντια στοιχεία.

Τα οριζόντια μέλη βέβαια δέχονται καμπτικές ροπές. Ωστόσο, καθώς η διατομή ευνή CHS ισχύει ότι $\chi_{LT} = 1$, και λόγω των μικρών βαθμών εκμετάλλευσης δεν χρειάζεται να γίνει έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

B. Χιαστί μέλη δικτύωσης τόξων

Οι χιαστί διαγώνιοι σύνδεσμοι δέχονται γενικά και εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις και θλιπτικές αξονικές δυνάμεις. Οι αξονικές δυνάμεις έχουν σταθερό πρόσημο σε όλο το μήκος του μέλους. Συνεπώς, θα πρέπει να γίνει και έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό, για τον οποίο θα πρέπει να προσδιορισθούν τα μήκη λυγισμού.

• Διερεύνηση για μήκη λυγισμού

1. Μήκη λυγισμού: προσεγγιστικά

A. Μήκος λυγισμού λόγω σύνδεσης στον κοινό κόμβο στο μέσον του γεωμετρικού μήκους

-Επειδή τα χιαστί μέλη συνδέονται μεταξύ τους μέσω του κόμβου στο μέσον τους, το μήκος λυγισμού μπορεί να ληφθεί ως το μισό του πραγματικού μήκους.

$$L_{cr,out\ of\ plane} = L_{cr,in\ plane} = 0,5 \cdot L$$

B. Θεώρηση συστήματος τόξων-μελών δικτύωσης ως δικτυωτού φορέα

-Αρχικά, θεωρείται ότι το σύστημα των δύο τόξων και των μελών δικτύωσης αποτελεί έναν δικτυωτό φορέα, οπότε μπορεί να εφαρμοστούν οι σχετικές διατάξεις από το Παράρτημα BB του EN 1993-1-1:2005. Πρακτικά τα τόξα θεωρούνται ως τα πέλατα ενός δικτυώματος.

-Σύμφωνα με την EN 1993-1-1:2005 §BB.1.3 (3), ισχύει ότι:

$$\text{Εάν } \beta = \frac{D_{diagonal}}{D_{chord}} < 0,6 \rightarrow \text{τότε } L_{cr,out\ of\ plane} = L_{cr,in\ plane} = 0,75 \cdot L$$

-Στην παραπάνω σχέση λαμβάνεται υπόψη ολόκληρο το μήκος της διαγωνίου, αγνοώντας τη συνδεόμενη διαγώνιο.

-Συνυπολογισμός επιρροής για διαγώνιες που στηρίζονται ελαστικά στο μέσον τους:

-Με βάση την EN 1993-2:2006 §D.2.3 (3), ο συντελεστής για το μήκος λυγισμού θα είναι:

$$\beta = \sqrt{1 - \frac{3}{16} \cdot \frac{C_{max} \cdot L}{N}} = \sqrt{1 - \frac{3}{16} \cdot \frac{4 \cdot N}{L} \cdot L} = \sqrt{1 - 0,75} = \sqrt{0,25} \Leftrightarrow \beta = 0,5$$

-Εάν ο συν/στης $\beta = 0,5$ εφαρμοστεί ως η επιρροή της δεύτερης διαγωνίου στο μήκος λυγισμού της μεμονωμένης διαγωνίου με τη θεώρηση δικτυωτού φορέα, τότε θα είναι:

$$\beta \cdot L_{cr,out\ of\ plane} = \beta \cdot L_{cr,in\ plane} = 0,5 \cdot 0,75 \cdot L = 0,375 \cdot L$$

Η τελευταία σχέση φαίνεται να επαναλαμβάνεται και από τα αποτελέσματα με buckling analysis (βλ. Table 20-1).

2. Μήκη λυγισμού: Buckling analysis

A. Σε κάθε χιαστί μέλος εφαρμόζεται στο κάθε άκρο δύναμη αυθαίρετα ίση με 1.000kN.

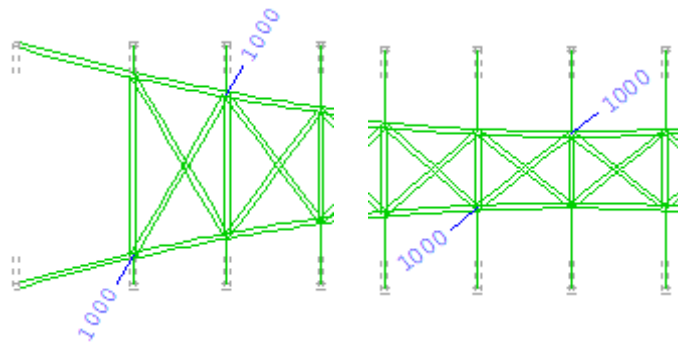


Figure 20.3: Ενδεικτικά δύο περιπτώσεις των φορτίων 1.000kN για το 1° και 5° φάτνωμα (κάτοψη)

B. Για την κάθε φόρτιση γίνεται ανάλυση και εξάγεται η θλιπτική δύναμη $N_{Ed,1.000kN}$ που ασκείται στο αντίστοιχο μέλος.

C. Και πάλι για την κάθε φόρτιση γίνεται buckling analysis και προσδιορίζονται οι συντελεστές a_{crit} για τον εκτός και εντός επιπέδου λυγισμό.

D. Με βάση τα αποτελέσματα υπολογίζεται το ελαστικό κρίσιμο φορτίο ως εξής:

$$N_{cr,out\ of\ plane} = a_{crit,out\ of\ plane} \cdot N_{Ed,1.000kN} \text{ και } N_{cr,in\ plane} = a_{crit,in\ plane} \cdot N_{Ed,1.000kN}$$

E. Το κρίσιμο μήκος θα είναι ίσο με:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} \Leftrightarrow L_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{53.753.498.189 \text{ kNcm}^2}{N_{cr}}}$$

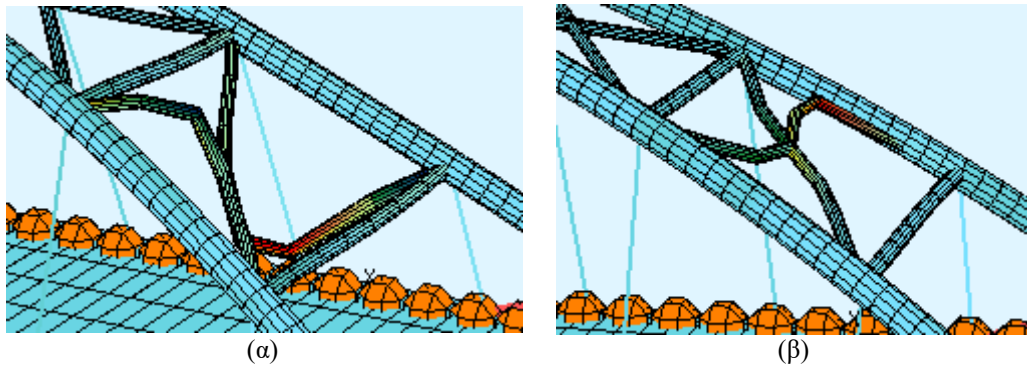


Figure 20.4: Ενδεικτικά οι μορφές λυγισμού των χιαστί μελών του 1^{ου} φατνώματος (α) «εκτός» και (β) «εντός» επιπέδου

Table 20-1: Αποτελέσματα διερεύνησης του μήκους λυγισμού με buckling analysis για «εκτός» επιπέδου λυγισμό

XB [-]	N _{Ed} για 1.000kN kN	a _{crit out of plane} [-]	N _{cr} kN	L _{cr} m	L m	k [-]	λ [-]	α [-]	χ _y [-]	N _{b,Rd} kN
1	595,5	116,26	69.233	8,811	24,841	0,355	0,472	0,49	0,859	12.031
2	538,1	178,83	96.228	7,474	20,826	0,359	0,400	0,49	0,897	12.571
3	516,2	248,17	128.105	6,478	17,958	0,361	0,347	0,49	0,925	12.962
4	496,7	324,44	161.149	5,775	16,15	0,358	0,309	0,49	0,944	13.233
5	483,7	397,22	192.135	5,289	15,288	0,346	0,283	0,49	0,958	13.419

Table 20-2: Αποτελέσματα διερεύνησης του μήκους λυγισμού με buckling analysis για «εκτός» επιπέδου λυγισμό

XB [-]	N _{Ed} για 1.000kN kN	a _{crit in plane} [-]	N _{cr} kN	L _{cr} m	L m	k [-]	λ [-]	α [-]	χ _z [-]	N _{b,Rd} kN
1	595,5	116,26	90.361	7,713	24,841	0,310	0,413	0,49	0,890	12.476
2	538,1	178,83	177.718	5,500	20,826	0,264	0,294	0,49	0,952	13.339
3	516,2	248,17	216.716	4,980	17,958	0,277	0,267	0,49	0,966	13.537
4	496,7	324,44	245.062	4,683	16,15	0,290	0,251	0,49	0,974	13.650
5	483,7	397,22	238.643	4,746	15,288	0,310	0,254	0,49	0,972	13.626

3. Έλεγχος μέλους σταθερής διατομής υπό κάμψη και θλίψη

-Η προηγούμενη διερεύνηση του μήκους λυγισμού έγινε για λόγους πληρότητας. Κατά τον σχεδιασμό των διατομών επιλέγεται να ληφθεί ως μήκος λυγισμού το μισό μήκος των χιαστί.

Table 20-3: Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη για τα χιαστί μέλη δικτύωσης τόζων

Δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη	N _{com,Ed}	1.800,50	kN
Δρώσα καμπτική ροπή περί τον ισχυρό άξονα	M _{y,Ed}	525,04	kNm
Δρώσα καμπτική ροπή περί τον ασθενή άξονα	M _{z,Ed}	238,76	kNm
Μήκος στοιχείου	L	24,841	m
Μήκος λυγισμού	50%*L	12,420	m
Μειωτικός συν/στης «εκτός» και «εντός» επιπέδου	χ	0,864	[-]
Αξονική δύναμη αντοχής καμπτικού λυγισμού	N _{b,Rd}	12.100	kN
Βαθμός εκμετάλλευσης καμπτικού λυγισμού	n=N _{Ed} /N _{b,Rd}	0,149	[-]
Συν/στης διαγράμματος ροπών	ψ	1	[-]
Καμπτική αντοχή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	x _{LT} *M _{y,Rk} /γ _{M1}	2.354,42	kNm
Βαθμός εκμετάλλευσης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού	M _{y,Ed} / {x _{LT} *M _{y,Rk} /γ _{M1} }	0,2230	[-]
Καμπτική αντοχή περί τον «ασθενή» άξονα	M _{z,Rk} /γ _{M1}	2.354,42	kNm
Βαθμός εκμετάλλευσης για την ροπή περί «ασθενή» άξονα	M _{z,Ed} /(M _{z,Rk} /γ _{M1})	0,1014	[-]
Συν/στες ισοδύναμης ροπής =max(0,6+0,4*ψ;0,4)	C _{mz} =C _{my} =C _{mLT}	1	[-]
Συν/στης αλληλεπίδρασης 1 για εξίσωση 1	k _{yy}	1,069	[-]
Συν/στης αλληλεπίδρασης 2 για εξίσωση 1	k _{yz}	0,642	[-]
Συν/στης αλληλεπίδρασης 1 για εξίσωση 2	k _{zy}	0,642	[-]
Συν/στης αλληλεπίδρασης 2 για εξίσωση 2	k _{zz}	1,069	[-]
N _{Ed} /N _{b,Rd} + k _{yy} *M _{y,Ed} / {x _{LT} *M _{y,Rk} /γ _{M1} }+ k _{yz} * M _{z,Rk} /γ _{M1}	Check εξίσωση 1	45,23%	[-]
N _{Ed} /N _{b,Rd} + k _{zy} *M _{y,Ed} / {x _{LT} *M _{y,Rk} /γ _{M1} }+ k _{zz} * M _{z,Rk} /γ _{M1}	Check εξίσωση 2	35,69%	[-]

21 Έλεγχος καλωδίων

21.1 ΟΚΑ: Έλεγχος καλωδίων σε εφελκυστική αντοχή

1. Χαρακτηριστικές τιμές αντοχών καλωδίων από πίνακες κατασκευαστή
-Επιλέγεται τύπος *fully locked coil ropes* της εταιρείας PFEIFER. Οι χαρακτηριστικές αντοχές των καλωδίων ανάλογα με τη διάμετρο τους δίνονται στο Figure 21.1 από τον κατασκευαστή.

Größe size	Charakt. Bruchkraft charact. breaking load Z _{B,k} DIN 18800* kN	Grenzzugkraft limit tension Z _{R,d} DIN 18800 kN	Metall. Querschnitt metallic cross section ca./approx. mm ²	Gewicht weight ca./approx. kg/m	Konstruktion construction **	Seil-Neendurchmesser nomin. strand dia. d _s mm
PV 40	405	245	281	2,4	VVS-1	21
PV 60	621	376	430	3,6	VVS-1	26
PV 90	916	555	634	5,3	VVS-2	31
PV 115	1170	709	808	6,8	VVS-2	35
PV 150	1520	921	1060	8,9	VVS-2	40
PV 195	1930	1170	1340	11,2	VVS-2	45
PV 240	2380	1442	1650	13,8	VVS-2	50
PV 300	3020	1830	2090	17,2	VVS-3	55
PV 360	3590	2176	2490	20,5	VVS-3	60
PV 420	4220	2558	2920	24,1	VVS-3	65
PV 490	4890	2964	3390	27,9	VVS-3	70
PV 560	5620	3406	3890	32,1	VVS-3	75
PV 640	6390	3873	4420	36,4	VVS-3	80
PV 720	7210	4370	4990	41,1	VVS-3	85
PV 810	8090	4903	5600	46,2	VVS-3	90
PV 910	9110	5521	6310	52,0	VVS-3	95
PV 1010	10100	6121	6990	57,6	VVS-3	100
PV 1110	11100	6727	7710	63,5	VVS-3	105
PV 1220	12200	7394	8460	69,7	VVS-3	110
PV 1340	13400	8121	9240	76,2	VVS-3	115
PV 1450	14500	8788	10100	83,2	VVS-3	120
PV 1580	15800	9576	10900	89,8	VVS-3	125
PV 1730	17300	10485	11900	96,7	VVS-3	130
PV 1860	18600	11273	12900	104,8	VVS-3	135
PV 2000	20000	12121	13900	112,9	VVS-3	140

Figure 21.1: Χαρακτηριστικά καλωδίων full locked coil ropes της Pfeifer

2. Μερικός συντελεστής ασφαλείας γ_R για την αντοχή των καλωδίων σε εφελκυσμό
-Με βάση την EN 1993-1-11:2006 §6.2 (2), οι προτεινόμενες τιμές του μερικού συντελεστή ασφαλείας είναι δύο και εξαρτώνται από το εάν έχουν ληφθεί (υλοποιηθεί) ή όχι μέτρα (ειδικές διατάξεις) στα άκρα των καλωδίων που να απομειώνουν τις καμπτικές ροπές λόγω των γωνιών στροφής των καλωδίων. Ουσιαστικά αυτό μεταφράζεται με το εάν προκύπτουν ή όχι τάσεις λόγω κάμψης στα τεμάχια της αγκύρωσης.

Table 21-1: Οι τιμές του μερικού συντελεστή ασφαλείας για την αντοχή των καλωδίων σε εφελκυσμό (από Πίνακα 6.2 του EN 1993-1-11:2006)

Υπαρξη διατάξεων που να απομειώνουν τις τάσεις λόγω κάμψης στις αγκυρώσεις	Τιμή γ_R
Υπάρχουν	$\gamma_R = 0,90$
Δεν υπάρχουν	$\gamma_R = 1,00$

-Συντηρητικά λαμβάνεται $\gamma_R = 1,00$.

3. Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε εφελκυσμό του καλωδίου
-Με βάση την EN 1993-1-11:2006 §6.2 (2):

$$F_{Rd} = \min\left(\frac{F_{uk}}{1,5 \cdot \gamma_R}; \frac{F_k}{\gamma_R}\right) \quad (21.1)$$

όπου:

- F_{uk} η χαρακτηριστική τιμή της αντοχής θραύσεως (*breaking strength*) του καλωδίου, που ουσιαστικά αντιστοιχεί στο γνωστό *ultimate tensile strength* [από κατασκευαστή]
 F_k η χαρακτηριστική τιμή της εγγυημένης αντοχής σε εφελκυσμό [από κατασκευαστή]
 γ_R ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για την αντοχή των καλωδίων σε εφελκυσμό

4. Η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε εφελκυσμό του καλωδίου

-Ο σχεδιασμός των καλωδίων, δηλ. η επιλογή της διαμέτρου των καλωδίων (και γενικά ο έλεγχος στην Ο.Κ.Α. των καλωδίων) προκύπτει από την ικανοποίηση της παρακάτω σχέσης της EN 1993-1-11:2006 §6.2 (1):

$$F_{Ed} = T_{max} \leq F_{Rd} \quad (21.2)$$

όπου:

F_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης του καλωδίου, η οποία ουσιαστικά είναι ίση με τη μέγιστη εφελκυστική δύναμη του καλωδίου T_{max}

F_{Rd} η τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε εφελκυσμό του καλωδίου

Αποτελέσματα

Οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις προκύπτουν για όλα τα καλώδια της γέφυρας από τις περιβάλλουσες ΟΚΑ που περιλαμβάνουν την κυκλοφορία της γέφυρας και τον άνεμο. Ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης προκύπτει για το μεσαίο καλώδιο.

Table 21-2: Αποτελέσματα ελέγχου καλωδίων σε ΟΚΑ

Τόξο 1					Τόξο 2				
NR	maxN _{Ed}	F _{Rd}	N _{Ed} /F _{Rd}	Check	NR	maxN _{Ed}	F _{Rd}	N _{Ed} /F _{Rd}	Check
[-]	kN	kN	[-]	[-]	[-]	kN	kN	[-]	[-]
1	4.965	10.485	47%	OK	12	4.963	10.485	47%	OK
2	5.458	10.485	52%	OK	13	5.457	10.485	52%	OK
3	5.568	10.485	53%	OK	14	5.567	10.485	53%	OK
4	5.569	10.485	53%	OK	15	5.568	10.485	53%	OK
5	5.605	10.485	53%	OK	16	5.605	10.485	53%	OK
6	6.121	10.485	58%	OK	17	6.121	10.485	58%	OK
7	5.607	10.485	53%	OK	18	5.606	10.485	53%	OK
8	5.566	10.485	53%	OK	19	5.565	10.485	53%	OK
9	5.571	10.485	53%	OK	20	5.570	10.485	53%	OK
10	5.461	10.485	52%	OK	21	5.460	10.485	52%	OK
11	4.966	10.485	47%	OK	22	4.964	10.485	47%	OK

21.2 ΟΚΑ: Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων

Φάση λειτουργίας

1. Συν/στης πλήρωσης f καλωδίων

Table 21-3: Συν/στης πλήρωσης f για fully locked coil ropes (με βάση Πίνακα 2.2 EN 1993-1-11:2006)

	Core wires + 1 layer z-wires VVS-1	Core wires + 2 layer z-wires VVS-2	Core wires +>2 layer z-wires VVS-3
Fully locked coil ropes	0,81	0,84	0,88

2. Το εμβαδόν A_m του μεταλλικού τμήματος της διατομής του καλωδίου

-Με βάση την EN 1993-1-11:2006 §2.3.1 (3) είναι:

$$A_m = f \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (21.3)$$

όπου:

d η εξωτερική διάμετρος του συρματόσχοινου (*rope*) ή του κλώνου (*strand*), συμπεριλαμβανομένης οποιασδήποτε επένδυσης για αντιδιαβρωτική προστασία

-Εναλλακτικά για το εμβαδόν του χαλύβδινου τμήματος μπορεί να χρησιμοποιηθούν οι τιμές από πίνακες του κατασκευαστή.

3. Μέγιστη επιτρεπόμενη τάση σ_{uk} βάσει της αντοχής θραύσεως του καλωδίου F_{uk}
 -Με βάση την EN 1993-1-11:2006 §7.2 (2) είναι:

$$\sigma_{uk} = \frac{F_{uk}}{A_m} \quad (21.4)$$

4. Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_F, γ_R για τη φάση λειτουργίας της γέφυρας

Table 21-4: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_F, γ_R για τις μέγιστες επιτρεπόμενες τάσεις των καλωδίων σε ΟΚΛ για τη φάση της λειτουργίας (από EN 1993-1-11:2006 §7.2 (2))

Περίπτωση	γ_F	γ_R	$\gamma_R \cdot \gamma_F$
Γενικά	$\gamma_F \approx \gamma_Q = 1,50 \approx 1,48$		
Για σχεδιασμό σε κόπωση με τάσεις λόγω ροπής		$\gamma_R = 0,9$	$\gamma_R \cdot \gamma_F = 0,9 \cdot 1,48 = 1,33$
Για σχεδιασμό σε κόπωση χωρίς τάσεις λόγω ροπής		$\gamma_R = 1$	$\gamma_R \cdot \gamma_F = 1 \cdot 1,48 = 1,48$

5. Τελική μέγιστη επιτρεπόμενη τάση f_{SLS} για τον έλεγχο των καλωδίων σε ΟΚΛ στη φάση λειτουργίας

$$f_{SLS} = \frac{\sigma_{uk}}{1,50 \cdot \gamma_R \cdot \gamma_F} = \frac{0,66 \cdot \sigma_{uk}}{\gamma_R \cdot \gamma_F} \quad (21.5)$$

-Εφαρμόζοντας τους συντελεστές που δίνονται στον Table 21-4 στη Σχέση (21.5) προκύπτουν δύο άνω όρια για τη φάση λειτουργίας, τα οποία δίνονται στον Table 21-5. Ο έλεγχος γίνεται για σχεδιασμό χωρίς τάσεις λόγω ροπής όπου προκύπτει χαμηλότερο άνω όριο, δηλ. αποτελεί πιο συντηρητική παραδοχή.

Table 21-5: Μέγιστες επιτρεπόμενες τάσεις καλωδίων σε ΟΚΛ για τη φάση κατασκευής (από Πίνακα 7.2 του EN 1993-1-11:2006)

Περίπτωση	γ_F
Για σχεδιασμό σε κόπωση με τάσεις λόγω ροπής	$f_{SLS} = 0,50 \cdot \sigma_{uk}$
Για σχεδιασμό σε κόπωση χωρίς τάσεις λόγω ροπής	$f_{SLS} = 0,45 \cdot \sigma_{uk}$

Αποτελέσματα

Οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις προκύπτουν και πάλι για όλα τα καλώδια της γέφυρας από τις περιβάλλουσες ΟΚΑ που περιλαμβάνουν την κυκλοφορία της γέφυρας και τον άνεμο. Ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης προκύπτει για το μεσαίο καλώδιο. Στον Table 21-6 δίνονται τα αποτελέσματα για τα καλώδια του τόξου 1. Για το τόξο 2 προκύπτουν τα ίδια αποτελέσματα, όπως και στον Table 21-5.

Table 21-6: Αποτελέσματα ελέγχου καλωδίων σε ΟΚΛ για τη φάση λειτουργίας.

Τόξο 1								
NR	$\max N_{Ed}$	A_m	$\sigma_{Ed,SLS}$	σ_{Uk}	$\sigma_{Ed,SLS}/\sigma_{Uk}$	$\sigma_{Ed,SLS}/\sigma_{Uk} < 0,45$	$f_{SLS} = 0,45 \cdot \sigma_{Uk}$	$\sigma_{Ed,SLS}/f_{SLS}$
[-]	kN	mm ²	MPa	MPa	[-]	Check	MPa	[-]
1	3.663	11.900	307,80	1.453,78	21,17%	OK	654,20	47,05%
2	4.035	11.900	339,06	1.453,78	23,32%	OK	654,20	51,83%
3	4.112	11.900	345,55	1.453,78	23,77%	OK	654,20	52,82%
4	4.097	11.900	344,27	1.453,78	23,68%	OK	654,20	52,62%
5	4.126	11.900	346,74	1.453,78	23,85%	OK	654,20	53,00%
6	4.638	11.900	389,75	1.453,78	26,81%	OK	654,20	59,58%
7	4.127	11.900	346,84	1.453,78	23,86%	OK	654,20	53,02%
8	4.095	11.900	344,09	1.453,78	23,67%	OK	654,20	52,60%
9	4.115	11.900	345,76	1.453,78	23,78%	OK	654,20	52,85%
10	4.037	11.900	339,25	1.453,78	23,34%	OK	654,20	51,86%
11	3.664	11.900	307,87	1.453,78	21,18%	OK	654,20	47,06%

21.3 Ενεργό μέτρο ελαστικότητας κεκλιμένου καλωδίου

Γενικά τα κεκλιμένα καλώδια οποιασδήποτε κατασκευής, είτε πρόκειται για καλωδιωτή γέφυρα, καλωδιωτό ιστό κλπ. έχουν το χαρακτηριστικό της μη γραμμικής γεωμετρικής συμπεριφοράς. Η μη γραμμική αυτή συμπεριφορά οφείλεται εν μέρει στην κρέμαση των καλωδίων λόγω του ίδιου βάρους τους και την κατά συνέπεια απόκλιση τους από την ευθυγραμμία, γεγονός που συντελεί στη μείωση της αξονικής τους δυσκαμψίας.

Η ανάλυση της μελετώμενης τοξωτής γέφυρας βασίζεται κυρίως στο *superpositioning* και στις γραμμικές αναλύσεις των επιμέρους δράσεων. Τα καλώδια σε αυτήν την περίπτωση μπορούν να προσομοιωθούν ως ευθύγραμμα αμελώντας την όποια βύθισή τους, αλλά χρησιμοποιώντας ένα μειωμένο, ισοδύναμη δυσκαμψίας μέτρο ελαστικότητας, γνωστό ως ενεργό μέτρο ελαστικότητας. Το EN 1993-1-11:2006 προτείνει μία σχέση για τον υπολογισμό του ενεργού μέτρου ελαστικότητας, το οποίο συμβολίζει ως E_t .

1. Μέτρο ελαστικότητας E χάλυβα καλωδίου

-Με βάση τον κατασκευαστή ισχύει ότι: $E = 160 \pm 10 \text{ GPa}$. Οι τιμές αυτές ταυτίζονται με τις αντίστοιχες τιμές μέτρου ελαστικότητας για κινητά φορτία E_Q του Πίνακα 3.1 του EN 1993-1-11:2006.

-Η γέφυρα μελετάται για $E = 160 \text{ GPa}$.

2. Ειδικό βάρος καλωδίου w

-Με βάση τον Πίνακα 2.2 του EN 1993-1-11:2006, για καλώδια τύπου full locked coil ropes λαμβάνεται:

$$w = 830 \cdot 10^{-7} \frac{N}{\text{mm}^3}$$

3. Ενεργό μέτρο ελαστικότητας E_t που λαμβάνει υπόψη τα *catenary effects*

-Με βάση την EN 1993-1-11:2006 §5.4.2 (1) θα είναι:

$$E_t = \frac{E}{1 + \frac{w^2 \cdot l_y^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma^3}} \Leftrightarrow E_t = \frac{E}{1 + \frac{w^2 \cdot l_y^2 \cdot E \cdot A_m^3}{12 \cdot N^3}} \quad (21.6)$$

όπου:

E το μέτρο ελαστικότητας του καλωδίου [σε N/mm^2]

l_y το μήκος της οριζόντιας προβολής του καλωδίου [σε mm]. Στη μελετώμενη γέφυρα τα καλώδια είναι κεκλιμένα μόνον ως προς τον καθολικό άξονα Y της γέφυρας. Δηλ. το αναζητούμενο μήκος θα είναι η προβολή του κεκλιμένου ευθύγραμμου μήκους του καλωδίου πάνω στο οριζόντιο επίπεδο XY και παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος.

w το ειδικό βάρος του υλικού [σε N/mm^3]

σ η εφελκυστική τάση του καλωδίου [σε N/mm^2]

N η αξονική εφελκυστική δύναμη του καλωδίου

A_m το εμβαδόν του μεταλλικού τμήματος του καλωδίου

Με την εφαρμογή της Σχέσεως (21.6) προκύπτει ένα καμπύλο διάγραμμα, το οποίο από κάποια τιμή και πέρα είτε της εφελκυστικής τάσεως είτε της αξονικής εφελκυστικής δύναμης τείνει ασυμπτωτικά στο ενεργό μέτρο ελαστικότητας E_t . Για την εξεταζόμενη κεκλιμένη καλωδίωση με γωνία κλίσεως 20° έχουν παραχθεί τα διαγράμματα εφελκυστικών τάσεων καλωδίου σ_{cable} – ενεργού μέτρου ελαστικότητας E_t (Figure 21.2 και Figure 21.3).

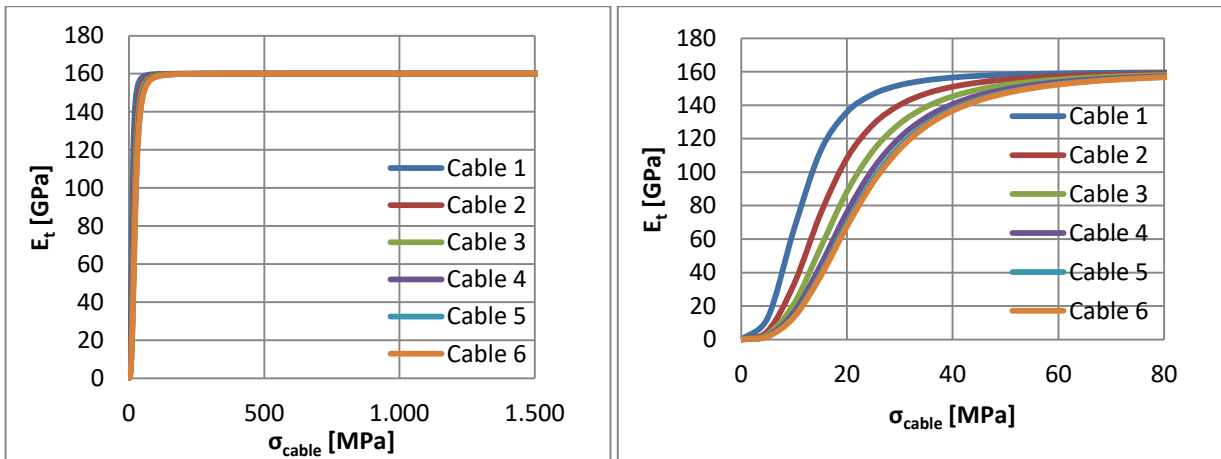


Figure 21.2: Διάγραμμα εφελκυστικών τάσεων καλωδίων σ_{cable} συναρτήσεως του ενεργού μέτρου ελαστικότητας E_t από Σχέση (21.6) για το πρώτο μέχρι το μεσαίο καλώδιο του ενός τόξου.

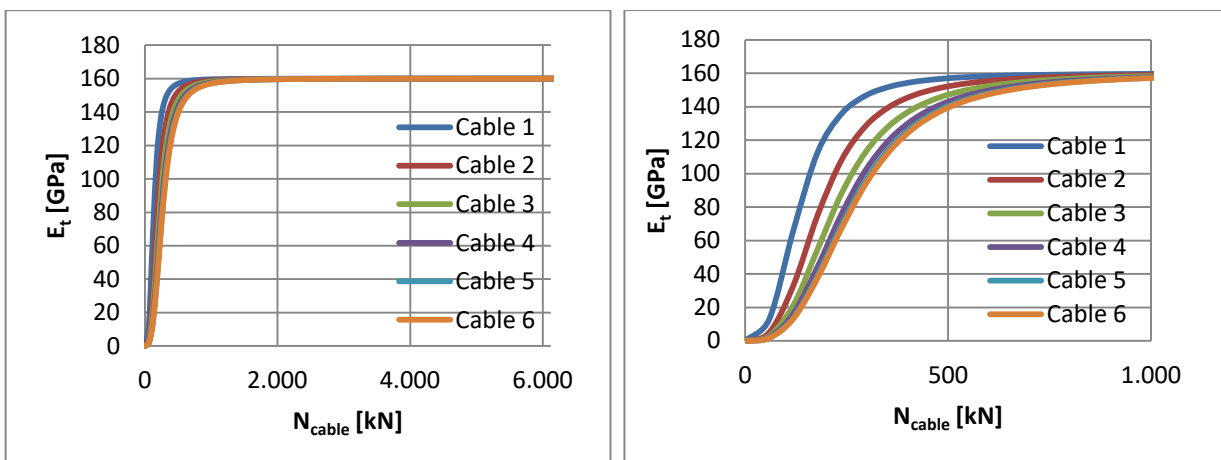


Figure 21.3: Διάγραμμα εφελκυστικών αξονικών δυνάμεων καλωδίων N_{cable} συναρτήσεως του ενεργού μέτρου ελαστικότητας E_t από Σχέση (21.6) για το πρώτο μέχρι το μεσαίο καλώδιο του ενός τόξου.

4. Ελάχιστες εφελκυστικές τάσεις και ελάχιστες εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις για την αποφυγή μείωσης του μέτρου ελαστικότητας σε γραμμικές αναλύσεις

Επομένως, σύμφωνα με τη μορφή αυτών των διαγραμμάτων γίνεται αντιληπτό ότι για τη φάση λειτουργίας θα πρέπει να βρεθεί μέσω των περιβαλλουσών η ελάχιστη αξονική του κάθε καλωδίου, και να ελεγχθεί με τη Σχέση (21.6) εάν υφίσταται μείωση του μέτρου ελαστικότητας για γραμμικές αναλύσεις. Σημειώνεται ότι η ελάχιστη αξονική δεν προκύπτει για τον συνδυασμό φορτίσεων με τα μικρότερα φορτία (π.χ. G+P), αλλά για εκείνη τη διάταξη των κινητών φορτίων που οδηγούν στη μεγαλύτερη «χαλάρωση» του καλωδίου (πιο συγκεκριμένα στη μέγιστη μείωση της εφελκυστικής δύναμης). Ο ίδιος έλεγχος θα πρέπει να γίνει και στη φάση κατασκευής εάν είναι επιθυμητές και εκεί οι γραμμικές αναλύσεις.

Επίσης, επεκτείνοντας τον έλεγχο του ενεργού μέτρου ελαστικότητας, μπορεί να ορισθούν οι ελάχιστες εφελκυστικές τάσεις και αξονικές δυνάμεις, έτσι ώστε να μην χρειάζεται μείωση του μέτρου ελαστικότητας σε περίπτωση γραμμικών αναλύσεων για κατασκευές με «ευθύγραμμα» κεκλιμένα καλώδια. Σε αυτήν την περίπτωση θα πρέπει να ορισθεί αρχικά ένας αποδεκτός λόγος E_t/E . Αυτό έγκειται στο γεγονός ότι από τη μία πλευρά απόλυτη ταύτιση (δηλ. $E_t = E$) λαμβάνει μέρος για πολύ μεγάλες τάσεις καλωδίων, οι οποίες δεν υφίστανται, ενώ από την άλλη αποτρέπεται η επίλυση της Σχέσεως (21.6) ως προς σ λόγω διάιρεσης με το μηδέν. Έστω, λοιπόν, λαμβάνεται ότι θα αμελείται η μείωση του μέτρου ελαστικότητας για γραμμικές αναλύσεις, όταν θα ισχύει $E_t/E = 0,99 = 99\%$. Τότε θα είναι:

$$\begin{aligned}
 E_t &= \frac{E}{1 + \frac{w^2 \cdot l_y^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma_{\min}^3}} \Leftrightarrow 1 + \frac{w^2 \cdot l_y^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma_{\min}^3} = \frac{E}{E_t} \Leftrightarrow \frac{w^2 \cdot l_y^2 \cdot E}{12 \cdot \sigma_{\min}^3} = \frac{E}{E_t} - 1 \Leftrightarrow 12 \cdot \sigma_{\min}^3 = \frac{w^2 \cdot l_y^2 \cdot E}{\frac{E}{E_t} - 1} \\
 &\Leftrightarrow 12 \cdot \sigma_{\min}^3 = 99 \cdot w^2 \cdot l_y^2 \cdot E \\
 &\Leftrightarrow \sigma_{\min} = \sqrt[3]{8,25 \cdot w^2 \cdot l_y^2 \cdot E}
 \end{aligned}$$

Οι ελάχιστες τάσεις και οι αντίστοιχες ελάχιστες δυνάμεις για τα κεκλιμένα καλώδια της εξεταζόμενης γέφυρας δίνονται στον Table 21-7.

Table 21-7: Ελάχιστη εφελκυστική τάση σ_{\min} και ελάχιστη εφελκυστική αξονική δύναμη P_{\min} κεκλιμένων καλωδίων για παράλειψη μείωσης μέτρου ελαστικότητας για γραμμικές αναλύσεις

Καλώδια	L	Length Y			σ_{\min}	A_m	P_{\min}
		[-]	m	m			
Cable 1	1 ⁿ 4αδα	11,493	3,931	3.931	51,99	11.900	618,65
Cable 2	2 ⁿ 4αδα	18,849	6,447	6.447	72,30	11.900	860,37
Cable 3	3 ⁿ 4αδα	24,570	8,403	8.403	86,27	11.900	1026,66
Cable 4	4 ⁿ 4αδα	28,656	9,801	9.801	95,59	11.900	1137,54
Cable 5	5 ⁿ 4αδα	31,108	10,640	10.640	100,97	11.900	1201,54
Cable 6	Μεσαία 2αδα	31,925	10,919	10.919	102,73	11.900	1222,49

Table 21-8: Ελάχιστη εφελκυστική τάση σ_{\min} και ελάχιστη εφελκυστική αξονική δύναμη P_{\min} κεκλιμένων καλωδίων για παράλειψη μείωσης μέτρου ελαστικότητας για γραμμικές αναλύσεις

Τόξο 1

NR	Length	Length Y			E	w	$\sigma_{Ed,SLS}$	E_t	E_t/E
[-]	m	m	mm	N/mm ²	N/mm ³	N/mm ²	N/mm ²	[-]	
1	11,493	3,931	3.931	160.000	0,000083	237,37	159.983	99,99%	
2	24,570	8,403	8.403	160.000	0,000083	265,75	159.948	99,98%	
3	31,108	10,640	10.640	160.000	0,000083	270,42	159.916	99,97%	
4	31,108	10,640	10.640	160.000	0,000083	267,84	159.916	99,95%	
5	24,570	8,403	8.403	160.000	0,000083	270,28	159.948	99,95%	
6	11,493	3,931	3.931	160.000	0,000083	313,10	159.983	99,96%	
7	18,849	6,447	6.447	160.000	0,000083	270,37	159.967	99,95%	
8	28,656	9,801	9.801	160.000	0,000083	267,81	159.927	99,95%	
9	31,925	10,919	10.919	160.000	0,000083	270,62	159.943	99,97%	
10	28,656	9,801	9.801	160.000	0,000083	266,06	159.927	99,98%	
11	18,849	6,447	6.447	160.000	0,000083	237,39	159.968	99,99%	

22 Απώλεια καλωδίων

Παραδοχές ελέγχου

Κατά τη διάρκεια ζωής του έργου ενδέχεται να λάβει μέρος η «σχεδιαστική κατάσταση» κατά την οποία «απουσιάζει» από τον φορέα της γέφυρας τουλάχιστον ένα από τα καλώδια ανάρτησης. Ένας συνήθης λόγος απώλειας του καλωδίου προκύπτει από την ανάγκη αντικατάστασής του λόγω φθοράς.

Σε επίπεδο αναλύσεων και ελέγχων, η περίπτωση της απώλειας καλωδίου λόγω της αντικατάστασής του μπορεί να θεωρηθεί πλήρως ελεγχόμενη. Αυτό σημαίνει ότι η «αφαίρεση» του καλωδίου από το σύστημα γίνεται με τρόπο «ήπιο», δηλ. δεν αναπτύσσονται δυναμικά φαινόμενα. Αυτό έρχεται σε πλήρη αντίθεση με την περίπτωση όπου η απώλεια των καλωδίων οφείλεται σε κρούση με κάποιο όχημα, και επομένως θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και τα δυναμικά φαινόμενα. Για να εξεταστεί η περίπτωση απώλειας ενός καλωδίου, κατά την «ελεγχόμενη - ήπια» αφαίρεσή του, αρκεί να τροποποιηθεί το αριθμητικό προσομοίωμα αφαιρώντας το εξεταζόμενο καλώδιο.

Για τις ανάγκες της εργασίας, θεωρείται ότι κατά την αντικατάσταση των καλωδίων λαμβάνει μέρος απώλεια ενός μόνον καλωδίου κάθε φορά. Λόγω συμμετρίας, εξετάζεται η απώλεια των καλωδίων μόνο στο ένα από τα δύο τόξα, και διαγράφεται στην ουσία από το προσομοίωμα ένα από τα πρώτα 6 καλώδια, δηλ. από το πρώτο (ακραίο) καλώδιο μέχρι το έκτο καλώδιο στο μέσον του ανοίγματος της γέφυρας.

Για τις ανάγκες της εργασίας και μόνο, θεωρείται ότι η γέφυρα κατά τη διάρκεια της αντικατάστασης βρίσκεται υπό πλήρη λειτουργία, και δεν λαμβάνεται μειωμένο ποσοστό κυκλοφορίας οχημάτων και tram. Με το σκεπτικό της λειτουργίας, επιλέγεται τα καλώδια να ελέγχονται και για τη μέγιστη τάση σε ΟΚΑ. Υπέρ της ασφαλείας, και πάλι για πλήρη λειτουργία της γέφυρας, θα πραγματοποιηθούν κανονικά όλοι οι έλεγχοι ΟΚΑ, ακριβώς όπως και στην περίπτωση του προσομοιώματος που περιλαμβάνει όλα τα καλώδια.

Σημειώνεται ότι οι παραδοχές αυτές είναι συντηρητικές μεν, αλλά υπέρ της ασφαλείας δε. Θα μπορούσαν να γίνουν και πιο λογικές παραδοχές. Για παράδειγμα, θα μπορούσε να θεωρηθεί ότι για την αντικατάσταση ενός καλωδίου υπό ελεγχόμενες συνθήκες γίνεται διακοπή της κυκλοφορίας των οχημάτων και των tram, ή ότι κατά τη διαδικασία αντικατάστασης είναι πιο πιθανόν η γέφυρα να δέχεται το 50% της συνολικής κυκλοφορίας.

ΟΚΑ: Έλεγχος καλωδίων σε εφελκυστική αντοχή

Table 22-1: Έλεγχος καλωδίων σε ΟΚΑ για απώλεια ενός καλωδίου. Δίνονται τα αποτελέσματα από 6 προσομοιώματα στα οποία λείπει από ένα καλώδιο στο κάθε μοντέλο: από το 1 (ακραίο) έως το 6 (μεσαίο) στο ένα τόξο.

Cable Loss NR [-]	No C.L. Max N _{Ed} /N _{Ed} F _{Rd} [%] kN	1		2		3		4		5		6		UF [%]
		Max N _{Ed} kN	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} kN	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} kN	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} kN	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} kN	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} kN	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	
1	4.965 47			8.416 80		5.029 48		4.657 44		4.848 46		4.951 47		80
2	5.458 52	7.677 73				8.628 82		5.685 54		5.209 50		5.327 51		82
3	5.568 53	5.602 53		8.149 78				8.506 81		5.874 56		5.343 51		81
4	5.569 53	5.421 52		5.735 55		8.211 78				8.391 80		5.946 57		80
5	5.605 53	5.552 53		5.432 52		5.864 56		8.253 79				8.593 82		82
6	6.121 58	6.116 58		6.040 58		5.950 57		6.438 61		8.253 79				79
7	5.607 53	5.610 54		5.592 53		5.508 53		5.434 52		6.438 61		8.595 82		82
8	5.566 53	5.567 53		5.567 53		5.543 53		5.456 52		5.434 52		5.941 57		80
9	5.571 53	5.569 53		5.571 53		5.570 53		5.545 53		5.456 52		5.346 51		81
10	5.461 52	5.458 52		5.458 52		5.460 52		5.461 52		5.545 53		5.331 51		82
11	4.966 47	4.964 47		4.960 47		4.960 47		4.965 47		5.461 52		4.952 47		80
12	4.963 47	4.895 47		5.022 48		4.983 48		4.934 47		4.965 47		4.962 47		80
13	5.457 52	5.495 52		5.415 52		5.496 52		5.454 52		4.934 47		5.434 52		82
14	5.567 53	5.578 53		5.599 53		5.556 53		5.606 53		5.454 52		5.518 53		81
15	5.568 53	5.555 53		5.568 53		5.604 53		5.584 53		5.606 53		5.541 53		80
16	5.605 53	5.596 53		5.578 53		5.592 53		5.646 54		5.584 53		5.653 54		82
17	6.121 58	6.120 58		6.107 58		6.084 58		6.098 58		5.646 54		6.172 59		79
18	5.606 53	5.608 53		5.608 53		5.591 53		5.563 53		6.098 58		5.655 54		82
19	5.565 53	5.566 53		5.570 53		5.569 53		5.549 53		5.563 53		5.538 53		80
20	5.570 53	5.571 53		5.573 53		5.577 53		5.574 53		5.549 53		5.521 53		81
21	5.460 52	5.462 52		5.461 52		5.463 52		5.466 52		5.574 53		5.437 52		82
22	4.964 47	4.971 47		4.967 47		4.965 47		4.966 47		5.466 52		4.963 47		80

ΟΚΑ: Έλεγχος ευστάθειας τόξων με χρήση της Γενικής Μεθόδου

Table 22-2: Έλεγχος ευστάθειας από γραμμικές αναλύσεις και superpositioning για απώλεια καλωδίου

Cable rupture:	1	2	3	4	5	6	
Γενική μέθοδος ελέγχου λυγισμού βάσει max βαθμού εκμετάλλευσης από τάσεις Von Mises							
$\sigma_{VM} - \text{real}^* - X=0m$	278						MPa
X	15	26	38	63	75	63	m
$\sigma_{VM} - \text{check}^*$	260,31	257,92	251,72	253,92	261,88	256,31	MPa
f_{yk}	355	355	355	355	355	355	MPa
UF	7,450	7,840	7,810	7,730	7,730	7,740	[-]
$a_{ult,k}$	0,537	0,504	0,508	0,517	0,547	0,535	[-]
$a_{crit, out of plane}$	5,45	5,30	5,32	5,35	5,37	5,33	[-]
$\lambda_{op, out of plane}$	0,500	0,510	0,515	0,511	0,502	0,510	[-]
χ_{op}	0,843	0,838	0,835	0,837	0,842	0,838	[-]
$\chi_{op} * a_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,045	1,048	1,070	1,063	1,037	1,055	[-]
Check	OK	OK	OK	OK	OK	OK	[-]
$a_{crit, in plane}$	10,6	10,18	11,05	11,68	11,76	11,73	[-]
Γενική μέθοδος ελέγχου λυγισμού βάσει max βαθμού εκμετάλλευσης από μεγέθη ρ_l, R_d							
X	15	27	38	51	64	75	m
maxUF	0,377	0,375	0,346	0,349	0,376	0,360	[-]
$a_{ult,k}$	2,654	2,670	2,893	2,862	2,663	2,778	[-]
$a_{crit, out of plane}$	5,45	5,3	5,32	5,35	5,37	5,33	[-]
$\lambda_{op, out of plane}$	0,698	0,710	0,737	0,731	0,704	0,722	[-]
χ_{op}	0,726	0,719	0,701	0,705	0,722	0,711	[-]
$\chi_{op} * a_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,751	1,744	1,845	1,835	1,748	1,796	[-]
Check	OK	OK	OK	OK	OK	OK	[-]
$a_{crit, in plane}$	10,6	10,18	11,05	11,68	11,76	11,73	[-]

ΟΚΑ: Έλεγχος ελκυστήρα

Table 22-3: Έλεγχος ελκυστήρα με πλαστικά μεγέθη αντοχής και τάσεις Von Mises για απώλεια ενός καλωδίου.

Έλεγχος/ Cable rupture:	0	1	2	3	4	5	6
maxUF με πλαστικά μεγέθη αντοχής	0,695	0,819	0,710	0,695	0,695	0,695	0,695
$\sigma_{VonMises, max}$	325,4	390,2	333,7	325,5	325,3	325,0	325,4
$\sigma_{VonMises, max}$ στη θέση του καλωδίου πριν την απώλεια	-	227,0	212,7	228,3	224,9	250,7	250,9
$\sigma_{VonMises, max}$ στη θέση του καλωδίου κατά την απώλεια	-	202,4	275,5	302,6	304,7	294,8	290,6
Λόγος $\sigma_{VonMises, max}$ – απώλεια προς πριν την απώλεια	-	0,892	1,295	1,325	1,355	1,176	1,158

Table 22-4: Τάσεις Von Mises του ελκυστήρα στις θέσεις των καλωδίων στο κάθε ένα από τα προσομοιώματα με απώλεια καλωδίου

$\sigma_{VonMises, max}$ / Cable rupture:	0	1	2	3	4	5	6
$\sigma_{VonMises, max}$ στη θέση του Cable 1	227,0	202,4	260,8	236,4	226,8	225,3	226,0
$\sigma_{VonMises, max}$ στη θέση του Cable 2	212,7	232,9	275,5	245,9	232,2	217,2	213,4
$\sigma_{VonMises, max}$ στη θέση του Cable 3	228,3	210,4	219,5	302,6	225,2	220,4	206,6
$\sigma_{VonMises, max}$ στη θέση του Cable 4	224,9	241,9	232,8	228,5	304,7	226,7	225,2
$\sigma_{VonMises, max}$ στη θέση του Cable 5	250,7	251,3	248,0	240,1	241,9	295,9	239,0
$\sigma_{VonMises, max}$ στη θέση του Cable 6	250,9	251,5	250,9	248,0	238,8	239,0	290,6

23 Τυχηματική απώλεια καλωδίων

Γενικά

Σε συνέχεια του προηγούμενου κεφαλαίου, ένας ακόμη λόγος απώλειας καλωδίων μπορεί να έγκειται σε απότομη θραύση, έπειτα από την πρόσκρουση ενός οχήματος πάνω στο καλώδιο. Τέτοιου είδους απώλεια αποτελεί πλέον τυχηματική δράση, και δεν εξετάζεται με τον ίδιο τρόπο που εξετάζεται η απώλεια λόγω αντικατάστασης. Σε αυτήν την περίπτωση πάλι θα αφαιρείται το καλώδιο από το αριθμητικό προσομοίωμα, αλλά στη θέση του θα πρέπει να εφαρμόζεται ένα τυχηματικό φορτίο λόγω της απώλειας, που θα λαμβάνει υπόψη και τον δυναμικό χαρακτήρα του συμβάντος, χρησιμοποιώντας αντίστοιχες μεθόδους, για παράδειγμα, με την περίπτωση των καλωδιωτών ιστών.

Τρόπος 1: Προσομοίωμα με απώλεια καλωδίου - και εφαρμογή φορτίου

1. Τυχηματικός συνδυασμός δράσεων

Για τη μελέτη θα πρέπει να θεωρηθούν οι συνδυασμοί δράσεων σε ΟΚΑ-τυχηματικές καταστάσεις. Η γενική μορφή της εξίσωσης του συνδυασμού δίνεται στην EN 1990:2002+A1:2005 §6.4.3.3 (2) και είναι η παρακάτω.

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) "+" (P_k) "+" (A_d) "+" [(\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1}] "+" \left(\sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (23.1)$$

Η εξίσωση του συνδυασμού περιλαμβάνει όλα τα μόνιμα φορτία με συν/στη μονάδα, την προέκταση με συν/στη μονάδα, την τυχηματική δράση της απώλειας με συν/στη μονάδα, και τα κινητά φορτία. Τα κινητά φορτία μπορεί να εξεταστούν με δύο τρόπους στην εξίσωση του συνδυασμού δράσεων: α) με τη λογική μιας κύριας μεταβλητής φόρτισης, δηλ. με $\psi_{1,1}$, και των υπόλοιπων ως δευτερεύουσες, δηλ. με $\psi_{2,i}$ ή β) όλες οι κινητές φορτίσεις να είναι με $\psi_{2,i}$. Με βάση την EN 1990:2002+A1:2005 §6.4.3.3 (3), πρακτικά η επιλογή του τρόπου έχει να κάνει με την κατηγορία της τυχηματικής δράσης που εξετάζεται (π.χ. πυρκαγιά).

Στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας κρίνεται ότι η επιλογή έχει να κάνει με ένα πιο πρακτικό ζήτημα, που είναι οι τιμές των συν/στων ψ_1 και ψ_2 των φορτίων της LM1. Όπως έχει αναφερθεί και σε άλλα κεφάλαια, τα φορτία κυκλοφορίας έχουν συν/στη $\psi_2 = 0$, και άρα ο β) τρόπος εφαρμογής του τυχηματικού συνδυασμού δεν θα εφαρμοσθεί. Έτσι, για την εργασία λαμβάνεται ο α) τρόπος, και όπως και σε άλλες περιπτώσεις, για κύρια δράση τα οχήματα κυκλοφορίας GR1a, θα λαμβάνονται ταυτόχρονα και τα tram με συν/στη $\psi_{2,tram} = \psi_{1,LM1TS} = 0,75$.

Ενδεικτικά, για μια τέτοια περίπτωση θα είναι:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) "+" (P_k) "+" (A_d) "+" (\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}) "+" \left(\sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

$$\Leftrightarrow \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) "+" (P_k) "+" (A_d) "+" (0,75 \cdot Q_{TS,LM1} + 0,4 \cdot Q_{UDL,LM1}) "+" (0,75 \cdot Q_{Tram} + 0,5 \cdot \Delta T)$$

Αξίζει να σημειωθεί ότι υπάρχουν και περιπτώσεις όπου αντί για τους συντελεστές $\psi_1 = 0,75$ για τα TS ή $\psi_1 = 0,4$ για τα UDL, μπορεί να γίνουν παραδοχές για ένα συνοδευόν ποσοστό της κυκλοφορίας. Για παράδειγμα, στην [16] έχει ληφθεί ως συνοδευόν στην τυχηματική δράση το 50% του ονομαστικού φορτίου κυκλοφορίας (αν και σε αυτήν την περίπτωση αυτό εφαρμόστηκε μάλλον σε φορτίσεις του DIN και όχι του EN). Παρ' όλα αυτά, εάν ήταν επιθυμητό να χρησιμοποιηθεί παρόμοια παραδοχή, τότε αντί για τα προηγούμενα ψ_1 θα γινόταν χρήση του $\psi_1 = 0,5$ τόσο για τα TS όσο και για τα UDL, αλλά και για το tram. Σε καμία περίπτωση όμως δεν είναι σωστό να θεωρηθεί το 50% των φορτίων και ταυτόχρονα να γίνει και χρήση π.χ. των $\psi_1 = 0,75$ για τα TS.

2. Προσδιορισμός των αξονικών δυνάμεων των καλωδίων πριν την τυχηματική απώλεια

Για την εφαρμογή της τυχηματικής δράσης A_d πρέπει πρώτα να υπολογιστούν οι αξονικές δυνάμεις των καλωδίων. Για τον σκοπό αυτό ακολουθείται το εξής σκεπτικό: θεωρείται ότι πριν την απώλεια του καλωδίου η γέφυρα βρίσκεται σε μία Κατάσταση Λειτουργίας (ΚΛ), η οποία εξετάζεται λαμβάνοντας υπόψη πρακτικά τον συνδυασμό δράσεων της Σχέσης (23.1) χωρίς (εννοείται) το κομμάτι της τυχηματικής δράσης A_d . Στην ουσία γίνεται ανάλυση του προσομοιώματος με όλα τα καλώδια για τον συνδυασμό:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) "+" (P_k) "+" (\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}) "+" \left(\sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right)$$

Από την ανάλυση αυτή εξάγονται οι αξονικές δυνάμεις των καλωδίων. Οι αξονικές αυτές δυνάμεις θα πρέπει να είναι οι μέγιστες δυνατές, γι' αυτό θα προσδιορίζονται με βάση το *Superpositioning* του Sofistik. Επομένως, τη στιγμή όπου, για παράδειγμα, θα γίνει πρόσκρουση ενός οχήματος πάνω σε ένα καλώδιο, θα θεωρείται ότι το καλώδιο αυτό – ακριβώς πριν την πρόσκρουση – λειτουργούσε με τη μέγιστη αυτή δύναμη.

3. Δυναμικά φαινόμενα – προσαύξηση των αξονικών δυνάμεων με δυναμικό συν/στη (*k*)

Η τυχηματική απώλεια ενός καλωδίου οδηγεί σε μία απότομη αφαίρεσή του, κάτι το οποίο έρχεται σε αντίθεση με την πιο ήπια και ελεγχόμενη αφαίρεση κατά την αντικατάστασή του. Έτσι, γίνεται αντιληπτό ότι πρόκειται για ένα δυναμικό φαινόμενο. Το φορτίο του δυναμικού φαινομένου αυτού μπορεί να εξεταστεί ως ισοδύναμο στατικό. Για να ληφθεί υπόψη η δυναμική αυτή συνιστώσα της απώλειας, η δύναμη του καλωδίου, που υπολογίστηκε σύμφωνα με το προηγούμενο βήμα, θα πρέπει, επιπλέον, να προσαυξηθεί με έναν δυναμικό συντελεστή *k*. Στα πλαίσια της εργασίας αναγράφονται δύο πηγές για τις τιμές του *k*.

Πρώτον, με βάση την [16], οι τιμές του *k* κυμαίνονται από 1,5 έως 2. Για την περίπτωση που εξετάζεται η απώλεια ενός καλωδίου θα είναι $k_1 = 2$, ενώ για τις περιπτώσεις που εξετάζεται απώλεια δύο παρακείμενων καλωδίων και τα δύο φορτία των καλωδίων θα προσαυζάνονται με $k_2 = 1,5$.

Δεύτερον, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η τιμή που δίνεται στην EN 1993-1-11:2006 §2.3.6 (2) Note 2, και είναι ίση με $k = 1,5$.

4. Παραδοχές εργασίας – α) Πλήθος εξεταζόμενων καλωδίων – β) Τιμή δυναμικού συν/στη (*k*)

Στα πλαίσια της εργασίας α) ελέγχεται η τυχηματική απώλεια μόνον ενός καλωδίου (σημειώνεται ότι η εξέταση απώλειας δύο καλωδίων συνήθως καθορίζεται από τις προδιαγραφές του έργου, και οδηγεί σε πιο δυσμενή αποτελέσματα), και β) θα χρησιμοποιηθεί η τιμή του *k* που δίνει ο Ευρωκώδικας - τα αποτελέσματα που θα εξαχθούν από τις αναλύσεις για τον «Τρόπο 1» θα συγκριθούν με τα αποτελέσματα που δίνει η ίδια διάταξη του κανονισμού «Τρόπος 2».

5. Εφαρμογή δυνάμεων στον φορέα

Από τα αποτελέσματα της κατάστασης λειτουργίας (ΚΛ) σημειώνονται οι τιμές των πρώτων έξι καλωδίων. Οι αξονικές αυτές είναι εφελκυστικές, και εάν αφαιρεθεί το καλώδιο από τη γέφυρα, τότε η δύναμη τοποθετείται στους κόμβους του καλωδίου στο τόξο και στον ελκυστήρα, με φορές τέτοιες ώστε να προκαλείται έλξη μεταξύ τόξου και ελκυστήρα. Ωστόσο, κατά την τυχηματική θραύση ενός καλωδίου το φαινόμενο που ακολουθεί έχει το ακριβώς αντίθετο αποτέλεσμα της έλξης αυτής, Επομένως, οι δυνάμεις της ΚΛ θα εισάγονται στο προσομοίωμα εν τέλει με αντίθετη φορά. Με αυτόν τον τρόπο προκύπτουν οι μέγιστες εφελκυστικές δυνάμεις στα καλώδια. Για αντίθετη φορά τα καλώδια θα χαλάρωναν.

Οι τιμές των δυνάμεων των καλωδίων από την αντίστοιχη ΚΛ δίνονται στον Table 23-1. Η εξίσωση του συνδυασμού δράσεων που εξετάζεται είναι:

$$\begin{aligned} & \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) "+" (P_k) "+" (A_d) "+" (\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}) "+" \left(\sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \\ \Leftrightarrow & \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) "+" (P_k) "+" (A_d) "+" (0,75 \cdot Q_{TS,LM1} + 0,4 \cdot Q_{UDL,LM1}) "+" (0,75 \cdot Q_{Tram} + 0,5 \cdot \Delta T) \\ \Leftrightarrow & \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) "+" (P_k) "+" (k \cdot N_{Ed,max,ruptured\ cable}) "+" (0,75 \cdot Q_{TS,LM1} + 0,4 \cdot Q_{UDL,LM1}) "+" (0,75 \cdot Q_{Tram} + 0,5 \cdot \Delta T) \\ \Leftrightarrow & \left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \right) "+" (P_k) "+" (1,5 \cdot N_{Ed,max,ruptured\ cable}) "+" (0,75 \cdot Q_{TS,LM1} + 0,4 \cdot Q_{UDL,LM1}) "+" (0,75 \cdot Q_{Tram} + 0,5 \cdot \Delta T) \end{aligned}$$

Table 23-1: Οι μέγιστες δυνάμεις των καλωδίων από την εξεταζόμενη κατάσταση λειτουργίας (ΚΛ) και η προσαύξηση για τον τυχηματικό συνδυασμό ελέγχου απώλειας ενός καλωδίου με δυναμικό συν/στη $k=1,5$

NR	$\max N_{Ed}$ ΚΛ	$\{\max N_{Ed}\}_z$ = $\{\max N_{Ed}\} \cdot \cos(\varphi_{arch})$	$\{\max N_{Ed}\}_y$ = $\{\max N_{Ed}\} \cdot \sin(\varphi_{arch})$	$k \cdot \{\max N_{Ed}\}_z$	$k \cdot \{\max N_{Ed}\}_y$
[-]	kN	kN	kN	kN	kN
1	3.321	3.121	1.136	4.681	1.704
2	3.621	3.403	1.239	5.104	1.858
3	3.699	3.476	1.265	5.214	1.898
4	3.680	3.458	1.259	5.187	1.888
5	3.711	3.487	1.269	5.231	1.904
6	4.221	3.966	1.443	5.949	2.165

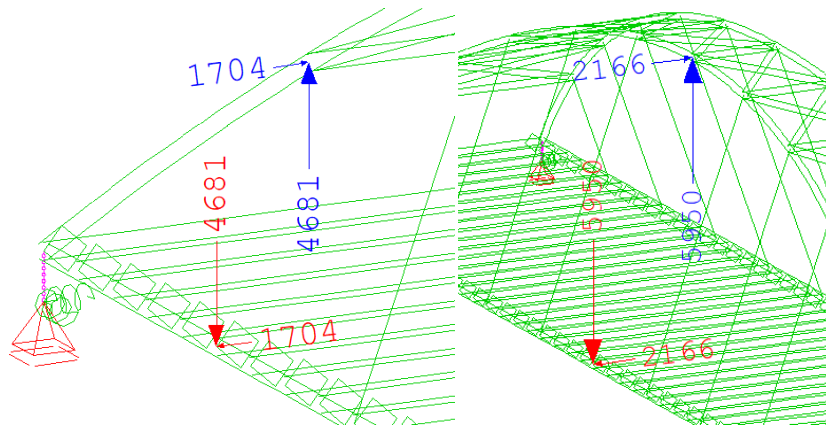


Figure 23.1: Ενδεικτικά η τμηματική απώλεια και εισαγωγή στη θέση του καλωδίου της επαυξημένης δύναμης για τα καλώδια : α) πρώτο και β) έκτο

ΟΚΑ: Έλεγχος καλωδίων σε εφελκυστική αντοχή

Table 23-2: Έλεγχος καλωδίων σε ΟΚΑ: εφελκυστική αντοχή για τμηματική απώλεια ενός καλωδίου. Δίνονται τα αποτελέσματα από 6 προσομοιώματα στα οποία λείπει από ένα καλώδιο στο κάθε μοντέλο: από το 1 (ακραίο) έως το 6 (μεσαίο) στο ένα από τα δύο τόξα.

Cable Loss NR	No C.L.	Max N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	1		2		3		4		5		6		UF [%]
				Max N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	Max N _{Ed} [kN]	N _{Ed} /F _{Rd} [%]	
1	4.965	47			9.163	87	3.435	33	3.114	30	3.242	31	3.311	32	87	
2	5.458	52	7.402	71			8.959	85	4.011	38	3.455	33	3.530	34	85	
3	5.568	53	3.759	36	8.040	77			8.619	82	4.224	40	3.543	34	82	
4	5.569	53	3.582	34	3.966	38	8.126	77			8.413	80	4.352	42	80	
5	5.605	53	3.676	35	3.596	34	4.156	40	8.145	78			8.922	85	85	
6	6.121	58	4.217	40	4.166	40	4.106	39	4.763	45	8.720	83			83	
7	5.607	53	3.717	35	3.702	35	3.646	35	3.597	34	4.303	41	8.923	85	85	
8	5.566	53	3.680	35	3.681	35	3.663	35	3.605	34	3.556	34	4.347	41	80	
9	5.571	53	3.700	35	3.701	35	3.700	35	3.684	35	3.623	35	3.545	34	82	
10	5.461	52	3.622	35	3.622	35	3.623	35	3.626	35	3.609	34	3.534	34	85	
11	4.966	47	3.321	32	3.318	32	3.318	32	3.323	32	3.332	32	3.312	32	87	
12	4.963	47	3.274	31	3.425	33	3.356	32	3.300	31	3.307	32	3.319	32	87	
13	5.457	52	3.688	35	3.592	34	3.688	35	3.619	35	3.593	34	3.605	34	85	
14	5.567	53	3.718	35	3.754	36	3.691	35	3.766	36	3.687	35	3.663	35	82	
15	5.568	53	3.670	35	3.679	35	3.741	36	3.705	35	3.754	36	3.660	35	80	
16	5.605	53	3.705	35	3.692	35	3.702	35	3.782	36	3.777	36	3.798	36	85	
17	6.121	58	4.220	40	4.211	40	4.195	40	4.205	40	4.296	41	4.311	41	83	
18	5.606	53	3.714	35	3.715	35	3.701	35	3.682	35	3.693	35	3.799	36	85	
19	5.565	53	3.680	35	3.687	35	3.686	35	3.667	35	3.647	35	3.659	35	80	
20	5.570	53	3.702	35	3.706	35	3.713	35	3.709	35	3.688	35	3.666	35	82	
21	5.460	52	3.627	35	3.626	35	3.629	35	3.635	35	3.628	35	3.607	34	85	
22	4.964	47	3.333	32	3.326	32	3.323	32	3.324	32	3.327	32	3.320	32	87	

OKA: Έλεγχος ευστάθειας τόξων με χρήση της Γενικής Μεθόδου

Table 23-3: Έλεγχος ευστάθειας από γραμμικές αναλύσεις και superpositioning για τυχρηματική απώλεια καλωδίου

Cable rupture:	1	2	3	4	5	6	
Γενική μέθοδος ελέγχου λυγισμού βάσει max βαθμού εκμετάλλευσης από τάσεις Von Mises							
$\sigma_{VM} - \text{real}^* - X=0m$	306,26						MPa
X	16	27	39	51	64	75	m
$\sigma_{VM} - \text{check}^*$	282,83	289,24	290,12	289,66	265,11	274,09	MPa
f_{yk}	355	355	355	355	355	355	MPa
UF	0,797	0,815	0,817	0,816	0,747	0,772	[-]
$a_{ult,k}$	1,255	1,227	1,224	1,226	1,339	1,295	[-]
$a_{crit, out of plane}$	7,45	7,84	7,81	7,73	7,73	7,74	[-]
$\lambda_{op, out of plane}$	0,410	0,396	0,396	0,398	0,416	0,409	[-]
χ_{op}	0,892	0,900	0,900	0,898	0,889	0,893	[-]
$\chi_{op} * a_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,018	1,004	1,001	1,001	1,082	1,051	[-]
Check	OK	OK	OK	OK	OK	OK	[-]
$a_{crit, in plane}$	15,02	15,44	16,37	17,06	17,13	17,16	[-]
Γενική μέθοδος ελέγχου λυγισμού βάσει max βαθμού εκμετάλλευσης από μεγέθη ρ_l, R_d							
X	15	27	39	51	64	75	m
maxUF	0,465	0,501	0,497	0,483	0,433	0,452	[-]
$a_{ult,k}$	2,148	1,995	2,013	2,070	2,310	2,214	[-]
$a_{crit, out of plane}$	7,45	7,84	7,81	7,73	7,73	7,74	[-]
$\lambda_{op, out of plane}$	0,537	0,504	0,508	0,517	0,547	0,535	[-]
χ_{op}	0,822	0,841	0,839	0,833	0,817	0,823	[-]
$\chi_{op} * a_{ult,k} / \gamma_{M1}$	1,606	1,524	1,535	1,568	1,715	1,657	[-]
Check	OK	OK	OK	OK	OK	OK	[-]
$a_{crit, in plane}$	10,6	10,18	11,05	11,68	11,76	11,73	[-]

Τρόπος 2 – μόνο για έλεγχο καλωδίων: Έλεγχος με EN 1993-1-11- προσομοιώματα χωρίς και με απώλεια καλωδίων – χωρίς εφαρμογή φορτίου

Ειδικά για τον έλεγχο των καλωδίων, παρουσιάζεται και μια πιο απλοποιητική προσέγγιση της τυχρηματικής απώλειας των καλωδίων, η οποία δίνεται στην EN 1993-1-11:2006 §2.3.6 (2) Note 2 και έχει ως εξής:

1. Αρχικά γίνεται ανάλυση στο προσομοίωμα με όλα τα καλώδια για τον τυχρηματικό συνδυασμό δράσεων χωρίς την τυχρηματική δράση. Από την ανάλυση αυτή σημειώνονται οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις των καλωδίων. Στην ουσία είναι τα αποτελέσματα της 2^{ης} στήλης του Table 23-1. Οι αξονικές αυτές δυνάμεις αποτελούν τις E_{d1} , και εδώ θα είναι $E_{d1} = \max N_{Ed, model: all cables}$.
2. Έπειτα δημιουργούνται προσομοιώματα στα οποία διαγράφεται το ένα καλώδιο. Στο κάθε προσομοίωμα γίνεται ανάλυση και πάλι για τον τυχρηματικό συνδυασμό δράσεων χωρίς την τυχρηματική δράση. Μπορεί να γίνει ανάλυση ακριβώς για τον συνδυασμό και τη διάταξη των φορτίων κυκλοφορίας που έδωσε τη μέγιστη αξονική δύναμη ή να γίνει χρήση των περιβαλλουσών. Επιλέγεται το δεύτερο, και άρα από την ανάλυση εξάγονται οι μέγιστες δυνάμεις των καλωδίων. Οι αξονικές αυτές δυνάμεις αποτελούν τις E_{d2} , και εδώ θα είναι $E_{d2} = \max N_{Ed, model: rupture cable}$.
3. Σύμφωνα με την EN 1993-1-11:2006 §2.3.6 (2) Note 2, ελλείψει ενδεδειγμένης ανάλυσης, το δυναμικό αποτέλεσμα μιας τυχρηματικής (απότομης) αφαίρεσης εφελεκόμενου μέλους μπορεί συντηρητικά να επιτραπεί χρησιμοποιώντας μια πρόσθετη δράση E_d , η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$E_d = k \cdot (E_{d2} - E_{d1}) \rightarrow E_d = k \cdot (\max N_{Ed, model: rupture cable} - \max N_{Ed, model: all cables}) \quad (23.2)$$

όπου:

k δίνεται με τιμή $k = 1,5$ - κρίνεται ότι αυτός είναι ο δυναμικός συντελεστής.

4. Εφόσον η E_d αποτελεί πρόσθετη δράση, η τελική αξονική δύναμη ελέγχου του καλωδίου θα προκύπτει ως:

$$N_{Ed, max, final} = \max N_{Ed, model: all cables} + E_d \quad (23.3)$$

Table 23-4: Έλεγχος καλωδίων σε τυχματική απώλεια με βάση την EN 1993-1-11:2006 §2.3.6 (2) Note 2

Cable number	1	2	3	4	5	6	
Έλεγχος με EN 1993-1-11:2006 §2.3.6 (2) Note 2							
$E_{d1}=\max N_{Ed}$ -all cables	3.321	3.621	3.699	3.680	3.711	4.221	kN
Cable rupture case	C.L. 2	C.L. 3	C.L. 4	C.L. 5	C.L. 6	C.L. 5	[-]
$E_{d2}=\max N_{Ed}$	5.625	5.733	5.646	5.553	5.777	6.002	kN
$E_{d2}-E_{d1}=\max N_{Ed} - \max N_{Ed}$ -all cables	2.304	2.112	1.947	1.874	2.066	1.781	kN
$E_d=k*\{\max N_{Ed} - \max N_{Ed}$ -all cables}	3.456	3.168	2.921	2.810	3.098	2.672	kN
$N_{Ed,final}=E_{d1}+E_d$	6.777	6.789	6.620	6.490	6.809	6.893	kN
F_{Rd}	10.485	10.485	10.485	10.485	10.485	10.485	kN
$N_{Ed,final}/F_{Rd}$	64,64%	64,75%	63,14%	61,90%	64,94%	65,74%	[-]
Έλεγχος από ανάλυση με φορτία							
$N_{Ed,analysis}$	9.163	8.959	8.619	8.413	8.922	8.720	kN
$N_{Ed,analysis}/F_{Rd}$	87,39%	85,45%	82,20%	80,24%	85,09%	83,17%	[-]
Σύγκριση							
Λόγος $N_{Ed,analysis}/N_{Ed,final}$	1,35	1,32	1,30	1,30	1,31	1,27	[-]

ΟΚΑ: Έλεγχος ελκυστήρα**Table 23-5:** Τάσεις Von Mises του ελκυστήρα στις θέσεις των καλωδίων στο κάθε ένα από τα προσομοιώματα με τυχματική απώλεια καλωδίου

$\sigma_{\text{vonMises,max}} / \text{Cable rupture:}$	0	1	2	3	4	5	6
$\sigma_{\text{vonMises,max}}$ στη θέση του Cable 1	139,7	216,8	167,8	150,4	140,5	139,4	139,9
$\sigma_{\text{vonMises,max}}$ στη θέση του Cable 2	127,5	164,9	170,9	150,9	140,9	130,5	128,0
$\sigma_{\text{vonMises,max}}$ στη θέση του Cable 3	131,6	137,5	131,7	189,7	135,9	131,3	129,4
$\sigma_{\text{vonMises,max}}$ στη θέση του Cable 4	137,8	137,1	130,9	130,0	193,9	130,0	128,2
$\sigma_{\text{vonMises,max}}$ στη θέση του Cable 5	133,3	134,4	131,4	125,8	125,7	189,3	125,2
$\sigma_{\text{vonMises,max}}$ στη θέση του Cable 6	124,4	125,5	124,5	122,6	116,2	117,0	191,1

24 Κόπωση

24.1 Δράσεις κόπωσης: Πρότυπη φόρτιση κόπωσης FLM3

Τα οχήματα που διέρχονται από τις οδικές γέφυρες έχουν διαφορετικά βάρη, αριθμούς αξόνων, αποστάσεις αξόνων κλπ. Για οδικές γέφυρες προτείνεται μια απλοποιημένη μέθοδος ελέγχου σε κόπωση, που βασίζεται σε ένα πρότυπο όχημα κόπωσης. Το όχημα κόπωσης αυτό αποτελεί την πρότυπη φόρτιση κόπωσης 3 (FLM3). Για γέφυρες με άνοιγμα έως 40m το όχημα κόπωσης αποτελείται από 4 αξόνες βάρους 120kN το καθένα, και έχει συνολικό βάρος 480kN. Για γέφυρες με άνοιγμα άνω των 40m εξετάζεται και η διέλευση ενός δεύτερου οχήματος σε απόσταση ίση με 40m από το πρώτο (μετρούμενη μεταξύ των πρώτων αξόνων των δύο οχημάτων) και με βάρος το 30% του πρώτου.

Η εξεταζόμενη γέφυρα έχει μήκος 150m, και επομένως εξετάζεται η δεύτερη περίπτωση. Πραγματοποιήθηκε και σύγκριση για διέλευση μόνο του ενός οχήματος, από την οποία προέκυψε ότι μόνον η διέλευση και των δύο οχημάτων οδηγεί στους μεγαλύτερους βαθμούς εκμετάλλευσης για όλα τα μέλη της γέφυρας. Τα οχήματα κινούνται με βήμα ίσο με 1m στο μέσον των ονομαστικών λωρίδων ώστε να προκύψει η μέγιστη και η ελάχιστη ένταση.

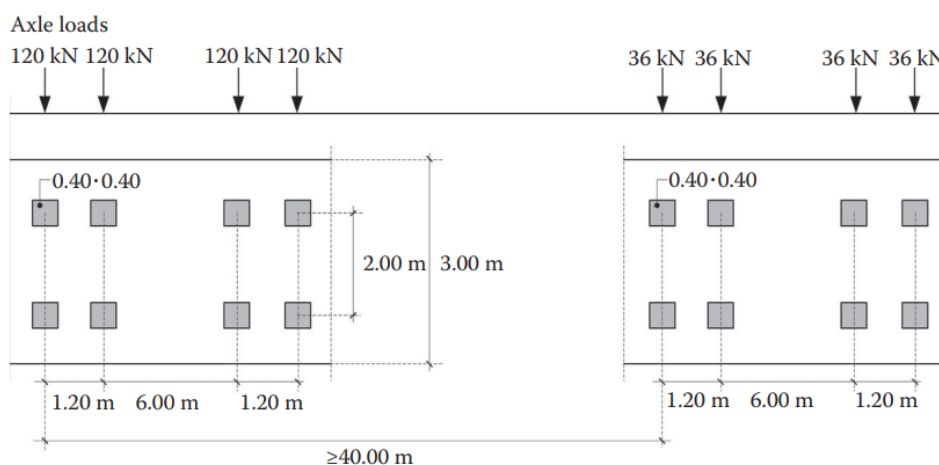


Figure 24.1: Οι διαστάσεις των δύο οχημάτων της πρότυπης φόρτισης κόπωσης FLM3 (από [1] με βάση Σχήμα 4.8 του EN 1991-2:2003)

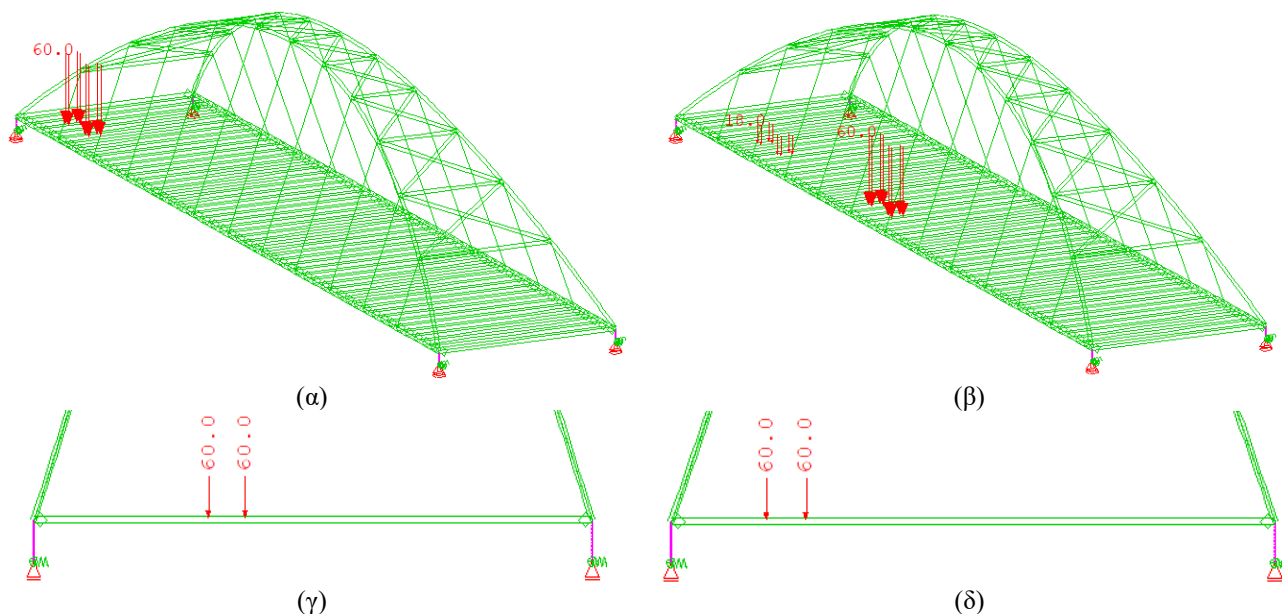


Figure 24.2: α) και β) Ενδεικτικά 2 από τις 199 θέσεις που έχουν τοποθετηθεί τα φορτία FLM3 για την Τοποθέτηση 2.1, γ) Όψη της Τοποθέτησης 1.1 (εγγύτερα του μέσου), και δ) Όψη της Τοποθέτησης 2.1 (εγγύτερα της άκρης)

24.2 Μεγεθυντικός συντελεστής λόγω αρμού διαστολής και οι επιρροές του

Με βάση την EN 1991-2:2003 §4.6.1 (6), θα πρέπει να προσδιορίζεται και ένας μεγεθυντικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επιρροή της κρούσης κατά τη διέλευση του οχήματος σε περιοχές με απόσταση D έως 6m από τον αρμό διαστολής.

$$\Delta\varphi_{fat} = \max\left\{1,30 \cdot \left(1 - \frac{D}{26}\right); 1\right\} \quad (24.1)$$

Ο $\Delta\varphi_{fat}$ μπορεί να εφαρμοστεί με έναν από τους παρακάτω τρόπους:

- Τα φορτία της FLM3 να εφαρμοστούν με συντελεστή μονάδα και να γίνει προσαύξηση με τον $\Delta\varphi_{fat}$ των τιμών των ευρών των τάσεων.
- Να γίνει προσαύξηση των φορτίων των αξόνων της FLM3 που βρίσκονται σε απόσταση $D \leq 6m$ από τον αρμό διαστολής, όπου το κάθε φορτίο του άξονα θα προσαυξάνεται ακριβώς με τον συντελεστή που του αναλογεί με βάση την απόστασή του D από τον αρμό διαστολής, σύμφωνα με τη Σχέση (24.1). Αυτός είναι ο πιο ορθός και αναλυτικός τρόπος εφαρμογής του συντελεστή. [βλ. Figure 24.3 (α)].
- Όπως στη Β., αλλά συντηρητικά και απλοποιητικά θα γίνει προσαύξηση για όλα τα φορτία που βρίσκονται σε απόσταση $D \leq 6m$ από τον αρμό διαστολής με τη μέγιστη τιμή $\Delta\varphi_{fat,max} = 1,3$. [βλ. Figure 24.3 (β)].

Ο έλεγχος της κόπωσης είναι καθοριστικός για τον σχεδιασμό των διαδοκίδων, οδηγώντας σε σημαντική αύξηση του πάχους του κάτω πέλατος (από 35mm σε 55mm) και του συνολικού ύψους της διατομής (από 1.350mm σε 1.510mm). Επιπλέον, η εφαρμογή του $\Delta\varphi_{fat}$ οδηγεί και στην ανάγκη αύξησης των διατομών των 2 πρώτων και 2 τελευταίων ενδιάμεσων διαδοκίδων (δηλ. στις θέσεις $X=3$ και 6m, και $X=144$ και 147m, αντίστοιχα). Για τον λόγο αυτό γίνεται διερεύνηση της επιρροής που έχει η εφαρμογή του $\Delta\varphi_{fat}$ με έναν από τους 3 προηγούμενους τρόπους.

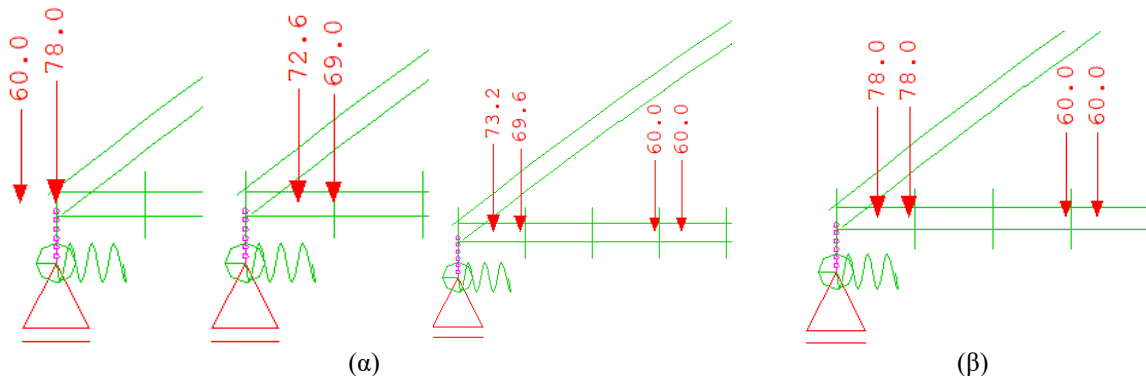


Figure 24.3: Προσαύξηση των φορτίων στην άκρη με τον μεγεθυντικό συντελεστή $\Delta\varphi_{fat,max}$ α) που αντιστοιχεί στον κάθε άξονα και β) με τον $\Delta\varphi_{fat,max} = 1,3$

24.3 Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα

Α. Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ για έλεγχο δομικού χάλυβα – για το όχημα FLM3

Για τον υπολογισμό του συντελεστή ισοδύναμης βλάβης η γέφυρα αντιμετωπίζεται ως οδική. Οι υπολογισμοί δίνονται παρακάτω για όλα τα μέλη.

1. Κρίσιμο μήκος L της εξεταζόμενης γραμμής επιρροής.

-Εδώ οι υπολογισμοί αφορούν το κάθε ένα μέλος της γέφυρας ξεχωριστά.

-Επίσης, για κάποια μέλη ενδέχεται να προκύπτουν και δύο τιμές για την κάθε εξεταζόμενη περίπτωση τάσεων, δηλ. ξεχωριστά για τον έλεγχο των ορθών τάσεων και ξεχωριστά για τον έλεγχο των διατμητικών τάσεων.

-Διαφοροποίηση των τιμών γίνεται και ανάλογα με την εξεταζόμενη περιοχή ενός δομικού στοιχείου. Το EN 1993-2:2006 ορίζει στο Σχήμα 9.7 δύο διαφορετικές περιοχές ελέγχου: α) τις ενδιάμεσες θέσεις και β) τις θέσεις (εσωτερικών) στηρίξεων. Ερμηνεύεται από αυτό το σχήμα ότι η περίπτωση των θέσεων β) αφορά μόνον συνεχείς συστήματα. Για αμφίεργιστα συστήματα τόσο οι περιοχές των ακραίων στηρίξεων όσο και οι περιοχές του ανοίγματος λαμβάνονται ως ενδιάμεσες θέσεις ελέγχου.

A. Διαδοκίδες:

• Για ροπές (δηλ. για ορθές τάσεις $\Delta\sigma$) και για τέμνουσες δυνάμεις (δηλ. για διατμητικές τάσεις $\Delta\tau$): Ερμηνεύεται ότι το κρίσιμο μήκος των διαδοκίδων που αποτελούν εγκάρσια μέλη λαμβάνεται όπως το κρίσιμο μήκος για τους αναρτήρες τοξωτών γεφυρών ως δύο φορές τη μεταξύ τους απόσταση [1]. Επομένως, είναι:

$$L_{cross} = 2 \cdot l_{cross} = 2 \cdot (3m) \Leftrightarrow L_{cross} = 6m$$

B. Ελκυστήρας – κύρια δοκός:

• Για ροπές (ορθές τάσεις $\Delta\sigma$): Για τις ορθές τάσεις λαμβάνεται το κρίσιμο μήκος που αντιστοιχεί σε αμφιέριστα συστήματα, και το οποίο είναι ίσο με το μήκος του αμφιέριστου ανοίγματος. Επομένως, είναι:

$$L_{tie,\sigma} = L_{tie,real} \Leftrightarrow L_{tie,\sigma} = 150m$$

• Για τέμνουσες δυνάμεις (διατμητικές τάσεις $\Delta\tau$): Για τις διατμητικές τάσεις λαμβάνεται το κρίσιμο μήκος που αντιστοιχεί σε αμφιέριστα συστήματα, και το οποίο είναι ίσο με το 40% του μήκους του αμφιέριστου ανοίγματος. Επομένως, είναι:

$$L_{tie,\tau} = 40\% \cdot L_{tie,real} = 0,4 \cdot 150m \Leftrightarrow L_{tie,\tau} = 60m$$

C. Τόξο:

• Για ροπές (ορθές τάσεις $\Delta\sigma$) και για τέμνουσες δυνάμεις (διατμητικές τάσεις $\Delta\tau$): Το κρίσιμο μήκος λαμβάνεται ως το μισό άνοιγμα του τόξου. Επομένως, είναι:

$$L_{arch} = \frac{L_{arch,span}}{2} = \frac{150m}{2} \Leftrightarrow L_{arch} = 75m$$

D. Αναρτήρες:

• Για ορθές τάσεις $\Delta\sigma$: Το κρίσιμο μήκος λαμβάνεται ως δύο φορές τη μεταξύ τους απόσταση.

$$L_{hangers} = 2 \cdot l_{hangers} = 2 \cdot (12m) \Leftrightarrow L_{hangers} = 24m$$

E. Δικτύωση τόξων - οριζόντια μέλη:

• Για ροπές (ορθές τάσεις $\Delta\sigma$) και τέμνουσες δυνάμεις (διατμητικές τάσεις $\Delta\tau$): Τα στοιχεία δικτύωσης επιλέγεται να αντιμετωπισθούν ως αμφιέριστα ανοίγματα. Γενικά, όσο μικρότερο το κρίσιμο μήκος τόσο μεγαλύτερος ο συντελεστής λ_1 που αφορά το άνοιγμα. Επομένως, υπέρ της ασφαλείας θα μπορούσε για όλα τα στοιχεία της δικτύωσης να επιλεγεί κοινό κρίσιμο μήκος ίσο με το μήκος του μικρότερου στοιχείου. Παρ' όλα αυτά έγινε υπολογισμός για το μήκος του κάθε στοιχείου. Το μικρότερο μήκος είναι:

$$L_{arch \text{ horizontal bracing}} = \min L_{arch \text{ horizontal bracing},real} \Leftrightarrow L_{arch \text{ horizontal bracing}} = 9,162m$$

F. Δικτύωση τόξων - χιαστί μέλη:

• Για ροπές (ορθές τάσεις $\Delta\sigma$) και τέμνουσες δυνάμεις (διατμητικές τάσεις $\Delta\tau$): Αντιμετωπίζονται με παρόμοια λογική με τα οριζόντια μέλη. Υπέρ της ασφαλείας δεν θα λαμβάνεται το μήκος του στοιχείου μεταξύ των οριζόντιων μελών της δικτύωσης, αλλά μέχρι τον κοινό κόμβο των χιαστί. Το μικρότερο μήκος είναι:

$$L_{arch \times bracing} = 0,5 \cdot \min L_{arch \times bracing,real} \Leftrightarrow L_{arch \times bracing} = 0,5 \cdot 14,836m = 7,418m$$

2. Συντελεστής βλάβης λόγω κυκλοφορίας, λ_1 , που εξαρτάται από το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής

-Με γνωστή την τιμή του κρίσιμου μήκους L για τα διάφορα δομικά στοιχεία μπορεί να γίνει υπολογισμός των τιμών των αντίστοιχων συντελεστών λ_1 με βάση τις σχέσεις που δίνονται στο Σχήμα 9.5 του EN 1993-2:2006.

-Οι σχέσεις αυτές δίνονται για ένα εύρος τιμών κρίσιμου μήκους από 10m έως και 80m. Ωστόσο, με βάση την [9] είναι γενικά αποδεκτό να γίνεται παρέκταση χρησιμοποιώντας ακριβώς τους ίδιους τύπους εάν το μήκος του ανοίγματος υπερβαίνει τα 80 m. Επομένως, στην εργασία επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν οι ίδιοι τύποι όχι μόνο για όσα κρίσιμα μήκη υπερβαίνουν τα 80m, αλλά και για εκείνα που είναι μικρότερα από 10m (συνήθως μικρότερο από 10m θα είναι το κρίσιμο μήκος που αφορά τις διαδοκίδες, εφόσον για τον υπολογισμό του χρησιμοποιείται η ερμηνεία από την [1]).

Table 24-1: Σχέσεις υπολογισμού λ_1 για οδικές γέφυρες βάσει του Σχήματος 9.5 του EN 1993-2:2006.

Σχέσεις υπολογισμού λ_1 για οδικές γέφυρες

Ενδιάμεσες θέσεις (άνοιγμα)

$$\text{Για } 10m \leq L \leq 80m \quad \lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L - 10}{70} \quad (24.2)$$

Θέσεις στηρίξεων (στήριξη)

$$\text{Για } 10m \leq L \leq 30m \quad \lambda_1 = 2,0 - 0,3 \cdot \frac{L - 10}{20} \quad (24.3)$$

$$\text{Για } 30m \leq L \leq 80m \quad \lambda_1 = 1,7 + 0,5 \cdot \frac{L - 30}{50} \quad (24.4)$$

όπου:

L το κρίσιμο μήκος της εξεταζόμενης γραμμής επιρροής

3. Οι συντελεστές βλάβης λόγω κυκλοφορίας, λ_1 , για όλα τα μέλη της γέφυρας

-Ερμηνεύεται ότι οι σχέσεις για τις θέσεις στηρίξεων αφορούν ενδιάμεσες στηρίξεις συνεχών συστημάτων. Όλα τα μέλη εξετάζονται ως αμφιέριστα, και επομένως οι τιμές λαμβάνονται για τις περιπτώσεις των ανοιγμάτων. Τα αποτελέσματα δίνονται στον Table 24-2.

Table 24-2: Οι υπολογισμοί για τους συντελεστές βλάβης λόγω κυκλοφορίας λ_1 για όλα τα μέλη της εξεταζόμενης γέφυρας

Δομικό στοιχείο	Τύπος τάσεων	L (m)	Τιμή συντελεστή λ_1
Διαδοκίδα	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	6	$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L - 10}{70} = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{6 - 10}{70} \Leftrightarrow \lambda_1 = 2,59$
Ελκυστήρας-Κύρια δοκός	$\Delta\sigma$	150	$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L - 10}{70} = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{150 - 10}{70} \Leftrightarrow \lambda_1 = 1,15$
	$\Delta\tau$	60	$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L - 10}{70} = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{60 - 10}{70} \Leftrightarrow \lambda_1 = 2,05$
Τόξο	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	75	$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L - 10}{70} = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{75 - 10}{70} \Leftrightarrow \lambda_1 = 1,90$
Αναρτήρες	$\Delta\sigma$	24	$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L - 10}{70} = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{24 - 10}{70} \Leftrightarrow \lambda_1 = 2,41$
Δικτύωση τόξων	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	7,418	$\lambda_1 = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L - 10}{70} = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{7,418 - 10}{70} \Leftrightarrow \lambda_1 = 2,58$

4. Παράμετρος 1 για τον συντελεστή λ_2 : Ο συνολικός αριθμός φορτηγών στην αργή λωρίδα ανά έτος N_{obs}

-Οι τιμές του N_{obs} δίνονται στον Πίνακα 10.4 της [1].

-Αγνοώντας τα τραμ, η γέφυρα λειτουργεί ως αυτοκινητόδρομος με περισσότερες από 2 οδικές λωρίδες ανά κατεύθυνση, ενώ παράλληλα θεωρείται ότι θα υπάρχει μεγάλο ποσοστό φορτηγών, δηλ. βαρέων οχημάτων. Βάσει του Πίνακα 10.4 της [1] θα ήταν $N_{obs,road} = 2 \cdot 10^6$ οχήματα.

-Στη συνέχεια των υπολογισμών γίνεται αναφορά, ότι για να ληφθεί υπόψη και το τραμ στον σχεδιασμό, ο αριθμός των κύκλων που θα ληφθεί υπόψη για το εύρος τάσεων αντοχής θα είναι διπλός, δηλ. $N_{design} = 2 \cdot N_c = 4 \cdot 10^6$.

Ο αριθμός αυτός δεν έχει σχέση με το $N_{obs,road} = 2 \cdot 10^6$ οχήματα. Επομένως:

$$N_{obs} = 2 \cdot 10^6 \text{ οχήματα}$$

5. Παράμετρος 2 για τον συντελεστή λ_2 : Το μέσο μικτό βάρος Q_{ml} φορτηγών στην αργή λωρίδα

$$Q_{ml} = \left(\frac{\sum n_i \cdot Q_i^m}{\sum n_i} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (24.5)$$

όπου:

Q_i το μικτό βάρος φορτηγού i στην αργή λωρίδα σε kN

n_i ο αριθμός φορτηγών βάρους Q_i στην αργή λωρίδα

- m η παράμετρος που καθορίζει την κλίση της καμπύλης κόπωσης S-N. Ανάλογα με το ποιο είδος τάσης εξετάζεται λαμβάνεται και η αντίστοιχη τιμή.
 -Για ορθές τάσεις θα είναι $m = 5$.
 -Για διατμητικούς ήλους θα είναι $m = 8$

-Πρακτικά το Q_{ml} είναι το αποτέλεσμα μετρήσεων. Οι μετρήσεις αυτές μπορεί να γίνονται από τον σχεδιαστή ή να λαμβάνονται από την αρμόδια υπηρεσία και έπειτα υπολογίζεται η τελική τιμή με βάση την αντίστοιχη τιμή του m .
 -Πολλές φορές εάν δεν είναι γνωστή η τιμή μπορεί να ληφθεί ως $Q_{ml} = Q_0 = 480 \text{ kN}$. Η τιμή αυτή λαμβάνεται για την εργασία.

6. Συντελεστής όγκου κυκλοφορίας, λ_2

-Ο συντελεστής αυτός υπολογίζεται, όταν η κυκλοφορία των οχημάτων στη γέφυρα διαφέρει από την κυκλοφορία των οχημάτων αναφοράς. Αυτή η τελευταία ορίζεται από το βάρος οχήματος κόπωσης $Q_0 = 480 \text{ kN}$ και από ένα πλήθος $N_0 = 0,5 \cdot 10^6$ οχημάτων. Και τα δύο αυτά μεγέθη λαμβάνονται στην αργή λωρίδα. Επομένως, όταν η κυκλοφορία της γέφυρας διαφέρει από την κυκλοφορία οχημάτων αναφοράς θα υπολογίζονται οι παράμετροι που αναφέρονται στην πραγματική κυκλοφορία που αναμένεται να λάβει μέρος στη γέφυρα, ήτοι τα Q_{ml} και N_{obs} , που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα βήματα.
 -Τελικά, ο συντελεστής προκύπτει ως εξής:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{m}} = \frac{480 \text{ kN}}{480 \text{ kN}} \cdot \left(\frac{2 \cdot 10^6 \text{ οχήματα}}{0,5 \cdot 10^6 \text{ οχήματα}} \right)^{\frac{1}{5}} = 1 \cdot (4)^{\frac{1}{5}} \Leftrightarrow \lambda_2 = 1,32$$

7. Συντελεστής διάρκειας ζωής της γέφυρας, λ_3

-Η διάρκεια ζωής της γέφυρας λαμβάνεται ίση με τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε έτη. Στην προκειμένη περίπτωση η γέφυρα σχεδιάζεται για $t_{Ld} = 100$ χρόνια.
 -Για τη σχέση υπολογισμού λαμβάνεται και πάλι $m = 5$.

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{\frac{1}{m}} = \left(\frac{100}{100} \right)^{\frac{1}{5}} \Leftrightarrow \lambda_3 = 1$$

8. Συντελεστής για κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες της γέφυρας, λ_4

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \cdot \left(\frac{n_2}{n_1} \cdot \frac{Q_{m2}}{Q_{m1}} \right)^m + \frac{N_3}{N_1} \cdot \left(\frac{n_3}{n_1} \cdot \frac{Q_{m3}}{Q_{m1}} \right)^m + \dots + \frac{N_k}{N_1} \cdot \left(\frac{n_k}{n_1} \cdot \frac{Q_{mk}}{Q_{m1}} \right)^m \right]^{\frac{1}{m}} \quad (24.6)$$

όπου:

- k ο αριθμός των λωρίδων με βαριά κυκλοφορία. Με 1 συμβολίζεται η αργή (βαρεά) λωρίδα.
 N_j ο αριθμός φορτηγών ανά έτος βάρους Q_{mj} στη βαριά λωρίδα j
 Q_{mj} το μέσον μικτό βάρος φορτηγών ανά έτος στη βαριά λωρίδα j
 n_j η τιμή της γραμμής επιρροής για την εξεταζόμενη εσωτερική δράση που προκαλεί το εξεταζόμενο εύρος τάσεων στο μέσον της λωρίδας j . Η τιμή αυτή εισάγεται στη σχέση του λ_4 με θετικό πρόσημο.
 m η παράμετρος που καθορίζει την κλίση της καμπύλης κόπωσης S-N. Ανάλογα με το ποιο είδος τάσης εξετάζεται λαμβάνεται και η αντίστοιχη τιμή.
 -Για ορθές τάσεις θα είναι $m = 5$.
 -Για διατμητικούς ήλους θα είναι $m = 8$

-Θεωρείται ότι όλες οι k λωρίδες με βαριά κυκλοφορία δέχονται ακριβώς την ίδια κυκλοφορία, δηλ. ισχύει ότι ανά έτος η κάθε λωρίδα j δέχεται τον ίδιο αριθμό οχημάτων, άρα $N_1 = N_2 = N_3 = \dots = N_k$, καθώς και ότι η κάθε λωρίδα j δέχεται ανά έτος το ίδιο μέσον μικτό βάρος φορτηγών, άρα $Q_{m1} = Q_{m2} = Q_{m3} = \dots = Q_{mk}$. Με βάση αυτές τις θεωρήσεις η σχέση του λ_4 τροποποιείται ως εξής:

$$\lambda_4 = \left[1 + \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^m + \left(\frac{n_3}{n_1} \right)^m + \dots + \left(\frac{n_k}{n_1} \right)^m \right]^{\frac{1}{m}} \quad (24.7)$$

-Οι λωρίδες βαριάς κυκλοφορίας μπορεί να σχετίζονται περισσότερο με την πραγματική κυκλοφορία της γέφυρας και όχι με τις ονομαστικές λωρίδες για τις πρότυπες φορτίσεις. Για παράδειγμα, η [1] σε γέφυρα μιας διεύθυνσης κυκλοφορίας με δύο κύριες λωρίδες κυκλοφορίας και μία ΛΕΑ λαμβάνει δύο λωρίδες με βαριά κυκλοφορία για

τον λ_4 . Η [9] για μια γέφυρα διπλής κυκλοφορίας λαμβάνει δύο λωρίδες βαριάς κυκλοφορίας – μία για κάθε διεύθυνση κίνησης. Γενικά, στην περίπτωση που εξετάζεται η γραμμή επιρροής της αντίδρασης που μεταφέρεται στη μία κύρια δοκό, όσο αυξάνει ο αριθμός των λωρίδων με βαριά κυκλοφορία που μπορεί να εξεταστούν τόσο αυξάνει και η τιμή του συντελεστή λ_4 .

-Στη συγκεκριμένη γέφυρα θα ληφθούν συντηρητικά τέσσερις λωρίδες βαριάς κυκλοφορίας, δύο για την κάθε διεύθυνση κίνησης οχημάτων. Για όλα τα μέλη της γέφυρας η επιρροή των λωρίδων βαριάς κυκλοφορίας προκύπτει από την εξέταση της εγκάρσιας γραμμής επιρροής για την αντίδραση που μεταφέρεται στον έναν από τους δύο ελκυστήρες, έστω ελκυστήρα Α.

-Στην εξεταζόμενη γέφυρα η μόνη περίπτωση που δεν εντάσσεται σε αυτήν την κατηγορία αφορά τις ροπές στη διαδοκίδα. Σε αυτήν την περίπτωση απλοποιητικά επιλέγεται να εξεταστεί η γραμμή επιρροής της καμπτικής ροπής στο μέσον της διαδοκίδας.

A. Εξέταση εγκάρσιας γραμμής επιρροής για την αντίδραση που μεταφέρεται στον έναν από τους δύο ελκυστήρες

Table 24-3: Υπολογισμοί για την εγκάρσια γραμμή επιρροής αντίδρασης στον έναν ελκυστήρα (A)

Λωρίδα j	Απόσταση μέσου λωρίδας από Κ.Β. ελκυστήρα Α	Απόσταση μέσου λωρίδας από Κ.Β. ελκυστήρα Β	Ταφ γραμμής επιρροής	n_j	$\frac{n_j}{n_1}$
1	6,76	24,24	1/(31m)	0,782	1
2	10,21	20,79	1/(31m)	0,671	0,858
3	20,79	10,21	1/(31m)	0,329	0,421
4	24,24	6,76	1/(31m)	0,218	0,279

$$\lambda_4 = \left[1 + \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^m + \left(\frac{n_3}{n_1} \right)^m + \left(\frac{n_4}{n_1} \right)^m \right]^{\frac{1}{m}} = [1 + (0,858)^5 + (0,421)^5 + (0,279)^5]^{\frac{1}{5}} \Leftrightarrow \lambda_4 = 1,08$$

B. Εξέταση εγκάρσιας γραμμής επιρροής καμπτικής ροπής στο μέσον της διαδοκίδας.

Table 24-4: Υπολογισμοί για τη γραμμή επιρροής καμπτικής ροπής στο μέσον της διαδοκίδας

Λωρίδα j	Απόσταση μέσου λωρίδας από Κ.Β. ελκυστήρα Α	Απόσταση μέσου λωρίδας από Κ.Β. ελκυστήρα Β	Ταφ γραμμής επιρροής	n_j	$\frac{n_j}{n_1}$
1	6,76	[-]	1/(15,5m)	0,436	1,000
2	10,21	[-]	1/(15,5m)	0,659	1,510
3	[-]	10,21	1/(15,5m)	0,659	1,510
4	[-]	6,76	1/(15,5m)	0,436	1,000

$$\lambda_4 = \left[1 + \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^m + \left(\frac{n_3}{n_1} \right)^m + \left(\frac{n_4}{n_1} \right)^m \right]^{\frac{1}{m}} = [1 + (1,510)^5 + (1,510)^5 + (1)^5]^{\frac{1}{5}} \Leftrightarrow \lambda_4 = 1,78$$

9. Μέγιστη τιμή του συντελεστή ισοδύναμης βλάβης λ , λ_{max}

Table 24-5: Σχέσεις υπολογισμού λ_{max} για οδικές γέφυρες βάσει του Σχήματος 9.6 του EN 1993-2:2006.

Σχέσεις υπολογισμού λ_{max} για οδικές γέφυρες	
Ενδιάμεσες θέσεις (άνοιγμα)	
Για $L \leq 25m$	$\lambda_{max} = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{L - 10}{15}$ (24.8)
Για $L > 25m$	$\lambda_{max} = 2$ (24.9)
Θέσεις στηρίξεων (στήριξη)	
Για $L < 30m$	$\lambda_{max} = 1,8$ (24.10)
Για $L \geq 30m$	$\lambda_{max} = 1,8 + 0,9 \cdot \frac{L - 30}{50}$ (24.11)

όπου:

L το κρίσιμο μήκος της εξεταζόμενης γραμμής επιρροής

10. Μέγιστη τιμή του συντελεστή ισοδύναμης βλάβης λ , λ_{max} , για όλα τα μέλη της γέφυρας
 -Και πάλι ερμηνεύεται ότι οι τιμές για στηρίξεις αφορούν ενδιάμεσες στηρίξεις συνεχών συστημάτων. Όλα τα μέλη εξετάζονται ως αμφιρέιστα και επομένως οι τιμές λαμβάνονται για τις περιπτώσεις των ανοιγμάτων.

Table 24-6: Οι υπολογισμοί για τους μέγιστους συντελεστές βλάβης λόγω κυκλοφορίας λ_{max} για όλα τα μέλη της εξεταζόμενης γέφυρας

Δομικό στοιχείο		L (m)	Τιμή συντελεστή λ_{max}
Διαδοκίδα	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	6	$\lambda_{max} = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{L - 10}{15} = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{6 - 10}{15} \Leftrightarrow \lambda_{max} = 2,63$
Ελκυστήρας-Κύρια δοκός	$\Delta\sigma$	150	$\lambda_{max} = 2$
	$\Delta\tau$	60	$\lambda_{max} = 2$
Τόξο	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	75	$\lambda_{max} = 2$
Αναρτήρες	$\Delta\sigma$	24	$\lambda_{max} = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{L - 10}{15} = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{24 - 10}{15} \Leftrightarrow \lambda_{max} = 2,03$
Δικτύωση τόξων	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	7,418	$\lambda_{max} = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{L - 10}{15} = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{7,418 - 10}{15} \Leftrightarrow \lambda_{max} = 2,59$

11. Τελικά, ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ για ελέγχους κόπωσης δομικού χάλυβα

$$\lambda = \min\{\lambda^*; \lambda_{max}\} \Leftrightarrow \lambda = \min\{\lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4; \lambda_{max}\} \quad (24.12)$$

12. Οι συντελεστές ισοδύναμης βλάβης λ για ελέγχους κόπωσης δομικού χάλυβα για τα μέλη της γέφυρας

Table 24-7: Όλοι οι συντελεστές ισοδύναμης βλάβης λ για όλα τα μέλη της εξεταζόμενης γέφυρας

Δομικό στοιχείο	Τύπος τάσεων	λ_1	λ_2	λ_3	λ_4	λ^*	λ_{max}	λ	
Διαδοκίδα	$\Delta\sigma$	2,59			1,79	6,12	2,63	2,63	= λ_{max}
	$\Delta\tau$	2,59				3,69	2,63	2,63	= λ_{max}
Ελκυστήρας-Κύρια δοκός	$\Delta\sigma$	1,15				1,64	2	1,64	= λ^*
	$\Delta\tau$	2,05	1,32	1		2,92	2	2,00	= λ_{max}
Τόξο	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	1,90			1,08	2,71	2	2,00	= λ_{max}
Αναρτήρες	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	2,41				3,43	2,03	2,03	= λ_{max}
Δικτύωση τόξων -οριζόντια	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	2,56				3,65	2,53	2,53	= λ_{max}
Δικτύωση τόξων -χιαστί	$\Delta\sigma$ & $\Delta\tau$	2,58				3,67	2,59	2,59	= λ_{max}

Β. Αντοχές αναφοράς σε κόπωση για την περίπτωση γέφυρας με κυκλοφορία οχημάτων και τραμ

Για τον προσδιορισμό της αντοχής έναντι κόπωσης προσδιορίζονται κατά σειρά τα ακόλουθα:

I. Για ορθές τάσεις

13. Χαρακτηριστικά εύρη ορθών τάσεων και αριθμός κύκλων για τα χαρακτηριστικά εύρη ορθών τάσεων:
 $\Delta\sigma_c$: Αντοχή αναφοράς σε κόπωση $\rightarrow N_c = 2 \cdot 10^6$ κύκλους
 $\Delta\sigma_D$: Όριο κόπωσης εύρους τάσεων σταθερού πλάτους $\rightarrow N_D = 5 \cdot 10^6$ κύκλους
 $\Delta\sigma_L$: Όριο αποκοπής $\rightarrow N_L = 100 \cdot 10^6 = 10^2 \cdot 10^6 = 10^8$ κύκλους
14. Κλίση επιμέρους ευθειών της καμπύλης κόπωσης S-N ορθών τάσεων σε διπλή-λογαριθμική κλίμακα
 -Στο prEN 1993-1-9:2023 δίνονται περισσότερες καμπύλες S-N και διάφορες κλίσεις m_1 και m_2 . Ενδεικτικά:
 για $N \leq N_D = 5 \cdot 10^6$ κύκλους $\rightarrow m_1 = 3$
 για $N_D = 5 \cdot 10^6$ κύκλους $< N \leq N_L = 100 \cdot 10^6 = 10^2 \cdot 10^6 = 10^8$ κύκλους $\rightarrow m_2 = 5$
15. Εξίσωση της καμπύλης κόπωσης S-N ορθών τάσεων σε διπλή-λογαριθμική κλίμακα – γενική μορφή

$$\log(N) = \log(a) - m \cdot \log(\Delta\sigma_R) \quad (24.13)$$

16. Εξίσωση της καμπύλης κόπωσης S-N ορθών τάσεων σε διπλή-λογαριθμική κλίμακα – σε περιοχές σταθερής κλίσης

$$\left(\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_2}\right)^m = \frac{N_2}{N_1} \Leftrightarrow \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_2} = \left(\frac{N_2}{N_1}\right)^{1/m} \Leftrightarrow \Delta\sigma_2 = \frac{\Delta\sigma_1}{\left(\frac{N_2}{N_1}\right)^{1/m}} \quad (24.14)$$

17. Κατηγορία λεπτομέρειας, δηλ. η αντοχή αναφοράς σε κόπωση για $N_c = 2 \cdot 10^6$ κύκλους

-Για κάθε μέλος (διαδοκίδα, ελκυστήρας κλπ.) θα πρέπει να βρεθεί η αντίστοιχη κατασκευαστική λεπτομέρεια σύμφωνα με το EN 1993-1-9:2005 ή το prEN 1993-1-9:2023. Η κατηγορία λεπτομέρειας αντιστοιχεί σε ένα νόμμερο που είναι ίσο με την αντοχή αναφοράς σε κόπωση για $N_c = 2 \cdot 10^6$ κύκλους. Επομένως, ισχύει:

$$\Delta\sigma_c = \text{Κατηγορία λεπτομέρειας} \quad (24.15)$$

-Η επιλεγόμενη κατηγορία λεπτομέρειας δίνεται στη συνέχεια, πριν από κάθε έλεγχο.

18. Τροποποίηση τελικής τιμής της αντοχής αναφοράς λόγω του τροchioδρομικού μέσου.

-Το εύρος τάσεων υπολογίζεται βάσει του οχήματος κόπωσης. Επειδή αυτό αφορά αποκλειστικά οδικές γέφυρες οι τιμές του ασκούνται μόνο στα τμήματα του καταστρώματος, τα οποία αφορούν την κυκλοφορία των οχημάτων. Καθώς δεν ορίζεται κάποια πρότυπη φόρτιση για το τροchioδρομικό μέσο, και καθώς συνήθως τα διάφορα πρότυπα μοντέλα δεν συνδυάζονται μεταξύ τους, θα πρέπει να αναζητηθεί ένας διαφορετικός τρόπος, ώστε στον έλεγχο κόπωσης να ληφθεί υπόψη και η κυκλοφορία του τροchioδρομικού μέσου.

-Επιλέγεται να γίνει συντηρητικά έλεγχος για διπλούς κύκλους κόπωσης. Η αύξηση των κύκλων κόπωσης θα οδηγήσει σε μικρότερη τιμή $\Delta\sigma$ σε σχέση με την κατηγορία λεπτομέρειας $\Delta\sigma_c$, δηλ. $\Delta\sigma < \Delta\sigma_c$.

-Σύμφωνα με όσα αναγράφονται στα προηγούμενα, για διπλούς κύκλους κόπωσης ισχύει:

$$N_{design} = 2 \cdot N_c = 2 \cdot (2 \cdot 10^6 \text{ κύκλους}) = 4 \cdot 10^6 \text{ κύκλους}$$

-Επομένως, το καινούριο εύρος τάσεων που θα θεωρηθεί ως η αντοχή αναφοράς σε κόπωση για τον έλεγχο έναντι κόπωσης, $\Delta\sigma_{Design}$, θα είναι:

$$\Delta\sigma_2 = \frac{\Delta\sigma_1}{\left(\frac{N_2}{N_1}\right)^{1/m}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{\left(\frac{N_{design}}{N_c}\right)^{1/m}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{\left(\frac{2 \cdot N_c}{N_c}\right)^{1/m}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{(2)^{1/m}} \quad (24.16)$$

II. Για διατμητικές τάσεις

19. Χαρακτηριστικά εύρη διατμητικών τάσεων και αριθμός κύκλων για τα χαρακτηριστικά εύρη διατμητικών τάσεων:

$\Delta\tau_c$: Αντοχή αναφοράς σε κόπωση $\rightarrow N_c = 2 \cdot 10^6$ κύκλους

$\Delta\tau_L$: Όριο αποκοπής $\rightarrow N_L = 100 \cdot 10^6 = 10^2 \cdot 10^6 = 10^8$ κύκλους

20. Κλίση επιμέρους ευθειών της καμπύλης κόπωσης S-N διατμητικών τάσεων σε διπλή-λογαριθμική κλίμακα για $N \leq N_L = 100 \cdot 10^6 = 10^2 \cdot 10^6 = 10^8$ κύκλους $\rightarrow m = 5$

21. Εξίσωση της καμπύλης κόπωσης S-N διατμητικών τάσεων σε διπλή-λογαριθμική κλίμακα – γενική μορφή

$$\log(N) = \log(a) - m \cdot \log(\Delta\tau_R) \quad (24.17)$$

22. Εξίσωση της καμπύλης κόπωσης S-N διατμητικών τάσεων σε διπλή-λογαριθμική κλίμακα – σε περιοχές σταθερής κλίσης

$$\left(\frac{\Delta\tau_1}{\Delta\tau_2}\right)^m = \frac{N_2}{N_1} \Leftrightarrow \frac{\Delta\tau_1}{\Delta\tau_2} = \left(\frac{N_2}{N_1}\right)^{1/m} \Leftrightarrow \Delta\tau_2 = \frac{\Delta\tau_1}{\left(\frac{N_2}{N_1}\right)^{1/m}} \quad (24.18)$$

23. Κατηγορία λεπτομέρειας, δηλ. η αντοχή αναφοράς σε κόπωση για $N_c = 2 \cdot 10^6$ κύκλους

-Ομοίως με τις ορθές τάσεις, ισχύει:

$$\Delta\tau_c = \text{Κατηγορία λεπτομέρειας} \quad (24.19)$$

24. Τροποποίηση τελικής τιμής της αντοχής αναφοράς λόγω του τροχοδρομικού μέσου.

$$N_{design} = 2 \cdot N_C = 2 \cdot (2 \cdot 10^6 \text{ κύκλους}) = 4 \cdot 10^6 \text{ κύκλους} < N_L = 100 \cdot 10^6 = 10^2 \cdot 10^6 = 10^8 \text{ κύκλους} \rightarrow m = 5$$

-Επομένως, το καινούριο εύρος τάσεων που θα θεωρηθεί ως η αντοχή αναφοράς σε κόπωση για τον έλεγχο έναντι κόπωσης, $\Delta\sigma_{Design}$, θα είναι:

$$\Delta\tau_2 = \frac{\Delta\tau_1}{\left(\frac{N_2}{N_1}\right)^{1/m}} \Leftrightarrow \Delta\tau_{Design} = \frac{\Delta\tau_C}{\left(\frac{N_{design}}{N_C}\right)^{1/m}} \Leftrightarrow \Delta\tau_{Design} = \frac{\Delta\tau_C}{\left(\frac{2 \cdot N_C}{N_C}\right)^{1/5}} \Leftrightarrow \Delta\tau_{Design} = \frac{\Delta\tau_C}{(2)^{1/5}} \quad (24.20)$$

Γ. Ισοδύναμα εύρη αναφοράς

25. Προσδιορισμός εύρους ορθών τάσεων αναφοράς $|\sigma_{max,f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}|$ από την ανάλυση του Sofistik
-Για κάθε step load υπολογίζονται οι τάσεις από το λογισμικό και αποθηκεύονται σε μία περιβάλλουσα.

26. Προσδιορισμός εύρους διατμητικών τάσεων αναφοράς $|\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}|$
-Για τις διαδοκίδες και τον ελκυστήρα που έχουν κορμούς θα προκύπτει ως:

$$|\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| = |V_{max,f,Ed} - V_{min,f,Ed}| / (h_w \cdot t_w) \quad (24.21)$$

27. Ισοδύναμα εύρη τάσεων

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \Delta\varphi_{fat} \cdot |\sigma_{max,f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}| \quad (24.22)$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda \cdot \Delta\varphi_{fat} \cdot |\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| \quad (24.23)$$

Α. Συντελεστές ασφαλείας

28. Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας σε κόπωση, $\gamma_{Mf,a}$

-Λαμβάνεται συντηρητικά για όλα τα μέλη για «ασφάλεια ζωής» και «συνέπειες αστοχίας: μεγάλες» και άρα:

$$\gamma_{Mf,a} = 1,35$$

Ε. Τελικοί έλεγχοι

29. Έλεγχος εύρους ορθών τάσεων

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\gamma_{Mf,a} \cdot \Delta\sigma_C} \leq 1 \quad (24.24)$$

30. Έλεγχος εύρους διατμητικών τάσεων

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\gamma_{Mf,a} \cdot \Delta\tau_C} \leq 1 \quad (24.25)$$

31. Έλεγχος αλληλεπίδρασης εύρους διαμήκων διατμητικών τάσεων και ορθών τάσεων.

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\gamma_{Mf,a} \cdot \Delta\sigma_C} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\gamma_{Mf,a} \cdot \Delta\tau_C} \right)^5 \leq 1 \quad (24.26)$$

όπου:

γ_{Ff} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας δράσεων κόπωσης. Λαμβάνεται $\gamma_{Ff} = 1$

24.3.1 Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα διαδοκίδας

-Οι τάσεις των διαδοκίδων για τη φόρτιση της κόπωσης θα υπολογίζονται με χρήση των βραχυχρόνιων χαρακτηριστικών της σύμμικτης διατομής (δηλ. για υπολογισμούς με τον συντελεστή n_0). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η φόρτιση κόπωσης αποτελεί στην ουσία ένα φορτίο κυκλοφορίας, και επομένως δεν επηρεάζεται από τον ερπυσμό του σκυροδέματος.

Έλεγχος δομικού χάλυβα κάτω πέλματος διαδοκίδας

•Κατηγορία λεπτομέρειας κάτω πέλματος

-Το κάτω πέλμα ελέγχεται για εύρος ορθών τάσεων $\Delta\sigma$.

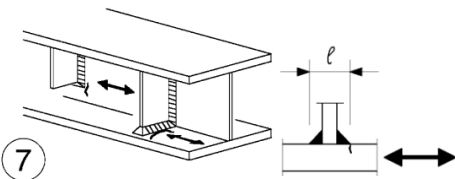
-Λεπτομέρεια 1: Η διατομή των διαδοκίδων είναι συγκολλητή. Η συγκόλληση μεταξύ πέλματος και κορμού αποτελεί αμφίπλευρη εξωραφή (*fillet weld carried out of both sides*) και θεωρείται ως αυτόματη (*automatic*) και όχι χειροποίητη (*manual*). Η διαδικασία της συγκόλλησης θεωρείται ότι θα γίνει με ενδιάμεσες στάσεις (*stop/start positions*). Επομένως, με βάση τη Λεπτομέρεια 3 του Πίνακα 8.2 του EN 1993-1-9:2005 η κατηγορία λεπτομέρειας θα είναι η 112.

-Λεπτομέρεια 2: Ωστόσο, στο κάτω πέλμα της διαδοκίδας θα συγκολλούνται εγκάρσιες κατακόρυφες νευρώσεις οι οποίες επιλέγεται να συγκολλούνται αμφίπλευρα στον κορμό (άρα με βάση αντίστοιχη σημείωση στον κανονισμό δεν απαιτείται ο υπολογισμός των $\Delta\sigma$ με βάση τις κύριες τάσεις). Λόγω της συγκόλλησης των νευρώσεων στο κάτω πέλμα η κατηγορία λεπτομέρειας με βάση τη Λεπτομέρεια 7 του Πίνακα 8.4 του EN 1993-1-9:2005 λαμβάνεται για το κάτω πέλμα ως η 80.

Table 24-8: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για τις συγκολλητές διατομές διπλού-ταυ των διαδοκίδων – κάτω πέλμα (απόσπασμα από Πίνακα 8.2 του EN 1993-1-9:2005)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
112		3) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές ή εξωραφές με ενδιάμεσες στάσεις	[-]

Table 24-9: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για τις συγκολλητές διατομές διπλού-ταυ των διαδοκίδων – κάτω πέλμα (απόσπασμα από Πίνακα 8.4 του EN 1993-1-9:2005)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
80 $l \leq 50mm$		Εγκάρσια προσαρτήματα 7) Κατακόρυφες ενισχύσεις συγκολλούμενες σε ελατή συγκολλητή δοκό.	7) Τα άκρα της ραφής θα πρέπει να λειαίνονται προσεκτικά για την εξάλειψη κάθε πιθανής εγχοπής 7) Η $\Delta\sigma$ θα υπολογίζεται βάσει των κυρίων τάσεων αν η ενίσχυση σταματά μονόπλευρα στον κορμό. βλ. σχήμα αριστερά

-Εν τέλει επειδή η 80 είναι πιο κρίσιμη από την 112 (ως μικρότερη τιμή) θα λαμβάνεται και ως η τελική κατηγορία λεπτομέρειας για τον έλεγχο κόπωσης του κάτω πέλματος.

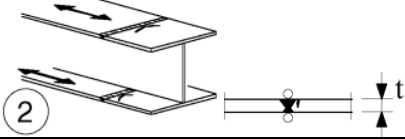
-Επομένως, η τιμή αναφοράς σε αντοχή σε κόπωση για εύρος ορθών τάσεων θα είναι:

$$\Delta\sigma_c = \text{κατηγορία λεπτομέρειας} \Leftrightarrow \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{(2)^{1/3}} = \frac{80 \text{ MPa}}{(2)^{1/3}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = 63,5 \text{ MPa}$$

-Λεπτομέρεια 3: Αποκατάσταση συνέχειας: Οι διαδοκίδες της μελετώμενης γέφυρας έχουν μεγάλα μήκη, ήτοι 31m, και άρα είναι αδύνατον τα μέλη τους να προκύψουν ως ενιαία ελάσματα από το εργοστάσιο. Επομένως, θα απαιτείται αποκατάσταση συνέχειας. Για την αποκατάσταση συνέχειας στη γεφυροποιία καλύτερα να αποφεύγονται κοχλιωτές συνδέσεις, και να γίνονται με συγκόλληση. Επομένως, και για την εξασφάλιση επαρκούς αντοχής, η αποκατάσταση της συνέχειας γίνεται με αμφίπλευρη εσωραφή πλήρους διεύθυνσης.

Οι αποκαταστάσεις συνέχειας των πέλματων στα τελικά μήκη γίνονται πριν από τη συναρμολόγηση της συγκολλητής διατομής, με την κατάλληλη επεξεργασία, ώστε να προκύψει η λεπτομέρεια κατηγορίας 112 (Λεπτ. 2, Πιν. 8.3 EN 1993-1-9:2005). Επίσης, αποφεύγονται και οι οπές συναρμογής στον κορμό.

Table 24-10: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για την αποκατάσταση συνέχειας των συγκολλητών διατομών διπλού-ταυ των διαδοκίδων (απόσπασμα από Πίνακα 8.3 του EN 1993-1-9:2005)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
•112 •Επιρροή κλίμακας $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2}$		2) Επεκτάσεις κορμών και πελμάτων σε δοκούς προ της συναρμολόγησης.	-Αμφίπλευρη συγκόλληση κ.α.

$$\Delta\sigma_c = \text{κατηγορία λεπτομέρειας} \Leftrightarrow \Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{(2)^{1/3}} = \frac{112 \text{ MPa}}{(2)^{1/3}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = 88,89 \text{ MPa}$$

$$k_{s, fu} = \left(\frac{25}{t_{fo}}\right)^{0,2} = \left(\frac{25}{55\text{mm}}\right)^{0,2} = 0,85 \rightarrow \Delta\sigma_{Design}^* = k_{s, fu} \cdot \Delta\sigma_{Design} = 0,85 \cdot 88,89 \text{ MPa} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design}^* = 75,5 \text{ MPa}$$

-Ομοίως, για την 2^η και 3^η διαδοκίδα είναι $k_{s, fu} = 0,8$ και $\Delta\sigma_{Design}^* = 73,5 \text{ MPa}$.

-Γενικά, είναι δύσκολο να προδιαγραφεί σε μια μελέτη η ακριβής θέση συγκόλλησης της αποκατάστασης συνέχειας. Επομένως, συντηρητικά ο έλεγχος με $\Delta\sigma_{Design}^*$ θα μπορούσε να γίνει για κάθε θέση της διαδοκίδας, έχοντας πάντα στο μυαλό ότι λόγω του μεγάλου μήκους της διαδοκίδας, ίσως να μην αρκεί μόνο μία αποκατάσταση συνέχειας στην περιοχή του μέσου του ανοίγματος της διαδοκίδας, αλλά να χρειαστεί και σε άλλες. Καθώς όμως ισχύει ότι: $\Delta\sigma_{Design}^* = 75,5 \text{ MPa} > \Delta\sigma_{Design} = 63,5 \text{ MPa}$, ο έλεγχος αυτός καλύπτεται από πριν.

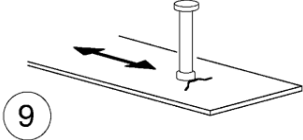
Έλεγχος δομικού γάλυβα άνω πέλματος διαδοκίδας

•Κατηγορία λεπτομέρειας άνω πέλματος

-Το άνω πέλμα ελέγχεται για εύρος ορθών τάσεων $\Delta\sigma$.

-Γενικώς, για το άνω πέλμα της συγκολλητής διατομής της διαδοκίδας ισχύουν τα ίδια με το κάτω πέλμα. Ωστόσο, επειδή στο άνω πέλμα συγκολλούνται διατμητικοί ήλοι θα πρέπει να λαμβάνεται η Λεπτομέρεια 9 του Πίνακα 8.4 του EN 1993-1-9:2005 η οποία αντιστοιχεί σε κατηγορία λεπτομέρειας 80. Με βάση την [1] στην περίπτωση συγκόλλησης διατμητικών ήλων στο άνω πέλμα η Λεπτομέρεια 9 θα λαμβάνεται πάντα για την εύρεση της κατηγορίας λεπτομέρειας του άνω πέλματος ανεξάρτητα από τα χαρακτηριστικά της συγκόλλησης κορμού-πέλματος ή της ύπαρξης εγκάρσιων κατακόρυφων νευρώσεων.

Table 24-11: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για τις συγκολλητές διατομές διπλού-ταυ των διαδοκίδων – άνω πέλμα (απόσπασμα από Πίνακα 8.4 του EN 1993-1-9:2005)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
80		9) Επίδραση διατμητικών ήλων στο βασικό υλικό	[-]

-Επομένως, η τιμή αναφοράς σε αντοχή σε κόπωση για εύρος ορθών τάσεων θα είναι:

$$\Delta\sigma_c = \text{κατηγορία λεπτομέρειας} \Leftrightarrow \Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{(2)^{1/3}} = \frac{80 \text{ MPa}}{(2)^{1/3}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = 63,5 \text{ MPa}$$

-Επίσης, ελέγχοντας και την αποκατάσταση συνέχειας του κάτω πέλματος ισχύει ότι:

$$k_{s, fo} = \left(\frac{25}{t_{fo}}\right)^{0,2} = \left(\frac{25}{30\text{mm}}\right)^{0,2} = 0,96 \rightarrow \Delta\sigma_{Design}^* = k_{s, fo} \cdot \Delta\sigma_{Design} = 0,96 \cdot 88,89 \text{ MPa} = 85,71 \text{ MPa}$$

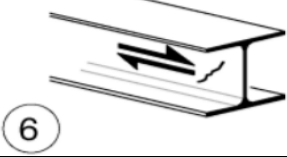
Έλεγχος δομικού γάλυβα κορμού διαδοκίδας

•Κατηγορία λεπτομέρειας κορμού

-Ο κορμός ελέγχεται για εύρος διατμητικών τάσεων $\Delta\tau$.

-Ο πίνακας που αναφέρεται σε συγκολλητές διατομές δεν απεικονίζει σε κανένα σχήμα λεπτομέρεια διατμητικές τάσεις. Γι' αυτό, όπως και στην [1], θα γίνει χρήση της λεπτομέρειας που αναφέρεται σε ελατές διατομές. Η κατηγορία λεπτομέρειας προκύπτει από τη Λεπτομέρεια 6 του Πίνακα 8.1 του EN1993-1-9:2005, η οποία αντιστοιχεί σε τιμή 100.

Table 24-12: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους διατμητικών τάσεων που θεωρείται ότι ισχύει και για τις συγκολλητές διατομές διπλού-των των διαδοκίδων – κορμός (απόσπασμα από Πίνακα 8.1 του EN 1993-1-9:2005)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
100 m=5		6) Ελατά και πρεσαριστά προϊόντα όπως και στις λεπτομέρειες 1), 2), 3). *Με βάση την [1] θεωρείται ότι ισχύει και για συγκολλητές διατομές	6) Η $\Delta\tau$ υπολογίζεται από: $\Delta\tau = \frac{V \cdot S(\xi)}{I \cdot t}$

-Επομένως, η τιμή αναφοράς σε αντοχή σε κόπωση για εύρος διατμητικών τάσεων θα είναι:

$$\Delta\tau_c = \text{κατηγορία λεπτομέρειας} \Leftrightarrow \Delta\tau_c = 100 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\tau_{Design} = \frac{\Delta\tau_c}{(2)^{1/5}} = \frac{100 \text{ MPa}}{(2)^{1/5}} = 87,06 \text{ MPa}$$

Έλεγχος εύρους ορθών τάσεων διαδοκίδας

Εν τέλει, ελέγχεται ο δομικός χάλυβας για την πιο κρίσιμη από τις προαναφερθέντες λεπτομέρειες κατηγορίας, που είναι η $\Delta\sigma_{Design} = 63,5 \text{ MPa}$. Τα αποτελέσματα δίνονται για δύο Stress Points που δημιουργούνται στο λογισμικό, στην άνω ίνα της σιδηροδοκού (S_AO) και στην κάτω ίνα της σιδηροδοκού (S_AU).

•Αποτελέσματα ελέγχου εύρους ορθών τάσεων με τον τρόπο Α. εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$

Table 24-13: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 2 Stress Points της διαδοκίδας με τον τρόπο Α εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$. Δίνονται οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης για τις 3 πρώτες διαδοκίδες που επηρεάζονται από τον $\Delta\phi_{fat}$ και για τις ενδιάμεσες.

Stress Point	NR	X	$\Delta\phi_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Design}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	m	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
S_AO	40003	0	1,3	-4,23	0,41	4,64	2,63	15,86	63,50	1,35	47,03	33,73%
S_AO	50003	3	1,3	-3,38	0,09	3,47	2,63	11,86	63,50	1,35	47,03	25,22%
S_AO	50011	6	1,3	-3,40	0,04	3,44	2,63	11,76	63,50	1,35	47,03	25,01%
S_AO	50099	39	1	-3,16	0,00	3,16	2,63	8,31	63,50	1,35	47,03	17,67%
S_AU	40003	0	1,3	0,00	12,35	12,35	2,63	42,22	63,50	1,35	47,03	89,77%
S_AU	50003	3	1,3	0,00	12,85	12,85	2,63	43,93	63,50	1,35	47,03	93,41%
S_AU	50011	6	1,3	-0,05	12,90	12,95	2,63	44,28	63,50	1,35	47,03	94,14%
S_AU	50107	42	1	-0,02	16,30	16,32	2,63	42,92	63,50	1,35	47,03	91,26%

•Αποτελέσματα ελέγχου εύρους ορθών τάσεων με τον τρόπο Β. εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$

Table 24-14: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 2 Stress Points της διαδοκίδας με τον τρόπο Β εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$. Δίνονται οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης για τις 3 πρώτες διαδοκίδες που επηρεάζονται από τον $\Delta\phi_{fat}$ και για τις ενδιάμεσες.

Stress Point	NR	X	$\Delta\phi_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Design}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	m	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
S_AO	40003	0	1	-5,22	0,43	5,65	2,63	14,86	63,50	1,35	47,03	31,59%
S_AO	50003	3	1	-3,77	0,08	3,85	2,63	10,13	63,50	1,35	47,03	21,53%
S_AO	50011	6	1	-3,36	0,02	3,38	2,63	8,89	63,50	1,35	47,03	18,90%
S_AO	50163	63	1	-3,09	0,00	3,09	2,63	8,13	63,50	1,35	47,03	17,28%
S_AU	40003	0	1	0,00	15,22	15,22	2,63	40,03	63,50	1,35	47,03	85,11%
S_AU	50003	3	1	0,00	14,33	14,33	2,63	37,69	63,50	1,35	47,03	80,13%
S_AU	50011	6	1	-0,05	12,74	12,79	2,63	33,64	63,50	1,35	47,03	71,52%
S_AU	50363	138	1	-0,02	15,95	15,97	2,63	42,00	63,50	1,35	47,03	89,30%

•Αποτελέσματα ελέγχου εύρους ορθών τάσεων με τον τρόπο Γ. εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$

Table 24-15: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 2 Stress Points της διαδοκίδας με τον τρόπο Γ εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$. Δίνονται οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης για τις 3 πρώτες διαδοκίδες που επηρεάζονται από τον $\Delta\phi_{fat}$ και για τις ενδιάμεσες.

Stress Point	NR	X	$\Delta\phi_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Design}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	m	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
S_AO	40003	0	1	-5,51	0,41	5,92	2,63	15,57	63,50	1,35	47,03	33,10%
S_AO	50003	3	1	-4,40	0,09	4,49	2,63	11,81	63,50	1,35	47,03	25,11%
S_AO	50011	6	1	-4,21	0,04	4,25	2,63	11,18	63,50	1,35	47,03	23,76%
S_AO	50099	39	1	-3,16	0,00	3,16	2,63	8,31	63,50	1,35	47,03	17,67%
S_AU	40003	0	1	0,00	16,04	16,04	2,63	42,19	63,50	1,35	47,03	89,69%
S_AU	50003	3	1	0,00	16,70	16,70	2,63	43,92	63,50	1,35	47,03	93,38%
S_AU	50011	6	1	-0,05	15,90	15,95	2,63	41,95	63,50	1,35	47,03	89,19%
S_AU	50107	42	1	-0,02	16,30	16,32	2,63	42,92	63,50	1,35	47,03	91,26%

•Σύγκριση αποτελεσμάτων ελέγχου εύρους ορθών τάσεων για τις 3 πρώτες διαδοκίδες

Με βάση τα αποτελέσματα προκύπτει ότι η επιλογή της αύξησης των διατομών ειδικότερα της 3^{ης} διαδοκίδας είναι αρκετά συντηρητική, αφού η διαφορά του βαθμού εκμετάλλευσης του έλεγχου κόπωσης μεταξύ απλοποιητικής και συντηρητικής μεθόδου αγγίζει το 20%.

Table 24-16: Σύγκριση αποτελεσμάτων βάσει των διαφορετικών τρόπων εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$.

Θέση διαδοκίδας		A' τρόπος	B' τρόπος	Γ' τρόπος		A τρόπος	B' τρόπος	Γ' τρόπος
X=0m	S_AU	88,47%	85,11%	88,40%	S_AO	33,44%	31,59%	32,77%
X=3m	S_AU	91,23%	80,13%	91,20%	S_AO	24,57%	21,53%	24,49%
X=6m	S_AU	91,96%	71,52%	87,29%	S_AO	24,35%	18,90%	23,15%

Για τους υπόλοιπους ελέγχους χρησιμοποιείται ο τρόπος A. βάσει της προηγούμενης ένδειξης.

•Αποτελέσματα ελέγχου εύρους διατμητικών τάσεων μόνο με τον τρόπο A. εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$

Γενικά ο έλεγχος του εύρους των διατμητικών τάσεων δεν είναι κρίσιμος. Για λόγους πληρότητας παρουσιάζεται ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης με τον τρόπο A.

Table 24-17: Αποτελέσματα εύρους διατμητικών τάσεων με τον τρόπο A. εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$

NR	X	$\Delta\phi_{fat}$	$V_{max,f,Ed}$	$V_{min,f,Ed}$	$ V_{max,f,Ed} - V_{min,f,Ed} $	$h_w * t_w$	$ \tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed} $	λ	$\Delta\tau_{E2}$	$\Delta\tau_{Design}$	$\gamma_{Mf,a}$	$\Delta\tau_d/\gamma_{Mf,a}$	$\Delta\tau_{E2}/(\Delta\tau_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	m	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	cm ²	MPa	[-]	MPa	MPa	[-]	MPa	[-]
40001	0	1,3	115,81	0	115,81	285	4,06	2,63	13,91	87,06	1,35	64,49	21,57%
50001	3	1,3	160,61	0	160,61	282	5,70	2,63	19,50	87,06	1,35	64,49	30,24%
50009	6	1,3	162,58	0	162,58	282	5,77	2,63	19,74	87,06	1,35	64,49	30,61%
50073	30	1	163,94	0	163,94	285	5,75	2,63	15,15	87,06	1,35	64,49	23,49%

•Αποτελέσματα ελέγχου αλληλεπίδρασης μόνο με τον τρόπο A. εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$

Ο έλεγχος παρουσιάζεται συντηρητικά για τα εύρη ορθών τάσεων στην κάτω ίνα της σιδηροδοκού, αντί για τη συμβολή κορμού-πέλματος.

Table 24-18: Αποτελέσματα ελέγχου αλληλεπίδρασης με τον τρόπο A. εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$

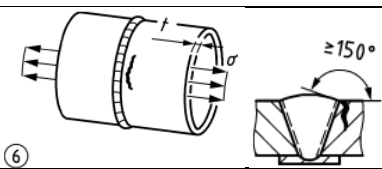
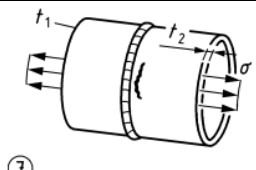
Θέση διαδοκίδας	Stress Point	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\tau_{E2}/(\Delta\tau_d/\gamma_{Mf,a})$	$\{\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})\}^3$	$\{\Delta\tau_{E2}/(\Delta\tau_d/\gamma_{Mf,a})\}^5$	Αλληλ.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
X=0m	S_AU	89,77%	21,57%	72,35%	0,05%	72,40%
X=3m	S_AU	93,41%	30,24%	81,50%	0,25%	81,75%
X=6m	S_AU	94,14%	30,61%	83,42%	0,27%	83,69%
IF 6m<X<144m	S_AU	91,26%	23,49%	76,00%	0,07%	76,07%

24.3.2 Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα τόξου

•Κατηγορία λεπτομέρειας για αποκατάσταση συνέχειας τόξου

Για διατομές CHS το υφιστάμενο EN 1993-1-9:2005 δίνει κατασκευαστικές λεπτομέρειες μόνο για πάχη $t \leq 12,5mm$. Στο prEN 1993-1-9:2023 παρέχονται πλέον λεπτομέρειες και για πάχη $20mm \leq t \leq 60mm$. Γίνεται η θεώρηση ότι μπορεί να εφαρμοσθούν και για τη συγκεκριμένη γέφυρα με $t > 60mm$. Σημειώνεται ότι για αυτήν τη λεπτομέρεια αντί για την παράμετρο $m_1 = 3$ που αφορά την κλίση του πρώτου κλάδου της καμπύλης κοπώσεως S-N, ισχύει $m_1 = 5$, που οδηγεί σε ευμενέστερες τιμές του $\Delta\sigma_{Design}$.

Table 24-19: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων που θεωρείται ότι ισχύει για τις CHS διατομές του τόξου (απόσπασμα από Πίνακα 10.7 του prEN 1993-1-9:2023)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή
71 $m_1 = 5$		6) Ενώσεις διατομών CHS συγκολλούμενες πλάτη με πλάτη μέσω εσωραφών $flank\ angle \geq 150^\circ$ $20mm \leq t \leq 60mm$
71 $m_1 = 5$		7) Ενώσεις διατομών CHS συγκολλούμενες πλάτη με πλάτη μέσω εσωραφών με διαφορετικά πάχη. Η εσωραφή είναι μονόπλευρη. $flank\ angle \geq 150^\circ$ $20mm \leq t \leq 60mm$ $\frac{t_2}{t_1} > 0,6$

-Επομένως, η τιμή αναφοράς σε αντοχή σε κόπωση για εύρος ορθών τάσεων θα είναι:

$$\Delta\sigma_c = \text{κατηγορία λεπτομέρειας} \Leftrightarrow \Delta\sigma_c = 71\text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{(2)^{1/5}} = \frac{71\text{ MPa}}{(2)^{1/5}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = 61,81\text{ MPa}$$

•Κατηγορία λεπτομέρειας για κόμβο με μέλη δικτύωσης

Το EN 1993-1-9:2005 και το prEN 1993-1-9:2023 δίνουν κατηγορίες λεπτομέρειας για σύνδεσης τύπου K ή N με διάκενο ή υπερκάλυψη για διατομές CHS ή RHS. Η μελετώμενη γέφυρα με δικτύωση με χιαστί και οριζόντια μέλη οδηγεί στη δημιουργία κόμβων τύπου KT στην πλειοψηφία, εκτός από τους κόμβους τύπου N στην αρχή και στο πέρας. Κρίνεται ότι οι KT μπορεί να αντιμετωπιστούν ως κατηγορία λεπτομέρειας N. Επίσης, με έναν οπτικό έλεγχο στην τρισδιάστατη απεικόνιση του λογισμικού προκύπτει ότι (τουλάχιστον) μια αρχική μόρφωση της σύνδεσης θα είναι με υπερκάλυψη. Υπογραμμίζεται ότι η χρήση των κατηγοριών λεπτομέρειας αυτών αποτελεί παραδοχή της εργασίας, καθώς δεν ισχύουν οι (γεωμετρικές) απαιτήσεις (π.χ. $d_0 \leq 300mm$ κλπ.).

Table 24-20: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων που θεωρείται ότι ισχύει για τους κόμβους σύνδεσης της CHS διατομής του τόξου με τις CHS διατομές των μελών δικτύωσης των τόξων για περίπτωση κόμβου με διάκενο (απόσπασμα από Πίνακα 8.7 του EN 1993-1-9:2005)

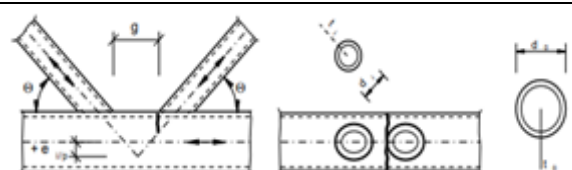

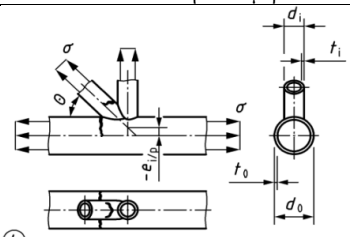
Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
90 $m_1 = 5$		4) Ενώσεις με διάκενο – τύπου K και N –πέλματος CHS με εγκάρσια μέλη από CHS.	Βλ. EN
45 $m_1 = 5$			

Table 24-21: Συγκριτικά οι κατηγορίες λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για κόμβους σύνδεσης με διάκενο πελμάτων διατομής CHS με εγκάρσια μέλη διατομών CHS – όπως δίνονται στο EN 1993-1-9:2005 και prEN 1993-1-9:2023.

EN 1993-1-9:2005		prEN 1993-1-9:2023			
$\frac{t_0}{t_i} \geq 2$	$\frac{t_0}{t_i} = 1$	$\frac{t_i}{t_0} \leq 0,5$	$0,5 \leq \frac{t_i}{t_0} \leq 0,7$	$0,5 \leq \frac{t_i}{t_0} \leq 0,7$	$0,7 \leq \frac{t_i}{t_0} \leq 1$
Για κάθε t_0 and t_i	Για κάθε t_0 and t_i	Για κάθε t_0 and t_i	$t_0 \leq 10mm$	$t_0 > 10mm$	Για κάθε t_0 and t_i
90	45	90	71	63	36
$m_1 = 5$	$m_1 = 5$	$m_1 = 5$	$m_1 = 5$	$m_1 = 5$	$m_1 = 5$

Table 24-22: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων που θεωρείται ότι ισχύει για τους κόμβους σύνδεσης της CHS διατομής του τόξου με τις CHS διατομές των μελών δικτύωσης των τόξων (απόσπασμα από Πίνακα 10.8 του prEN 1993-1-9:2023)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
71 $m_1 = 5$	$\frac{t_0}{t_i} \geq 1,4$ ή $\frac{t_i}{t_0} \leq 0,7$ 	4) Ενώσεις με υπερκάλυψη – τύπου K - πέλματος CHS με εγκάρσια μέλη (οριζόντιο και διαγώνιο από CHS)	Βλ. EN
50 $m_1 = 5$	$\frac{t_0}{t_i} = 1$		

Για τις διατομές της γέφυρας ισχύει ότι $t_0/t_i \geq 2$ και $t_i/t_0 \leq 0,5$. Επομένως, αν η σύνδεση ληφθεί με διάκενο θα είναι κατηγορία λεπτομέρειας 90, ενώ αν ληφθεί με υπερκάλυψη (που είναι και πιο ορθό) θα είναι κατηγορία λεπτομέρειας 71 και $m_1 = 5$. Επομένως:

$$\Delta\sigma_c = \text{κατηγορία λεπτομέρειας} \Leftrightarrow \Delta\sigma_c = 71 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{(2)^{1/5}} = \frac{71 \text{ MPa}}{(2)^{1/5}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = 61,81 \text{ MPa}$$

•Αποτελέσματα ελέγχου εύρους ορθών τάσεων με τον τρόπο A. εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$
Συντηρητικά ελέγχονται όλες οι διατομές του τόξου με το $\Delta\sigma_{Design} = 61,81 \text{ MPa}$.

Table 24-23: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 4 Stress Points της διατομής του τόξου

Stress Point	NR	X	$\Delta\phi_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Design}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	m	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
Z+	10032	31	1	-4,79	5,42	10,21	2	20,42	61,81	1,35	45,79	44,60%
Z-	10039	39	1	-6,98	2,57	9,55	2	19,10	61,81	1,35	45,79	41,72%
Y+	10144	144	1,3	-4,66	0,00	4,66	2	12,12	61,81	1,35	45,79	26,46%
Y-	10300	150	1,3	0,00	2,93	2,93	2	7,62	61,81	1,35	45,79	16,64%

•Κατηγορία λεπτομέρειας για ενδεχόμενη σύνδεση τόξου με ελκυστήρα

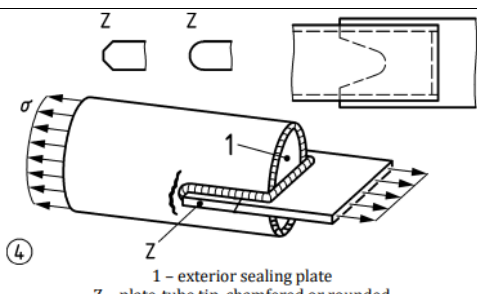
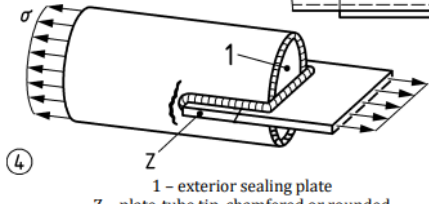
Η σύνδεση μεταξύ του τόξου και του ελκυστήρα αποτελεί ένα από τα πιο δύσκολα σημεία της μελετώμενης γέφυρας. Ο κόμβος θα πρέπει να έχει αρκετή στιβαρότητα και αντοχή, ώστε να μπορέσει να θεωρηθεί ως σύνδεση μεταφοράς ροπής, και επομένως να ισχύουν οι παραδοχές της ανάλυσης. Ενδεικτικά, η σύνδεση της μελετώμενης γέφυρας θα ακολουθήσει τη μορφή της αντίστοιχης σύνδεσης της σιδηροδρομικής γέφυρας Εκκάρας (γέφυρα τόξου-ελκυστήρα), η οποία απεικονίζεται στο Figure 24.4. Η σύνδεση αποτελεί παράδειγμα σύνδεσης διατομής τόξου τύπου CHS με ελκυστήρα κιβωτιοειδούς διατομής μέσω λεπίδων σύνδεσης και σχισμής στο τόξο.



Figure 24.4: Παράδειγμα σύνδεσης διατομής τόξου τύπου CHS με ελκυστήρα κιβωτιοειδούς διατομής μέσω λεπίδων σύνδεσης και σχισμής στο τόξο στη σιδηροδρομική γέφυρα Εκκάρας. (από [55])

Κατηγορία λεπτομέρειας που μπορεί να ερμηνευτεί ότι αντιστοιχεί στη σύνδεση του Figure 24.4 δίνεται στο prEN 1993-1-9:2023. Παρά το γεγονός ότι στη σύνδεση θα γίνουν περισσότερες από μία σχισμές και θα συγκολληθούν περισσότερες λεπίδες σύνδεσης, γίνεται η παραδοχή ότι ισχύει η απεικονιζόμενη λεπτομέρεια κατασκευής του Table 24-24.

Table 24-24: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων που θεωρείται ότι ισχύει για τις CHS διατομές του τόξου για την περίπτωση σύνδεσης τόξου ελκυστήρα (απόσπασμα από Πίνακα 10.7 του prEN 1993-1-9:2023)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή
50		4) Σύνδεση διατομής CHS σε λεπίδα με σχισμή στη διατομή CHS. Η λεπίδα μπορεί να έχει ημικυκλικό σχήμα ή σχήμα με γωνίες. Εξωτερική πλάκα σφράγισης για προστασία από διάβρωση συγκολλημένη με εσωραφή.
36		4) Όπως στα προαναφερθέντα, αλλά μέσω εσωραφών

-Συντηρητικά θα ελεγχθεί η κατηγορία λεπτομέρειας 36. Η τιμή αναφοράς σε αντοχή σε κόπωση για εύρος ορθών τάσεων θα είναι:

$$\Delta\sigma_c = \text{κατηγορία λεπτομέρειας} \Leftrightarrow \Delta\sigma_c = 36 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{(2)^{1/3}} = \frac{36 \text{ MPa}}{(2)^{1/3}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = 28,57 \text{ MPa}$$

•Αποτελέσματα ελέγχου εύρους ορθών τάσεων για την περιοχή σύνδεσης τόξου - ελκυστήρα με τον τρόπο Α. εφαρμογής του $\Delta\sigma_{fat}$

Τα αποτελέσματα των ορθών τάσεων θα αφορούν τις διατομές της εγγύτερης περιοχής της σύνδεσης τόξου-ελκυστήρα, και συγκεκριμένα επιλέγεται να ελεγχθούν οι τάσεις του τόξου μέχρι και μια απόσταση $X=3\text{m}$ κατά τη διαμήκη έννοια.

Table 24-25: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 4 Stress Points της διατομής του τόξου για τις περιοχές της σύνδεσης του τόξου με τον ελκυστήρα.

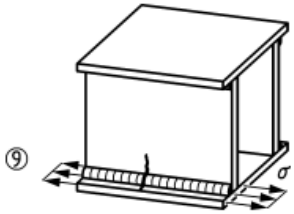
Stress Point	NR	X	$\Delta\sigma_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Design}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	m	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
Z+	10003	3	1,3	-0,40	1,95	2,35	2	6,11	28,57	1,35	21,16	28,87%
Z-	10001	0	1,3	-3,18	0,00	3,18	2	8,27	28,57	1,35	21,16	39,07%
Y+	10004	3	1,3	-4,39	0,01	4,40	2,00	11,44	28,57	1,35	21,16	54,06%
Y-	10004	3	1,3	-0,08	2,16	2,24	2	5,82	28,57	1,35	21,16	27,52%

24.3.3 Έλεγχος κόπωσης δομικού χάλυβα ελκυστήρα

•Κατηγορία λεπτομέρειας συγκόλλησης πελμάτων με κορμούς

Θα μπορούσε να ληφθεί η ίδια περίπτωση με τη διατομή της διαδοκίδας, δηλ. αμφίπλευρες εξωραφές ή να εξεταστεί μια πιο δυσμενής περίπτωση, που είναι ειδική περίπτωση για κιβωτιοειδής διατομές με συγκόλληση μέσω μονόπλευρης εξωραφής. Η λεπτομέρεια αυτή είναι κατηγορίας 100.

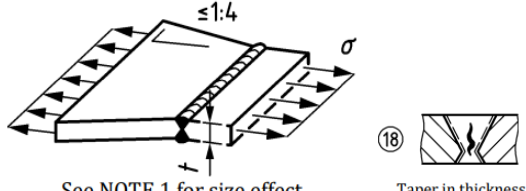
Table 24-26: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για τη συγκόλληση κορμών-πελμάτων της κιβωτιοειδούς διατομής του ελκυστήρα (απόσπασμα από Πίνακα 10.3 του prEN 1993-1-9:2023)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
100		9) Ειδικά για κιβωτιοειδείς διατομές. Αυτόματες ή πλήρως μηχανοποιημένες ή χειροποίητες μονόπλευρες εσωραφές ή εξωραφές	Καμία

•Κατηγορία λεπτομέρειας για τη μεταβολή του πλάτους των ελασμάτων του άνω και κάτω πέλματος

Γενικά η σύνδεση ελασμάτων με διαφορετικό πλάτος γίνεται με κατάλληλη διαμόρφωση των μεγαλύτερων ελασμάτων στα άκρα τους, ώστε οι συνδεδεμένες διατομές να έχουν ακριβώς τις ίδιες διαστάσεις. Οι διαμορφώσεις αυτές γίνονται με ήπια κλίση (1:4 ή και μικρότερη). Εάν η συγκόλληση γίνει με αμφίπλευρη εγκάρσια εσωραφή άνευ υποθέματος ρίζας, τότε προκύπτει καλύτερη κατ. λεπτομέρεια, 112 ή 90 ανάλογα με το εάν έχει ή όχι κοιλότητα στη ραφή. Εάν χρησιμοποιηθεί υπόθεμα ρίζας, τότε προκύπτει χειρότερη κατηγορία, ήτοι 71 ή 50, κάτι το οποίο θα πρέπει να αποφευχθεί, διότι δυσχεραίνει αρκετά την ικανοποίηση του ελέγχου κόπωσης. Δεδομένου, ότι δεν θα χρησιμοποιηθεί υπόθεμα ρίζας, ελέγχεται η κατηγορία λεπτομέρειας 112.

Table 24-27: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για τη συγκόλληση πελμάτων μεταβλητού πλάτους της κιβωτιοειδούς διατομής του ελκυστήρα (απόσπασμα από Πίνακα 10.4 του prEN 1993-1-9:2023)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
112	 See NOTE 1 for size effect	18) Εγκάρσιες επεκτάσεις σε λεπίδες ή ελάσματα μεταβλητού πλάτους με κλίση $\leq 1/4$.	Βλ. EN.

$$k_{s, fu} = \left(\frac{25}{t_f}\right)^{0,2} = \left(\frac{25}{80\text{mm}}\right)^{0,2} = 0,79 \rightarrow \Delta\sigma_C^* = k_{s, fu} \cdot \Delta\sigma_C = 0,79 \cdot 112 \text{ MPa} = 88,48 \text{ MPa}$$

•Κατηγορία λεπτομέρειας για την αποκατάσταση συνέχειας

Σε όλο το μήκος του ελκυστήρα έχει επιλεγεί να μεταβάλλεται μόνον το πλάτος τις διατομής στα άκρα. Το ύψος της διατομής καθώς και όλα τα πάχη των ελασμάτων είναι σταθερά. Επομένως, μπορεί να θεωρηθεί ότι εξασφαλίζονται οι προϋποθέσεις για την ίδια ακριβώς «Λεπτομέρεια 3» που έχει δοθεί για την αποκατάσταση συνέχειας των διαδοκίδων. Επομένως, και πάλι πρόκειται για τη λεπτομέρεια 112.

$$k_{s, fu} = \left(\frac{25}{t_f}\right)^{0,2} = \left(\frac{25}{80\text{mm}}\right)^{0,2} = 0,79 \rightarrow \Delta\sigma_C^* = k_{s, fu} \cdot \Delta\sigma_C = 0,79 \cdot 112 \text{ MPa} = 88,48 \text{ MPa}$$

$$k_{s, w} = \left(\frac{25}{t_f}\right)^{0,2} = \left(\frac{25}{40\text{mm}}\right)^{0,2} = 0,91 \rightarrow \Delta\sigma_C^* = k_{s, w} \cdot \Delta\sigma_C = 0,91 \cdot 112 \text{ MPa} = 101,92 \text{ MPa}$$

•Κατηγορία λεπτομέρειας για τη συγκόλληση κατακόρυφων εγκάρσιων διαφραγμάτων

Θεωρείται ότι κανένα διάφραγμα δεν θα ξεπερνάει την $l \leq 50mm$, και άρα λαμβάνεται κατηγορία 80.

Table 24-28: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για τη συγκόλληση διαφραγμάτων στην κιβωτιοειδή διατομή του ελκυστήρα (απόσπασμα από Πίνακα 10.4 του prEN 1993-1-9:2023)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
-80 για $l \leq 50mm$ -71 για $50mm < l \leq 80mm$		10) Κιβωτιοειδής διατομή με διάφραγμα συγκολλούμενο στα πέλματα και ή στους κορμούς.	Βλ. EN.

•Κατηγορία λεπτομέρειας για τη συγκόλληση των ελασμάτων σύνδεσης άνω πέλματος με τους αναρτήρες

Θεωρείται ότι κανένα έλασμα δεν θα ξεπερνάει την $l \leq 50mm$, και άρα λαμβάνεται κατηγορία 80.

Table 24-29: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για τη συγκόλληση των ελασμάτων σύνδεσης με του αναρτήρες στις κιβωτιοειδείς διατομές του ελκυστήρα (απόσπασμα από Πίνακα 10.5 του prEN 1993-1-9:2023)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
-80 για $l \leq 50mm$ -71 για $50mm < l \leq 80mm$		7) Εγκάρσια προσαρτήματα συγκολλούμενα σε ελάσματα.	Βλ. EN.

•Τελική κατηγορία λεπτομέρειας για τον έλεγχο του ελκυστήρα

Βάσει των προηγούμενων η χειρότερη κατηγορία είναι η $\Delta\sigma_c^* = 80 MPa$. Για διπλούς κύκλους θα είναι:

$$\Delta\sigma_c = 80 MPa \rightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_c}{(2)^{1/3}} = \frac{80 MPa}{(2)^{1/3}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = 63,5 MPa$$

Table 24-30: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 8 Stress Points της διατομής του ελκυστήρα

Stress Point	NR	X	$\Delta\sigma_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Design}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	m	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
OL	20022	33	1	-12,27	4,95	17,22	1,88	32,37	63,5	1,35	47,04	68,83%
OR	20022	33	1	-8,49	5,92	14,41	1,88	27,09	63,5	1,35	47,04	57,59%
UL	20022	33	1	-4,22	9,49	13,71	1,88	25,77	63,5	1,35	47,04	54,80%
UR	20076	114	1	-3,30	13,80	17,1	1,88	32,15	63,5	1,35	47,04	68,35%
OM	20022	33	1	-10,38	5,41	15,79	1,88	29,69	63,5	1,35	47,04	63,11%
UM	20078	117	1	-3,92	11,30	15,22	1,88	28,61	63,5	1,35	47,04	60,83%
ML	20050	75	1	0,00	6,52	6,52	1,88	12,26	63,50	1,35	47,04	26,06%
MR	20103	3	1,3	0,00	4,63	4,63	1,88	11,32	63,5	1,35	47,04	24,06%

•Κατηγορία λεπτομέρειας για τη συγκόλληση των ελασμάτων σύνδεσης με τόξο

Ακολουθώντας την ίδια λογική με τη σύνδεση του Figure 24.4, θα ελεγχθούν οι περιοχές της αρχής και πέρατος με μικρότερη κατηγορία λεπτομέρειας λόγω των κατακόρυφων διαμήκων νευρώσεων. Για $l \geq 200mm$ ελέγχονται συντηρητικά και τα δύο πέλματα με κατηγορία 63.

Table 24-31: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους ορθών τάσεων για τη συγκόλληση πελμάτων μεταβλητού πλάτους της κιβωτιοειδούς διατομής του ελκυστήρα (απόσπασμα από Πίνακα 10.5 του prEN 1993-1-9:2023)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
-80 για $l \leq 50mm$ -71 για $50mm < l \leq 200mm$ -63 για $200mm \leq l$		2) Ελάσματα και πέλματα διατομών με διαμήκη προσαρτήματα συγκολλούμενα στην επιφάνειά τους.	Βλ. EN.

$$\Delta\sigma_C = 63 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_{Design} = \frac{\Delta\sigma_C}{(2)^{1/3}} = \frac{63 \text{ MPa}}{(2)^{1/3}} \Leftrightarrow \Delta\sigma_{Design} = 50 \text{ MPa}$$

Table 24-32: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 8 Stress Points της διατομής του ελκυστήρα στις ακραίες περιοχές.

Stress Point	NR	X	$\Delta\sigma_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Design}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	m	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
OL	20197	145,5	1	-3,72	7,09	10,81	1,88	26,42	50,00	1,35	37,04	71,33%
OR	20200	150	1	-6,43	2,72	9,15	1,88	17,20	50,00	1,35	37,04	46,45%
UL	20200	150	1	-1,12	6,90	8,02	1,88	15,08	50,00	1,35	37,04	40,71%
UR	20197	145,5	1	-5,10	4,08	9,18	1,88	22,44	50,00	1,35	37,04	60,58%
OM	20200	150	1	-6,24	4,70	10,94	1,88	20,57	50,00	1,35	37,04	55,53%
UM	20200	150	1	-2,87	6,70	9,57	1,88	17,99	50,00	1,35	37,04	48,58%
ML	20003	3	1,3	-2,59	0,00	2,59	1,88	6,33	50,00	1,35	37,04	17,09%
MR	20003	3	1,3	0,00	4,48	4,48	1,88	10,95	50,00	1,35	37,04	29,56%

24.3.4 Έλεγχος οριζόντιων μελών δικτύωσης τόξων

Για το εύρος ορθών τάσεων κρίσιμη είναι η κίνηση και των δύο οχημάτων όσο πιο κοντά γίνεται στα τόξα. Επίσης, για το εύρος διατμητικών τάσεων ελέγχθηκε η μέγιστη διατμητική και η ελάχιστη διατμητική τάση που προέκυψε από το λογισμικό για όλα τα οριζόντια μέλη. Τα αποτελέσματα ήταν αμελητέα (βαθμός εκμετάλλευσης $\approx 8\%$). Επομένως, δεν υπάρχει πρόβλημα εύρους διατμητικών τάσεων και ούτε τίθεται θέμα αλληλεπίδρασης ορθών τάσεων και διατμητικών. Η κατηγορία λεπτομέρειας είναι η ίδια με την περίπτωση που αναγράφεται για το τόξο – κόμβος με μέλη δικτύωσης.

Table 24-33: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 4 Stress Points της διατομής των οριζόντιων μελών δικτύωσης

Stress Point	NR	X	SL-L	$\Delta\sigma_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Des}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
Z+	70019	63	9,321	1	-3,69	6,45	10,14	2,51	25,44	61,81	1,35	45,79	55,57%
Z-	70017	51	10,998	1	-3,98	6,68	10,66	2,45	26,15	61,81	1,35	45,79	57,12%
Y+	70007	27	17,707	1	0,00	6,98	6,98	2,23	15,56	61,81	1,35	45,79	33,99%
Y-	70007	27	17,707	1	-6,87	0,00	6,87	2,23	15,32	61,81	1,35	45,79	33,46%

24.3.5 Έλεγχος χιαστί μελών δικτύωσης τόξων

Ισχύουν ακριβώς τα ίδια με την περίπτωση των οριζόντιων μελών δικτύωσης τόξων.

Table 24-34: Αποτελέσματα ελέγχου κόπωσης για τα 4 Stress Points της διατομής των χιαστί μελών δικτύωσης

Stress Point	NR	X	SL-L	$\Delta\sigma_{fat}$	σ_{min}	σ_{max}	$\Delta\sigma$	λ	$\Delta\sigma_{E2}$	$\Delta\sigma_{Des}$	$\gamma_{Mf,a}$	$(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$	$\Delta\sigma_{E2}/(\Delta\sigma_d/\gamma_{Mf,a})$
[-]	[-]	[m]	[m]	[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
Z+	80068	51	7,841	1	-4,65	3,62	8,27	2,567	21,23	61,81	1,35	45,79	46,36%
Z-	80068	51	7,841	1	-3,77	3,26	7,03	2,567	18,04	61,81	1,35	45,79	39,41%
Y+	80100	135	13,779	1	-5,39	0,00	5,39	2,369	12,77	61,81	1,35	45,79	27,89%
Y-	80104	135	13,779	1	0,00	5,22	5,22	2,369	12,37	61,81	1,35	45,79	27,01%

24.4 Έλεγχος κόπωσης διατμητικών ήλων

Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ_v για ελέγχους διατμητικών ήλων

1. *Συντελεστής για το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής, $\lambda_{v,1}$*
-Για οδικές γέφυρες με άνοιγμα γέφυρας $L \leq 100m$ ισχύει $\lambda_{v,1} = 1,55$. Η τιμή αυτή θεωρείται ότι ισχύει και για την εξεταζόμενη γέφυρα.
2. *Συντελεστής για τον όγκο κυκλοφορίας, $\lambda_{v,2}$*
-Χρησιμοποιείται η ίδια σχέση όπως στον υπολογισμό του λ_2 για ελέγχους δομικού χάλυβα, αλλά για τη σχέση υπολογισμού λαμβάνεται σε αυτήν την περίπτωση $m = 8$. Επομένως, είναι:

$$\lambda_{v,2} = \frac{Q_{ml}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{m}} = \frac{480 \text{ kN}}{480 \text{ kN}} \cdot \left(\frac{2 \cdot 10^6 \text{ οχήματα}}{0,5 \cdot 10^6 \text{ οχήματα}} \right)^{\frac{1}{8}} = 1 \cdot (4)^{\frac{1}{8}} \Leftrightarrow \lambda_{v,2} = 1,19$$

3. *Συντελεστής για τη διάρκεια ζωής της γέφυρας, $\lambda_{v,3}$*
-Χρησιμοποιείται η ίδια σχέση όπως στον υπολογισμό του λ_3 για ελέγχους δομικού χάλυβα, αλλά για τη σχέση υπολογισμού λαμβάνεται σε αυτήν την περίπτωση $m = 8$. Επομένως, είναι:

$$\lambda_{v,3} = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{\frac{1}{m}} = \left(\frac{100}{100} \right)^{\frac{1}{8}} \Leftrightarrow \lambda_{v,3} = 1$$

4. *Συντελεστής για κυκλοφορία σε άλλες λωρίδες της γέφυρας, $\lambda_{v,4}$*
-Χρησιμοποιείται η ίδια σχέση όπως στον υπολογισμό του λ_4 για ελέγχους δομικού χάλυβα, αλλά για τη σχέση υπολογισμού λαμβάνεται σε αυτήν την περίπτωση $m = 8$.
-Το εύρος τάσεων προκύπτει με βάση τις κατακόρυφες τέμνουσες. Επομένως, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματα από την αντίστοιχη γραμμή επιρροής.

$$\lambda_4 = \left[1 + \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^m + \left(\frac{n_3}{n_1} \right)^m + \left(\frac{n_4}{n_1} \right)^m \right]^{\frac{1}{m}} = \left[1 + (0,786)^8 + (0,417)^8 + (0,273)^5 \right]^{\frac{1}{8}} \Leftrightarrow \lambda_4 = 1,03$$

5. *Τελικά, ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ_v για ελέγχους κόπωσης διατμητικών ήλων*

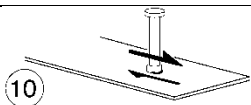
$$\lambda_v = \lambda_{v,1} \cdot \lambda_{v,2} \cdot \lambda_{v,3} \cdot \lambda_{v,4} = 1,55 \cdot 1,19 \cdot 1 \cdot 1,03 \Leftrightarrow \lambda_v = 1,90$$

Σημειώνεται ότι στην περίπτωση των διατμητικών ήλων ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης δεν περιορίζεται από κάποια ανώτερη τιμή.

Κατηγορία λεπτομέρειας για διατμητικούς ήλους

- Οι διατμητικοί ήλοι ελέγχονται για εύρος διατμητικών τάσεων $\Delta\tau$.
- Η κατασκευαστική λεπτομέρεια προκύπτει από τη Λεπτομέρεια 10 του Πίνακα 8.5 του EN1993-1-9:2005 η οποία αντιστοιχεί σε κατηγορία λεπτομέρειας 90.

Table 24-35: Η κατηγορία λεπτομέρειας εύρους διατμητικών τάσεων για συγκολλημένους διατμητικούς ήλους (απόσπασμα από Πίνακα 8.5 του EN 1993-1-9:2005)

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
βλ. EN 1994-2 (90 m=8)		<u>Συγκολλημένοι διατμητικοί ήλοι:</u> 10) Για σύμμικτες εφαρμογές	10) Η $\Delta\tau$ υπολογίζεται βάσει της ονομαστικής διαμέτρου του ήλου.

-Επομένως, η τιμή αναφοράς σε αντοχή σε κόπωση για εύρος διατμητικών τάσεων για $N_C = 2 \cdot 10^6$ κύκλους ισούται με την τιμή της κατηγορίας λεπτομέρειας και θα είναι:

$$\Delta\tau_C = \text{κατηγορία λεπτομέρειας} \Leftrightarrow \Delta\tau_C = 90 \text{ MPa}$$

Αντοχές αναφοράς σε κόπωση για την περίπτωση γέφυρας με κυκλοφορία οχημάτων και τραμ

-Στην περίπτωση των διατμητικών ήλων ορίζεται μόνον η αντοχή αναφοράς σε κόπωση $\Delta\tau_C$. Η καμπύλη κόπωσης S-N σε διπλή λογαριθμική κλίμακα αποτελείται από μία μόνο ευθεία σταθερής κλίσης. Με βάση τον ίδιον πίνακα για

την κατηγορία λεπτομέρειας, ισχύει ότι $m=8$. Επομένως, ομοίως με την περίπτωση του ελέγχου του δομικού χάλυβα, για διπλούς κύκλους κόπωσης θα είναι:

$$\Delta\tau_{Design} = \frac{\Delta\tau_C}{\left(\frac{N_{design}}{N_C}\right)^{1/m}} = \frac{\Delta\tau_C}{\left(\frac{2 \cdot N_C}{N_C}\right)^{1/m}} = \frac{\Delta\tau_C}{(2)^{1/m}} = \frac{90 \text{ MPa}}{(2)^{1/8}} \Leftrightarrow \Delta\tau_{Design} = 82,53 \text{ MPa}$$

Υπολογισμός εύρους διατμητικών τάσεων

1. Το εύρος τάσεων από τις αναλύσεις

Για τον έλεγχο κόπωσης διατμητικών ήλων, εξετάζονται μόνο οι κυκλικές φορτίσεις. Δηλ. λαμβάνονται υπόψη μόνο οι τάσεις λόγω φορτίων κόπωσης, όπου για οδικές γέφυρες θα είναι τα οχήματα της FLM3. Για τους διατμητικούς ήλους πρέπει να υπολογιστεί το εύρος των διαμήκων διατμητικών τάσεων. Οι τάσεις αυτές στους ήλους υπολογίζονται πάντα με βάση την αρηγμάτωση διατομή. Επειδή τα αποτελέσματα αφορούν οχήματα κυκλοφορίας, τα χαρακτηριστικά της διατομής λαμβάνονται για βραχυχρόνια δράση, δηλ. με τον συντελεστή ισοδυναμίας n_0 . Το εύρος των διαμήκων τάσεων υπολογίζεται από τις ελάχιστες-μέγιστες τέμνουσες λόγω των φορτίων κόπωσης μόνο από τη σχέση:

$$|\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| = |V_{max,f} - V_{min,f}| \cdot \frac{S_{1,0} \cdot e_L}{I_{1,0} \cdot n \cdot A_d} \quad (24.27)$$

όπου:

$V_{max,f}, V_{min,f}$	οι μέγιστες και ελάχιστες τέμνουσες λόγω του οχήματος κόπωσης
$S_{1,0}$	η στατική ροπή πλάκας σκυροδέματος και οπλισμού ως προς το κέντρο βάρους της αρηγμάτωσης διατομής για βραχυχρόνια φόρτιση
$I_{1,0}$	η ροπή αδρανείας της αρηγμάτωσης διατομής για βραχυχρόνια φόρτιση
e_L	η απόσταση μεταξύ των διατμητικών ήλων στη διαμήκη έννοια
n	ο αριθμός των διατμητικών ήλων στη διατομή
A_d	το εμβαδόν της διατομής ήλου με βάση την ονομαστική διάμετρο ($A_d = \pi \cdot d^2/4$)

2. Το τελικό εύρος τάσεων για τους ελέγχους

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda_v \cdot |\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| \quad (24.28)$$

Σγέςεις ελέγχου

-Επειδή το άνω πέλμα ενδέχεται να είναι θλιβόμενο αλλά και εφελκόμενο, υπέρ της ασφαλείας γίνονται όλοι οι έλεγχοι που αφορούν εφελκόμενο πέλμα, και οι οποίοι δίνονται παρακάτω:

32. Έλεγχος εύρους διαμήκων διατμητικών τάσεων

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\gamma_{Mf,v}} \leq 1 \quad (24.29)$$

33. Έλεγχος εύρους ορθών τάσεων άνω πέλματος για κατηγορία λεπτομέρειας 80

-Πρακτικά λαμβάνονται τα αποτελέσματα από τον έλεγχο κόπωσης του δομικού χάλυβα του άνω πέλματος της διαδοκίδας, ακριβώς όπως έχει δοθεί στα προηγούμενα.

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\gamma_{Mf,a}} \leq 1 \quad (24.30)$$

34. Έλεγχος αλληλεπίδρασης εύρους διαμήκων διατμητικών τάσεων και ορθών τάσεων άνω πέλματος

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\gamma_{Mf,a}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\gamma_{Mf,v}} \leq 1,3 \quad (24.31)$$

όπου:

γ_{Ff}	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας δράσεων κόπωσης. Λαμβάνεται $\gamma_{Ff} = 1$
$\gamma_{Mf,v}$	ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για έλεγχο διατμητικών ήλων. Λαμβάνεται $\gamma_{Mf,v} = 1$

•Αποτελέσματα ελέγχου κοπώσεως ήλων για εύρος διαμήκων διατμητικών τάσεων μόνο με τον τρόπο Α. εφαρμογής του $\Delta\varphi_{fat}$

Για τις μέγιστες και ελάχιστες τέμνουσες χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα από τις περιβάλλουσες των μέγιστων και ελάχιστων κατακόρυφων τεμνουσών $V_{z,Ed}$ του Sofistik.

Table 24-36: Αποτελέσματα ελέγχου κοπώσεως ήλων για εύρος διαμήκων διατμητικών τάσεων με τον τρόπο Α. εφαρμογής του $\Delta\varphi_{fat}$

X	$\Delta\varphi_{fat}$	$V_{max,f,Ed}$	$V_{min,f,Ed}$	$\frac{ V_{max,f,Ed} - V_{min,f,Ed} }{V_{min,f,Ed}}$	$\frac{S_I}{I_{yy,1}}$	n	e_L	A_d	$\frac{ \tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed} }{\tau_{min,f,Ed}}$	λ_v	$\Delta\tau_{E2}$	$\frac{\Delta\tau_{Design}}{(\gamma_{Mf,v}=1)}$	$\frac{\Delta\tau_{E2}}{(\Delta\tau_d/\gamma_{Mf,v})}$
[m]	[-]	kN	kN	kN	[1/m]	[-]	m	cm ²	MPa	[-]	MPa	MPa	[-]
0	1,3	115,81	0	115,81	0,587	2	0,135	2,84	16,18	1,9	30,74	82,53	37,25%
3	1,3	160,61	0	160,61	0,574	2	0,135	2,84	21,95	1,9	41,71	82,53	50,54%
6	1,3	162,58	0	162,58	0,574	2	0,135	2,84	22,22	1,9	42,22	82,53	51,16%
30	1	163,94	0	163,94	0,587	2	0,135	2,84	22,91	1,9	43,52	82,53	52,73%
144	1	162,59	0	162,59	0,574	2	0,135	2,84	22,22	1,9	42,22	82,53	51,16%
147	1	162,58	0	162,58	0,574	2	0,135	2,84	22,22	1,9	42,22	82,53	51,16%
150	1	158,21	0	158,21	0,587	2	0,135	2,84	22,11	1,9	42,00	82,53	50,89%

•Αποτελέσματα ελέγχου κοπώσεως ήλων για εύρος ορθών τάσεων μόνο με τον τρόπο Α. εφαρμογής του $\Delta\varphi_{fat}$

Όπως έχει αναφερθεί ήδη, κάποια από τα πέλματα βρίσκονται σε εφελκυσμό και για αυτό θα πρέπει να ελέγχεται το άνω πέλαμα στο οποίο συγκολλούνται οι ήλοι σε εύρος ορθών τάσεων για κατηγορία λεπτομέρειας 80. Για διπλό κύκλο η κατηγορία γίνεται 63,5. Συνεπώς, ο έλεγχος για την κατηγορία αυτή και με βάση τη Σχέση (24.30) έχει ήδη πραγματοποιηθεί και τα αποτελέσματα δίνονται στους Table 24-13 και Table 24-15.

•Αποτελέσματα ελέγχου κοπώσεως ήλων για αλληλεπίδραση ευρών ορθών τάσεων και ευρών διαμήκων διατμητικών τάσεων μόνο με τον τρόπο Α. εφαρμογής του $\Delta\varphi_{fat}$

Ο έλεγχος αυτός μπορεί να γίνει με δύο συντηρητικούς τρόπους. Αρχικά, υπέρ της ασφαλείας για το εύρος των ορθών τάσεων μπορεί να χρησιμοποιηθούν τα ίδια αποτελέσματα με τον έλεγχο του άνω πέλαματος, δηλ. για διέλευση του οχήματος εγγύτερα του μέσου της διαδοκίδας. Αυτό έρχεται σε αντίθεση με τα αποτελέσματα για τη μέγιστη και ελάχιστη κατακόρυφη τέμνουσα, για την οποία χρησιμοποιείται η διέλευση του οχήματος εγγύτερα του άκρου.

Με βάση αυτά τα αποτελέσματα μπορεί: Α. να αθροιστούν οι βαθμοί εκμετάλλευσης για κάθε θέση της διαδοκίδας ή Β. να αθροιστούν υπέρ της ασφαλείας οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης για όλες τις διαδοκίδες άνευ θέσεως. Επιλέγεται, απλοποιητικά ο δεύτερος τρόπος. Οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης δίνονται στον Table 24-13 για το εύρος των ορθών τάσεων και στον Table 24-36 για το εύρος των διαμήκων διατμητικών τάσεων, και είναι:

$$\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\gamma_{Mf,a}} + \frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\gamma_{Mf,v}} = 0,3373 + 0,5273 = 0,8646 \leq 1,3 \quad (66,51\%)$$

24.5 Έλεγχος κόπωσης σκυροδέματος

1. *Ηλικία t_0 του σκυροδέματος κατά την πρώτη φόρτιση*
 - Σε αντίθεση με τον ερπυσμό (βλ. Κεφάλαιο 5), η θεώρηση όσο το δυνατόν μικρότερης ηλικίας, ήτοι μία ημέρα, δεν είναι ρεαλιστική. Για τα ίδια δεδομένα τάσεων, η επίλυση για $t_0 = 1$ ημέρα μπορεί να οδηγήσει τον βαθμό εκμετάλλευσης του ελέγχου σε αύξηση κατά 70% σε σχέση με την επίλυση για $t_0 = 7$ ημέρες, με αποτέλεσμα η ικανοποίηση του ελέγχου να είναι αρκετά δύσκολη. Γι' αυτό τον λόγο, και βάσει όσων αναγράφονται στο Κεφάλαιο 5, λαμβάνεται: $t_0 = 7$ ημέρες.
2. *Συν/στης s εξαρτώμενος από τον τρόπο πήξης του σκυροδέματος*
 - Λαμβάνεται ίσος με 0,2, 0,25 ή 0,38 για τσιμέντα ταχείας, κανονικής ή αργής πήξης, αντίστοιχα.
 - Σημειώνεται ότι όσο αυξάνεται ο συντελεστής τόσο αυξάνεται ο βαθμός εκμετάλλευσης του ελέγχου.
 - Για τη γέφυρα λαμβάνεται τσιμέντο κανονικής πήξης και $s = 0,25$.
3. *Θλιπτική αντοχή σε κόπωση του σκυροδέματος, $f_{cd,fat}$*
 - Σύμφωνα με την EN 1992-1-1:2004 §6.8.7 (2) θα είναι:

$$\begin{aligned}
 f_{cd,fat} &= k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \Leftrightarrow f_{cd,fat} = 0,85 \cdot e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t_0}}\right)} \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \\
 &\Leftrightarrow f_{cd,fat} = 0,85 \cdot e^{0,25 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{7}}\right)} \cdot \frac{35 \text{MPa}}{1,5} \cdot \left(1 - \frac{35 \text{MPa}}{250}\right) \\
 &\Leftrightarrow f_{cd,fat} = 13,28 \text{MPa}
 \end{aligned}$$

4. *Προσδιορισμός μέγιστης τάσης άνω ίνας σκυροδέματος για τις μη-κυκλικές δράσεις, δηλ. για τα φορτία του συχνού συνδυασμού, $\sigma_{co,perm,max}$*
 - Η $\sigma_{co,perm,max}$ προσδιορίζεται για τον συχνό συνδυασμό των μη-κυκλικών φορτίσεων. Στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας θα είναι ο:

$$(G_2) + (S) + (P) + (0,4 \cdot UDL + 0,4 \cdot \text{footway} + 0,75 \cdot TS) + (0,75 \cdot TRAM) + (0,5 \cdot \Delta T)$$

- Μόνον οι κυκλικές φορτίσεις (*fatigue*), που σε αυτήν την περίπτωση είναι οι φορτίσεις από την FLM3, μπορούν να δώσουν μία ελάχιστη, και μία μέγιστη τιμή τάσεως στην άνω ίνα. Αντίθετα, ο συχνός συνδυασμός, παρά την ύπαρξη των φορτίων κυκλοφορίας GR1a και TRAM, θεωρείται ότι αποτελεί μία μη κυκλική φόρτιση (*permanent*). Ως εκ τούτου, από τον συνδυασμό αυτόν θα λαμβάνεται μόνο μία τιμή τάσεως, και όχι μέγιστη και ελάχιστη, παρά (ξανά) την ύπαρξη των φορτίων κυκλοφορίας.

- Ο βαθμός εκμετάλλευσης του ελέγχου της Σχέσεως (24.34) για σταθερό εύρος τάσεων από τις κυκλικές φορτίσεις (δηλ. για σταθερές τιμές των $\sigma_{co,f,max}$ και $\sigma_{co,f,min}$) αυξάνεται όσο αυξάνεται η τιμή της $\sigma_{co,perm}$. Επομένως, σκοπός είναι για κάθε διαδοκίδα να προσδιοριστεί η μέγιστη τιμή της $\sigma_{co,perm,max}$.

- Εφόσον σκοπός είναι ο προσδιορισμός της μέγιστης θλιπτικής τάσης από τις μη-κυκλικές φορτίσεις, οι τάσεις θα υπολογίζονται για βραχυχρόνια επιρροή, δηλ. για λόγο ισοδυναμίας n_0 . Επίσης, επειδή η συστολή ξήρανσης S προκαλεί εφελκυστικές τάσεις στο σκυρόδεμα, οι τάσεις αυτές οδηγούν στη μείωση της μέγιστης θλιπτικής τάσης, δηλ. έχουν ευμενή επιρροή, και για αυτό αμελούνται.

- Οι υπολογισμοί έγιναν για την άνω ίνα του σκυροδέματος (Stress Point S_CO) για κάθε διαδοκίδα. Στον Table 24-37 δίνονται τα αποτελέσματα για τις διαδοκίδες στις θέσεις $X=0,3,6,144,147,150\text{m}$ και για την ενδιάμεση διαδοκίδα με τον μεγαλύτερο βαθμό εκμετάλλευσης (MAX).

Table 24-37: Υπολογισμός $\sigma_{co,perm,max}$ στην άνω ίνα σκυροδέματος S_CO για τις χαρακτηριστικές διαδοκίδες

Θέση	G2	UDL	0,4*UDL	TS	0,75*TS	TRAM	0,75*TRAM	ΔT	0,5*ΔT	$\sigma_{co,perm,max}$
[-]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0	0,440	0,180	0,072	-6,510	-4,883	-2,010	-1,508	-0,080	-0,040	-5,958
3	0,440	0,180	0,072	-5,650	-4,238	-0,750	-0,563	-0,080	-0,040	-4,368
6	-1,080	-0,660	-0,264	-4,060	-3,045	-1,520	-1,140	-0,020	-0,010	-5,549
MAX	-1,620	-0,930	-0,372	-4,430	-3,323	-1,620	-1,215	-0,010	-0,005	-6,540
144	-1,520	-0,900	-0,360	-4,350	-3,263	-1,510	-1,133	-0,010	-0,005	-6,285
147	-1,490	-0,880	-0,352	-4,120	-3,090	-1,430	-1,073	-0,030	-0,015	-6,035
150	-1,080	-0,660	-0,264	-4,180	-3,135	-1,420	-1,065	-0,020	-0,010	-5,564

5. Προσδιορισμός μέγιστης και ελάχιστης τάσης άνω ίνας σκυροδέματος για κυκλικές δράσεις, δηλ. για τα φορτία κόπωσης FLM3, $\sigma_{co,f,max}$ και $\sigma_{co,f,min}$ αντίστοιχα
-Οι τάσεις προσδιορίζονται για διέλευση του οχήματος εγγύτερα του μέσου, ώστε να προκύψουν οι μεγαλύτερες ροπές, και άρα τάσεις. Επιλέγεται, να χρησιμοποιηθεί ο Γ. τρόπος εφαρμογής του $\Delta\phi_{fat}$.
6. Συντελεστής β προσαύξησης τάσεων λόγω οχήματος κόπωσης
-Για ελέγχους εσωτερικών στηρίξεων συνεχών δοκών είναι $\beta = 1,75$. Για ελέγχους σε άλλες περιοχές, π.χ. σε ανοίγματα είναι $\beta = 1,40$. Εφαρμόζεται η δεύτερη τιμή.
7. Μέγιστη και ελάχιστη θλιπτική τάση υπό μη-κυκλικές δράσεις (συχνός συνδυασμός) και κυκλικές δράσεις (FLM3), $\sigma_{c,max}$ και $\sigma_{c,min}$, αντίστοιχα.
-Για τον υπολογισμό των $\sigma_{c,max}$ και $\sigma_{c,min}$, οι $\sigma_{co,perm,max}$, $\sigma_{co,f,max}$ και $\sigma_{co,f,min}$ πρέπει να αλλάξουν πρόσημο. Οι θλιπτικές τάσεις πρέπει να έχουν θετικό πρόσημο και οι εφελκυστικές αρνητικό.

$$\sigma_{c,max} = \sigma_{co,perm,max} + \beta \cdot \sigma_{co,f,max} \quad (24.32)$$

$$\sigma_{c,min} = \sigma_{co,perm,max} + \beta \cdot \sigma_{co,f,min} \quad (24.33)$$

-Εάν προκύψει $\sigma_{c,min} < 0$ (δηλ. εφελκυστική), τότε λαμβάνεται $\sigma_{c,min} = 0$.

Table 24-38: Υπολογισμός $\sigma_{c,max}$ και $\sigma_{c,min}$ στην άνω ίνα σκυροδέματος S_CO για τις χαρακτηριστικές διαδοκίδες

Θέση [-]	$\sigma_{co,perm,max}$ [MPa]	$\sigma_{co,f,min}$ [MPa]	$\sigma_{co,f,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,min}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]
0	5,958	-0,070	1,290	5,860	7,764
3	4,368	-0,070	1,720	4,270	6,776
6	5,549	-0,010	1,130	5,535	7,131
MAX	6,540	0,000	1,210	6,540	8,234
144	6,285	0,000	1,200	6,285	7,965
147	6,035	0,000	1,140	6,035	7,631
150	5,564	-0,010	1,140	5,550	7,160

8. Έλεγχοι

-Σύμφωνα με την EN 1992-1-1:2004 §6.8.7 (3) θα είναι:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (24.34)$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,9 \text{ αν } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (24.35)$$

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,8 \text{ αν } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (24.36)$$

Table 24-39: Έλεγχοι κόπωσης σκυροδέματος στην άνω ίνα σκυροδέματος S_CO για τις χαρακτηριστικές διαδοκίδες

Θέση [-]	$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat}$ [-]	Check $\leq 0,9$ [-]	UF [-]	$\sigma_{c,max}/f_{cd,fat}$ [-]	$0,5+0,45 \cdot \sigma_{c,min}/f_{cd,fat}$ [-]	Check [-]	UF [-]
0	0,5845	OK	64,94%	0,5845	0,6985	OK	83,67%
3	0,5101	OK	56,68%	0,5101	0,6447	OK	79,13%
6	0,5368	OK	59,65%	0,5368	0,6875	OK	78,08%
MAX	0,6198	OK	68,87%	0,6198	0,7215	OK	85,90%
144	0,5996	OK	66,62%	0,5996	0,7129	OK	84,11%
147	0,5744	OK	63,82%	0,5744	0,7044	OK	81,55%
150	0,5390	OK	59,89%	0,5390	0,6880	OK	78,34%

24.6 Έλεγχος κόπωσης με κανόνα Palmgren-Miner

Στο κεφάλαιο αυτό η οδική κυκλοφορία και η κυκλοφορία των τραμ θα μελετηθούν χωριστά. Για την οδική κυκλοφορία θα χρησιμοποιηθεί κανονικά η πρότυπη φόρτιση FLM3. Για τον έλεγχο του τραμ σε κόπωση θα γίνουν ορισμένες παραδοχές. Αυτές και οι υπολογισμοί δίνονται παρακάτω.

Α. Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ για έλεγχο δομικού γάλυβα – για το tram

Αφού για τον έλεγχο με κανόνα Palmgren-Miner θα εξεταστεί ξεχωριστά το εύρος τάσεων από το όχημα FLM3 και το εύρος τάσεων από το tram, θεωρείται ότι δεν είναι ορθό να γίνει χρήση του λ που βρέθηκε για τον έλεγχο των διπλών κύκλων κόπωσης, το οποίο αφορά αποκλειστικά στο όχημα FLM3. Για το tram γίνεται η παραδοχή ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι υπολογισμοί που γίνονται για μία σιδηροδρομική γέφυρα.

1. *Κρίσιμο μήκος L της εξεταζόμενης γραμμής επιρροής.*
-Λαμβάνονται ακριβώς οι ίδιες τιμές με την περίπτωση του οχήματος FLM3.
2. *Συντελεστής βλάβης λόγω κυκλοφορίας, λ_1 , που εξαρτάται από το μήκος της κρίσιμης γραμμής επιρροής*
-Λαμβάνονται οι τιμές του Πίνακα 9.3 του EN 1993-2:2006, οι οποίες δίνονται για την περίπτωση συνήθους κυκλοφορίας συρμών. Οι τιμές του πίνακα αυτού ισχύουν για κρίσιμα μήκη από 0,5m μέχρι και 100m. Γίνεται η παραδοχή ότι για κρίσιμο μήκος $L > 100m$ θα λαμβάνεται $\lambda_1 = 0,60$, ενώ για ενδιάμεσες τιμές από αυτές του πίνακα θα γίνεται γραμμική παρεμβολή.
3. *Συντελεστής όγκου κυκλοφορίας, λ_2*
-Λαμβάνονται οι τιμές του Πίνακα 9.5 του EN 1993-2:2006. Οι τιμές του πίνακα αυτού αφορούν στο ετήσιο βάρος κυκλοφορίας μόνο σε μία γραμμή. Στον Table 24-40 δίνονται οι υπολογισμοί και οι παραδοχές για την κυκλοφορία του τραμ πάνω στη μία από τις δύο γραμμές της γέφυρας. Όπως φαίνεται και πάλι, τα βάρη που χαρακτηρίζουν τα τροχοδρομικά μέσα είναι πολύ πιο μικρά από αυτά των τυπικών σιδηροδρομικών μέσων. Γίνεται η παραδοχή ότι για τιμές ετησίου βάρους μιας γραμμής $< 5 \cdot 10^6 \text{ tn}$ θα λαμβάνεται $\lambda_2 = 0,72$.

Table 24-40: Υπολογισμοί για την εύρεση του λ_2 για την περίπτωση του tram – (ως σιδηροδρομική γέφυρα)

Γεμάτο tram	58,02	tn
Άδειο tram	36	tn
Μέση τιμή	47,01	tn
Τιμή για το λ_2	58,02	tn
Διέλευση οχήματος κάθε	10	min
Διέλευση οχήματος ανά ώρα	6	[-]
Έναρξη λειτουργίας tram	5:00	[-]
Πέρασ λειτουργίας tram	1:00	[-]
Ώρες λειτουργίας την ημέρα	20	ώρες
Διέλευση οχήματος την ημέρα	120	[-]
Ημέρες λειτουργίας το έτος	365	[-]
Διέλευση οχήματος το έτος	43.800	[-]
Τόνοι οχήματος που διέρχονται από τη ΜΙΑ γραμμή σε ένα έτος	2.541.276	tn/έτος/1 γραμμή
Τόνοι οχήματος που διέρχονται από τη ΜΙΑ γραμμή σε ένα έτος - 2	2,541	$10^6 \cdot \text{tn}/\text{έτος}/1 \text{ γραμμή}$
λ_2	0,72	[-]

4. *Συντελεστής διάρκειας ζωής της γέφυρας, λ_3*
-Λαμβάνονται οι τιμές του Πίνακα 9.5 του EN 1993-2:2006. Για διάρκεια ζωής γέφυρας 100 χρόνια είναι $\lambda_3 = 1$.
5. *Συντελεστής για κυκλοφορία τραμ σε άλλες γραμμές της γέφυρας, λ_4*
-Ο κανονισμός δίνει τιμές οι οποίες εξαρτώνται από το εύρος τάσεων για κυκλοφορία σε μία γραμμή και το εύρος τάσεων για κυκλοφορία σε δύο γραμμές. Οι τιμές αυτές εξαρτώνται από κάποιες παραδοχές που αφορούν το ποσοστό της συνολικής κυκλοφορίας που διασχίζει τη γέφυρα.
-Εάν γίνει η υπόθεση ότι το 12% της συνολικής κυκλοφορίας διασχίζει τη γέφυρα την ώρα που υπάρχει κυκλοφορία και στην άλλη τροχιά, τότε λαμβάνονται οι τιμές του Πίνακα 9.7 του EN 1993-2:2006.
-Εάν ισχύει διαφορετικό ποσοστό, τότε οι τιμές χρειάζονται διόρθωση.
-Για την εργασία προσδιορίζονται το εύρος τάσεων ενός τραμ και το εύρος τάσεων $\Delta\sigma_{1+2}$ για τη διέλευση δύο τραμ το ένα δίπλα στο άλλο όπως έγινε και στην περίπτωση των αναλύσεων στη γέφυρα. Αυτό γίνεται για κάθε μέλος και την κάθε διατομή του.
-Ενδεικτικά για την κάτω ίνα των διαδοκίδων ο λόγος $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$ έχει μέγιστη τιμή 0,667 και δίνει $\lambda_4 = 0,753$.
6. *Μέγιστη τιμή του συντελεστή ισοδύναμης βλάβης λ, λ_{max}*
-Για σιδηροδρομικές γέφυρες ισχύει $\lambda_{max} = 1,4$.

B. Φορτίο tram για έλεγχο κόπωσης

Γίνεται η παραδοχή ότι για τον έλεγχο κόπωσης θα χρησιμοποιηθεί το «μόνιμο» τμήμα του βάρους του τραμ, δηλ. το βάρος του άδειου οχήματος και το 50% του κινητού τμήματος, δηλ. 50% της χωρητικότητας σε επιβάτες. Πρακτικά αυτό δίνει τη μέση τιμή του βάρους του γεμάτου τραμ και του βάρους του άδειου τραμ.

-Το συνολικό βάρος οχήματος θα είναι: $36tn+0,5*(58,02tn-36tn)=47,01tn=470,1kN$

-Το βάρος του κάθε τροχού του τραμ για το Sofistik θα είναι: $47,01tn/12=3,9175tn=39,175kN$

C. Προσδιορισμός καμπύλων S-N με βάση τη λεπτομέρεια κατηγορίας

1. *Προσδιορισμός όλων των καμπύλων S-N για το κάθε εξεταζόμενο στοιχείο.*
-Με βάση όλες τις κατηγορίες λεπτομέρειας προσδιορίζονται οι καμπύλες S-N για το κάθε ελεγχόμενο στοιχείο, π.χ. το κάτω πέλαμα των διαδοκίδων, το άνω πέλαμα των διαδοκίδων, τα τόξα κλπ. Σημειώνεται ότι στο αναθεωρημένο prEN 1993-1-9:2023 δίνονται πλέον περισσότερες καμπύλες S-N με διαφορετικές τιμές κλίσεων των ευθειών m_1 και m_2 , διαφορετικούς συντελεστές k_s για το πάχος του ελάσματος, αλλά και διαφορετικούς κύκλους N_D .
2. *Εφαρμογή συντελεστή ασφαλείας*
-Όλα τα διαγράμματα των καμπύλων S-N διαιρούνται με τον συντελεστή $\gamma_{M,f,a} = 1,35$
3. *Προσδιορισμός της κρίσιμης καμπύλης S-N*
-Από όλες τις καμπύλες S-N που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο ενός στοιχείου κρίσιμη είναι αυτή που βρίσκεται χαμηλότερα.

D. Βήματα ελέγχου με κανόνα Palmgren-Miner

1. *Εύρος τάσεων για έλεγχο*
-Και για το όχημα και για το τραμ θα γίνει χρήση του $\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \Delta\varphi_{fat} \cdot |\sigma_{max,f,Ed} - \sigma_{min,f,Ed}|$, για το λ που αντιστοιχεί στο κάθε όχημα.
2. *Προσδιορισμός κύκλου αντοχής*
-Ο κύκλος αντοχής προκύπτει από την τομή της $\Delta\sigma_{E2}$ με την καμπύλη S-N. Υπάρχουν οι εξής περιπτώσεις:

Table 24-41: Σχέσεις προσδιορισμού των κύκλων αντοχής

A. Τομή στην πρώτη κεκλιμένη ευθεία (κλίση m_1), δηλ. αν $\Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_D$	$N_R = \left[\frac{\left(\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{M,f,a}} \right)^{m_1}}{\Delta\sigma_{E2}} \right] \cdot N_C$
B. Τομή στη δεύτερη κεκλιμένη ευθεία (κλίση m_2), δηλ. αν $\Delta\sigma_D \leq \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_L$	$N_R = \left[\frac{\left(\frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{M,f,a}} \right)^{m_2}}{\Delta\sigma_{E2}} \right] \cdot N_D$
Γ. Κάτω από το οριζόντιο τμήμα, δηλ. αν $\Delta\sigma_{E2} < \Delta\sigma_D$	$N_R = \infty$

3. *Συσσωρευμένη βλάβη για οδική κυκλοφορία*
-Το πρότυπο όχημα θεωρητικά διέρχεται από τη γέφυρα 2.000.000 φορές σε όλη την διάρκεια ζωής/σχεδιασμού της γέφυρας. Σε αυτόν τον αριθμό κύκλων γίνεται στην πραγματικότητα η αντιστοίχιση του εύρους τάσεων $\Delta\sigma$. Σημειώνεται ότι πάντα χρησιμοποιείται αυτό το πλήθος για το πρότυπο όχημα FLM3 και όχι ο N_{obs} που αναφέρεται στα οχήματα της αργής λωρίδας ανά έτος. Ο N_{obs} λαμβάνει υπόψη το εάν υπάρχει πιο βαριά ή πιο ελαφριά κυκλοφορία διαμορφώνοντας τον συντελεστή λ_2 . Επομένως:

$$\left(\frac{n_i}{N_R} \right)_{road\ traffic} = \frac{2.000.000}{N_{R,FLM3}} \quad (24.37)$$

4. *Συσσωρευμένη βλάβη για την κυκλοφορία των τροchioδρομικών μέσων*
-Έστω ότι το τραμ έχει ώρες λειτουργίας από τις 5:00 μέχρι τη 1:00, δηλ. 20 ώρες και η συχνότητα διέλευσης λαμβάνεται ίση με 10 λεπτά. Ο θεωρητικός κύκλος διέλευσης του ενός οχήματος τραμ θα είναι:

$$n_{i,τα\ x\ χρόνια} = (\text{κύκλοι την 1 ώρα}) \cdot (\text{ώρες την 1 ημέρα}) \cdot (\text{ημέρες τον 1 χρόνο}) \cdot (\text{χρόνια σχεδιασμού})$$
$$\Leftrightarrow n_{i,τα\ x\ χρόνια} = \left(\frac{60 \text{ λεπτά}}{\text{Συχνότητα διέλευσης σε λεπτά}} \right) \cdot (20 \text{ ώρες}) \cdot (365 \text{ ημέρες}) \cdot (100 \text{ χρόνια})$$

$$\Leftrightarrow n_{i,τα \times \chi\rho\acute{o}\nu\iota\alpha} = \left(\frac{60 \lambda\epsilon\pi\tau\acute{\alpha}}{10 \lambda\epsilon\pi\tau\acute{\alpha}}\right) \cdot (20 \acute{\omega}\rho\epsilon\varsigma) \cdot (365 \acute{\eta}\mu\epsilon\rho\epsilon\varsigma) \cdot (100 \chi\rho\acute{o}\nu\iota\alpha)$$

$$\Leftrightarrow n_{i,τα \times \chi\rho\acute{o}\nu\iota\alpha} = 4.380.000 \text{ \acute{\alpha}\nu\kappa\lambda\omicron\iota \tau\omicron\upsilon \epsilon\nu\acute{o}\varsigma \omicron\chi\acute{\eta}\mu\alpha\tau\omicron\varsigma \tau\rho\alpha\mu \sigma\tau\eta \delta\iota\acute{\alpha}\rho\kappa\epsilon\iota\alpha \zeta\omega\acute{\eta}\varsigma \tau\eta\varsigma \gamma\acute{\epsilon}\varphi\upsilon\r\nu\r\nu\alpha\varsigma}$$

-Σε αντιστοιχία με την οδική κυκλοφορία θα είναι:

$$\left(\frac{n_i}{N_R}\right)_{tram \ traffic} = \frac{4.380.000}{N_{R,tram}} \quad (24.38)$$

5. Τελικός έλεγχος Palmgren-Miner

$$\sum_i \frac{n_i}{N_i} = \left(\frac{n_i}{N_R}\right)_{road \ traffic} + \left(\frac{n_i}{N_R}\right)_{tram \ traffic} = \frac{2.000.000}{N_{R,FLM3}} + \frac{4.380.000}{N_{R,tram}} \leq 1 \quad (24.39)$$

6. Διάρκεια ζωής έργου βάσει ελέγχου κοπώσεως

$$t = \frac{\text{εξεταζόμενη διάρκεια ζωής}}{\sum_i \frac{n_i}{N_i}} \quad (24.40)$$

Αποτελέσματα

Ενδεικτικά, στο Figure 24.5 δίνονται όλες οι καμπύλες S-N όλων των κατηγοριών που λήφθηκαν για τον προσδιορισμό της πιο κρίσιμης καμπύλης του κάτω πέλματος της διαδοκίδας. Σημειώνεται ότι οι καμπύλες προσδιορίστηκαν τόσο με τον υφιστάμενο όσο και με τον αναθεωρημένο Ευρωκώδικα.

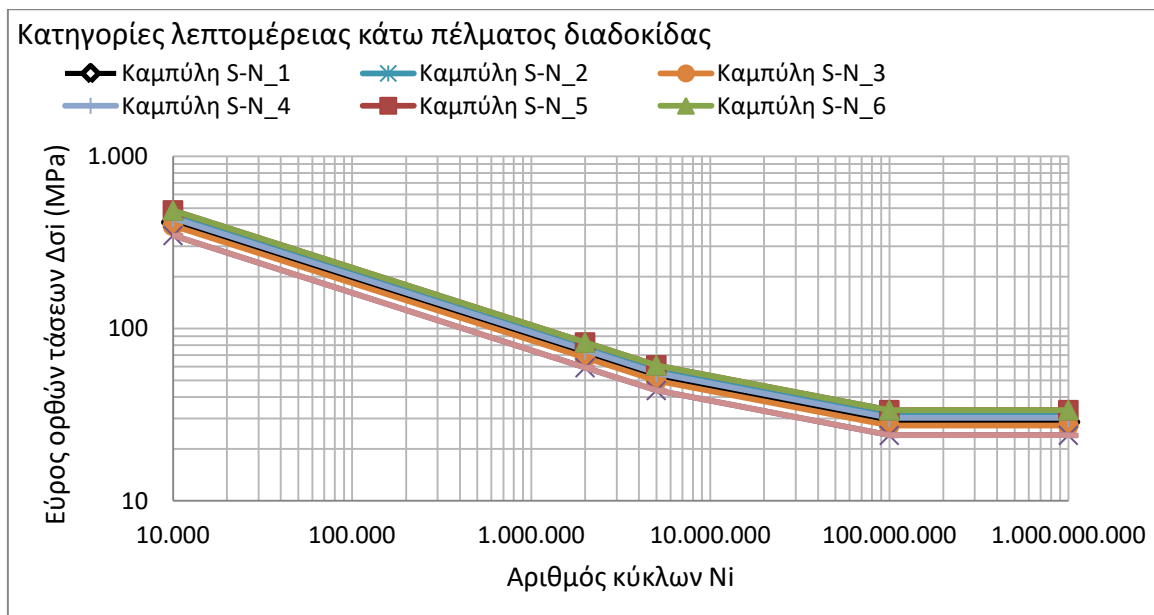


Figure 24.5: Οι καμπύλες S-N για το κάτω πέλμα της διαδοκίδας.

Table 24-42: Δεδομένα για κρίσιμες καμπύλες S-N

	m1	m2	N ₀ [-]	N _C [-]	N _D [-]	N _L [-]	N _{end} [-]
S_AO διαδοκίδα	3	5	10.000	2.000.000	5.000.000	100.000.000	1.000.000.000
S_AU διαδοκίδα	3	5	10.000	2.000.000	5.000.000	100.000.000	1.000.000.000
Τόξο	5	5	10.000	2.000.000	5.000.000	100.000.000	1.000.000.000
Τόξο-ελκυστήρας	3	5	10.000	2.000.000	10.000.000	100.000.000	1.000.000.000
Ελκυστήρας	3	5	10.000	2.000.000	10.000.000	100.000.000	1.000.000.000
Μέλη δικτύωσης	5	5	10.000	2.000.000	5.000.000	100.000.000	1.000.000.000
			$\Delta\sigma_{N_0}/\gamma_{Mf,a}$ MPa	$\Delta\sigma_C/\gamma_{Mf,a}$ MPa	$\Delta\sigma_D/\gamma_{Mf,a}$ MPa	$\Delta\sigma_L/\gamma_{Mf,a}$ MPa	$\Delta\sigma_{N_{end}}/\gamma_{Mf,a}$ MPa
S_AO διαδοκίδα			346,55	59,26	43,66	23,98	23,98
S_AU διαδοκίδα			346,55	59,26	43,66	23,98	23,98
Τόξο			151,75	52,59	43,79	24,05	24,05
Τόξο-ελκυστήρας			155,95	26,67	15,59	9,84	9,84
Ελκυστήρας			272,91	46,67	27,29	17,22	17,22
Μέλη δικτύωσης			151,75	52,59	43,79	24,05	24,05

A. FLM3:**Table 24-43:** Αποτελέσματα από τη διέλευση του οχήματος FLM3

	$\Delta\phi_{fat}$ [-]	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [MPa]	$\Delta\sigma$ [MPa]	λ [-]	$\Delta\sigma_{E2}$ [MPa]	Τμήμα καμπύλης [-]	N _R [-]	2.000.000/N _R [-]
S_AO διαδοκίδα	1,3	-4,17	0,43	4,60	2,63	15,73	below cut off	∞	0%
S_AU διαδοκίδα	1,3	-0,05	12,90	12,95	2,63	44,28	m1	4.795.038	41,71%
Τόξο	1	-4,79	5,42	10,21	2	20,42	below cut off	∞	0%
Τόξο-ελκυστήρας	1,3	-4,39	0,01	4,40	2	11,44	m2	47.072.095	4,25%
Ελκυστήρας	1	-12,27	4,95	17,22	1,88	32,37	m2	62.241.338	7,04%
Οριζόντια μέλη δικτύωσης	1	-3,98	6,68	10,66	2,45	26,15	m2	65.769.580	3,04%
Χιαστί μέλη δικτύωσης	1	-4,65	3,62	8,27	2,567	21,23	below cut off	∞	0%

B. TRAM - Διέλευση ενός τραμ:**Table 24-44:** Αποτελέσματα από τη διέλευση του τραμ

	$\Delta\phi_{fat}$ [-]	σ_{min} [MPa]	σ_{max} [MPa]	$\Delta\sigma$ [MPa]	λ_{max} [-]	$\Delta\sigma_{E2}$ [MPa]	Τμήμα καμπύλης [-]	N _R [-]	4.380.000/N _R [-]
S_AO διαδοκίδα	1,3	-3,08	0,33	3,41	1,4	6,21	below cut off	∞	0%
S_AU διαδοκίδα	1,3	-0,04	8,20	8,24	1,4	15,00	below cut-off	∞	0%
Τόξο	1	-3,35	3,72	7,07	1,4	9,90	below cut-off	∞	0%
Τόξο-ελκυστήρας	1,3	-0,90	0,76	1,66	1,4	3,02	below cut-off	∞	0%
Ελκυστήρας	1	-6,02	4,02	10,04	1,4	14,06	below cut-off	∞	0%
Οριζόντια μέλη δικτύωσης	1	-0,68	1,46	2,14	1,40	3,00	below cut-off	∞	0%
Χιαστί μέλη δικτύωσης	1	-4,65	3,62	8,27	1,400	11,58	below cut-off	∞	0%

Και επομένως η διάρκεια ζωής της γέφυρας σύμφωνα με τον έλεγχο κόπωσης θα είναι:

$$t = \frac{\text{εξεταζόμενη διάρκεια ζωής}}{\sum_i \frac{n_i}{N_i}} = \frac{100 \text{ χρόνια}}{0,4171} = 239 \text{ χρόνια}$$

25 ΟΚΑ

25.1 ΟΚΑ: Έλεγχος βελών

Τα βέλη υπολογίζονται από τους συχνούς συνδυασμούς (*frequent combination*). Για μέλη όπως η σύμμικτη διαδοκίδα για τον ορθό υπολογισμό θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι φάσεις κατασκευής και οι χρόνοι ελέγχου, ώστε να συνυπολογιστεί και ο ερπυσμός. Στις περιπτώσεις αυτές πάντα θα πρέπει να υπολογίζεται το απαραίτητο αντιβέλος. Οι έλεγχοι έχουν ως εξής:

Όρια βελών λόγω φορτίων οδικής κυκλοφορίας

Γενικά, οι Ευρωπαϊκές δε προδιαγράφουν οριακές τιμές κατακόρυφων βελών για γέφυρες λόγω κινητών φορτίων κυκλοφορίας. Αντίθετα, ο Αμερικανικός Κανονισμός στην AASHTO LRFD Bridge Design Specifications §5.14.2.3.10d προδιαγράφει μία προτεινόμενη τιμή για κατακόρυφα βέλη μόνο λόγω φορτίων κυκλοφορίας με δυναμικό συντελεστή ίση με:

$$\delta_{\text{traffic loads}} \leq \delta_{\text{max,traffic}} = \frac{L}{1.000} \quad (25.1)$$

όπου:

$\delta_{\text{traffic loads}}$ τα βέλη λόγω φορτίων κυκλοφορίας με δυναμικό συντελεστή
 L το άνοιγμα της γέφυρας (?)

Τονίζεται ότι το παραπάνω όριο αποτελεί κυρίως μία κατευθυντήρια τιμή, η οποία αποσκοπεί σε μια κατάλληλη επιλογή αρχικών διαστάσεων για τις διατομές. Στην πραγματικότητα τα όρια των βελών λόγω κυκλοφορίας οχημάτων είναι ακόμα πιο περιορισμένα. Για παράδειγμα, στη γέφυρα Corpus Christi Bridge το εν λόγω όριο ήταν ίσο με $L/3.200$ [48] με τη γέφυρα να έχει συνολικό άνοιγμα ίσο με 1.773m.

Όρια βελών λόγω φορτίων κυκλοφορίας τραμ

Σε αντιστοιχία με το όριο για οδική κυκλοφορία γίνεται και η αναζήτηση ορίου για το βέλος λόγω της κυκλοφορίας των tram. Ο έλεγχος αυτός επιλέγεται να γίνει ακολουθώντας τη διαδικασία ελέγχου βελών για σιδηροδρομικές γέφυρες. Σύμφωνα με την EN 1990:2002+A1:2005 §A2.4.4.2.3, για την περίπτωση ερματωμένων ή μη ερματωμένων σιδηροδρομικών γεφυρών οι οποίες έχουν μελετηθεί με την εφαρμογή των Πρότυπων Φορτίσεων LM 71 (ή όπου χρειάζεται SW/0, SW/2), η μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση (ήτοι το μέγιστο κατακόρυφο βέλος) μετρούμενη **κατά μήκος της γραμμής** δεν μπορεί να ξεπερνάει το όριο:

$$\delta \leq \delta_{\text{max,1,rail}} = \frac{L}{600} \quad (25.2)$$

Ωστόσο, σύμφωνα με την [11] το όριο της Σχέσεως (25.2) δε λαμβάνει υπόψη του τη συντήρηση της γραμμής. Επομένως, η ίδια πηγή προτείνει έναν απλοποιητικό κανόνα για τα καινούρια όρια, με την τήρηση των οποίων αποφεύγεται η εκτεταμένη συντήρηση. Τα όρια αυτά του βέλους εξαρτώνται κυρίως από τη μέγιστη ταχύτητα του συρμού, δίνονται για σιδηροδρομικές γέφυρες με συντελεστή προσαρμογής γραμμής $\alpha > 1$ και παρουσιάζονται στον Table 25-1. Σημειώνεται ότι σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN 1991-2:2003 §6.3.2 (3), για τις γραμμές διεθνών εμπορευματικών μεταφορών θα λαμβάνεται $\alpha = 1,33$. Ενδεικτικά λοιπόν, το μέγιστο βέλος για ταχύτητες τρένων $V < 80 \text{ km/h}$ έχει προκύψει ως $\alpha \cdot 600 = 1,33 \cdot 600 \approx 800$, ενώ τα όρια για $80 \text{ km/h} < V \leq 200 \text{ km/h}$ έχουν προκύψει από εμπειρικές τιμές για τις γρήγορες σιδηροδρομικές γραμμές στη Γερμανία, ήτοι $L/2.600$ για $V = 200 \text{ km/h}$ [11].

Table 25-1: Προτεινόμενες τιμές μέγιστων επιτρεπόμενων βελών σιδηροδρομικών γεφυρών σύμφωνα με την [11]

Ταχύτητα συρμού	Μέγιστο βέλος από LM 71 (SW/0)	Μέγιστο βέλος δυναμικής μελέτης
$V < 80 \frac{\text{km}}{\text{h}}$	$\delta_{\text{stat}} \leq \delta_{\text{max,rail,2}} = \frac{L}{800}$	
$80 \frac{\text{km}}{\text{h}} \leq V \leq 200 \frac{\text{km}}{\text{h}}$	$\delta_{\text{stat}} \leq \delta_{\text{max,rail,3}} = \frac{L}{15 \cdot V - 400}$	

Ταχύτητα συρμού	Μέγιστο βέλος από LM 71 (SW/0)	Μέγιστο βέλος δυναμικής μελέτης
$200 \frac{km}{h} < V$	$\delta_{stat} \leq \delta_{max,rail,4} = \frac{L}{2.600}$	$\delta_{dyn} \leq \text{όριο από Αρμόδια Υπηρεσία}$

Σε αντίθεση με τους σιδηροδρόμους, οι συρμοί των τροχιοδρομικών μέσων δεν χαρακτηρίζονται από μεγάλες μέγιστες ταχύτητες. Συνήθως οι τιμές κυμαίνονται περί τα $70 - 80 km/h$. Ωστόσο, παρά το γεγονός μικρότερων ταχυτήτων και παρά το γεγονός ότι οι αναλύσεις δε γίνονται με τις Πρότυπες Φορτίσεις LM71 κλπ. θεωρείται ότι τα προαναφερθέντα όρια για σιδηροδρομικές γραμμές θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν και στην περίπτωση των τροχιοδρομικών μέσων.

Table 25-2: Προτεινόμενες τιμές μέγιστων επιτρεπόμενων βελών για τροχιοδρομικά μέσα.

Ταχύτητα συρμού	Μέγιστο βέλος
$V < 80 \frac{km}{h}$	$\delta_{tram} \leq \delta_{tram,limit,1} = \frac{L}{600} \text{ ή } \frac{L}{800}$
$80 \frac{km}{h} \leq V \leq 200 \frac{km}{h}$	$\delta_{tram} \leq \delta_{tram,limit,2} = \frac{L}{15 \cdot V - 400}$

όπου:

δ_{tram} το μέγιστο βέλος λόγω των φορτίων κυκλοφορίας του tram

Η παλιά γενιά του tram στην Αθήνα προδιαγραφόταν για συρμούς με μέγιστη ταχύτητα $V = 70 km/h$. Για την περίπτωση της 2^{ης} γενιάς συρμών της Αθήνας, η μέγιστη ταχύτητα που επιτρέπεται να αναπτύξουν τα οχήματα έχει βρεθεί στη βιβλιογραφία και πάλι ίση με $V = 70 km/h$ (βλ. και Κεφάλαιο 2.2.2). Ωστόσο, τα οχήματα αυτά μπορεί να αναπτύξουν ταχύτητες μέχρι και $V = 80 km/h$. Για τον έλεγχο χρησιμοποιείται η δεύτερη ταχύτητα, και το όριο του βέλους θα είναι:

$$\delta_{tram,limit} = \frac{L}{15 \cdot V - 400} = \frac{L}{15 \cdot 80 \frac{km}{h} - 400} \Leftrightarrow \delta_{tram,limit} = \frac{L}{800}$$

Τελικά όρια βελών λόγω φορτίων κυκλοφορίας οχημάτων και τραμ

Αρχικά, θα πρέπει να σημειωθεί ότι όλα τα όρια κατακόρυφων βελών αναφέρονται κυρίως για τα κύρια μέλη μιας γέφυρας, δηλ. τις κύριες δοκούς (*girders*) ή τους ελκυστήρες σε γέφυρα τόξου-ελκυστήρα. Τα μέλη αυτά ουσιαστικά είναι παράλληλα με τη διεύθυνση κίνησης των οχημάτων ή των τρένων (ή των τροχιοδρομικών μέσων), και επομένως τα συντηρητικά μεγάλα όρια αποσκοπούν στη βελτίωση της λειτουργίας της γέφυρας. Με βάση τα προηγούμενα, στα πλαίσια της εργασίας θα ελέγχεται αν για το μέγιστο βέλος θα ισχύει:

$$\delta_{SLS,max} \leq \delta_{max} = \frac{L}{1.000} \quad (25.3)$$

Έλεγχος διαδοκίδας

1. ΟΚΛ – συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\rightarrow G_1 + G_2 + S + (\psi_{1,gr1a-TS} \cdot Q_{LM1,TS} + \psi_{1,gr1a-UDL} \cdot Q_{LM1,UDL} + \psi_{1,gr1a-foot} \cdot q_{footway}) + \psi_{2,Tram} \cdot Q_{Tram} + \psi_{2,T} \cdot T$$

$$\rightarrow G_1 + G_2 + S + (0,75 \cdot Q_{LM1,TS} + 0,4 \cdot Q_{LM1,UDL} + 0,4 \cdot q_{footway}) + 0,75 \cdot Q_{Tram} + 0,5 \cdot T$$

2. Φάσεις κατασκευής και χρόνοι ελέγχου

-Ο υπολογισμός των βελών για τις σύμμικτες διαδοκίδες θα γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας και την αντίστοιχη μορφή της διατομής (αμιγώς χαλύβδινη ή σύμμικτη). Αυτό γίνεται καθώς στη φάση κατασκευής το σκυρόδεμα ακόμη δεν έχει σκληρυνθεί, με αποτέλεσμα να μην υπάρχει ακόμη σύμμικτη λειτουργία των διαδοκίδων και όλα τα φορτία στη φάση αυτή παραλαμβάνονται από την αμιγώς χαλύβδινη διατομή.

-Λόγω ερπυσμού τα βέλη αυξάνονται με την πάροδο του χρόνου, και γι' αυτό εκείνα που αναπτύσσονται στη φάση λειτουργίας θα ελέγχονται για λόγους ισοδυναμίας n_L στην $t = \infty$. Εξαιρέση αποτελούν τα φορτία κυκλοφορίας οχημάτων και tram, και της θερμοκρασίας, τα βέλη των οποίων, αν και υπολογίζονται την $t = \infty$, θα προκύπτουν

για βραχυχρόνια δράση με λόγο ισοδυναμίας n_0 , αφού δεν επηρεάζονται από τον ερπυσμό της πλάκας σκυροδέματος.

-Γενικά, τα κινητά φορτία δεν προκαλούν ερπυστικές παραμορφώσεις. Ή αλλιώς: επειδή ασκούνται για περιορισμένο χρονικό διάστημα, τα βέλη που προκαλούν δεν επηρεάζονται από τον ερπυσμό του σκυροδέματος. Μόνο δράσεις που χαρακτηρίζονται από σταθερή τιμή και συνεχόμενη άσκηση από τον χρόνο t_0 μέχρι τον χρόνο t μπορούν να δεχτούν αύξηση των παραμορφώσεών τους λόγω ερπυσμού.

-Γίνεται αντιληπτό, ότι δεν είναι εφικτός ο υπολογισμός των βελών με εκτέλεση ανάλυσης για έναν ενιαίο συνδυασμό φορτίσεων, αλλά για κάθε φόρτιση χωριστά. Συνεπώς, για να προκύψει το συνολικό βέλος θεωρείται ότι ισχύει η αρχή της επαλληλίας των δράσεων.

-Τα φορτία για τον υπολογισμό των βελών και τα προαναφερθέντα χαρακτηριστικά για την ανάλυση των σύμμικτων διαδοκίδων της μελετώμενης γέφυρας παρουσιάζονται στον Table 25-3.

Table 25-3: Τα φορτία για τον υπολογισμό των βελών της διαδοκίδας και τα χαρακτηριστικά της διατομής ανάλογα με τον λόγο ισοδυναμίας που ισχύει κατά τον αντίστοιχο χρόνο ελέγχου και είδος φόρτισης

Διατομή	Φορτία	t	Χαρακτηριστικά διατομής
Φάση Α: Φάση κατασκευής – Μόνο η σιδηροδοκός			
Αμιγώς μεταλλική	Ίδιον βάρος σιδηροδοκού $G_{1,a}$	$t = 0$	a
Αμιγώς μεταλλική	Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου $G_{1,p}$	$t = 0$	a
Αμιγώς μεταλλική	Ίδιον βάρος νωπού σκυροδέματος $G_{1,slab}$	$t = 0$	a
Φάση Β: Φάση λειτουργίας – Σύμμικτη λειτουργία δοκού			
Σύμμικτη	Συνολικά πρόσθετα μόνιμα G_2	$t = \infty$	n_p
Σύμμικτη	Συστολή ξήρανσης S	$t = \infty$	$n_s = n_{PT}$
Σύμμικτη	Φορτία κυκλοφορίας GR1a (LM1 UDL, LM1 TS, πεζοδρόμια)	$t = \infty$	n_0
Σύμμικτη	Φορτία κυκλοφορίας Tram	$t = \infty$	n_0
Σύμμικτη	Θερμοκρασιακές Μεταβολές	$t = \infty$	n_0

3. Προσεγγιστικός τρόπος υπολογισμού βελών

-Από τις αναλύσεις του λογισμικού για τα διάφορα φορτία που δίνονται στον Table 25-3, λαμβάνεται η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed,max}$ ανεξαρτήτως της θέσης που αναπτύσσεται. Με βάση την τιμή της ροπής μπορεί να υπολογιστεί ένα ισοδύναμο ομοιόμορφα κατανεμημένο γραμμικό φορτίο ως εξής:

$$M_{y,Ed,max} = \frac{p \cdot L^2}{8} \Leftrightarrow p = \frac{8 \cdot M_{y,Ed,max}}{L_{cross}^2}$$

-Για προσεγγιστικούς υπολογισμούς χωρίς τη βοήθεια του λογισμικού μπορεί απλοποιητικά να θεωρηθεί ότι η δοκός είναι αμφιέρειστη, τα φορτία είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα και ότι το μέγιστο βέλος θα βρεθεί για το μέσον της διαδοκίδας. Επομένως, θα είναι:

$$\delta_{cross\ beam,max} = \left(\frac{5}{384}\right) \cdot \frac{p \cdot L_{cross}^4}{E_a \cdot I_{yy,t}} \rightarrow [mm] = \left(\frac{5}{384}\right) \cdot \frac{[kN/m] \cdot ([m])^4}{[kN/m^2] \cdot [cm^4 \cdot 10^{-8}]}$$

όπου:

$I_{yy,t}$ η ροπή αδρανείας ανάλογα με τη φάση της διατομής και τον εξεταζόμενο χρόνο ελέγχου

4. Προσεγγιστικός τρόπος υπολογισμού βελών λόγω συστολής ξηράνσεως και θερμοκρασιακών μεταβολών

-Εξαίρεση στον παραπάνω τρόπο υπολογισμού αποτελεί ο υπολογισμός του βέλους λόγω συστολής ξηράνσεως και λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Οι υπολογισμοί αυτοί έχουν ήδη παρουσιαστεί αναλυτικά στα Κεφάλαια 6 και 11, αντίστοιχα.

5. Υπολογισμός βελών με το Sofistik

-Πραγματοποιείται ανάλυση για τις φορτίσεις του Table 25-3. Για κάθε τύπο φόρτισης θα χρησιμοποιείται το αντίστοιχο αριθμητικό προσομοίωμα, δηλ. για τη φάση κατασκευής το μοντέλο με τις αμιγώς χαλύβδινες διατομές και τη φάση λειτουργίας το μοντέλο με τις σύμμικτες διαδοκίδες. Για τη φάση λειτουργίας η ανάλυση για το κάθε φορτίο θα γίνεται εισάγοντας τον μειωτικό συντελεστή του μέτρου ελαστικότητας βάσει του λόγου ισοδυναμίας n_L που αντιστοιχεί στην κάθε φόρτιση και τον χρόνο ελέγχου.

6. Υπολογισμός προπαραμόρφωσης διαδοκίδας (Precambering): Μέγιστα όρια αντιβέλους
- Όπως αναφέρεται στην [21], οι κατασκευαστές είναι ικανοί να υλοποιήσουν ένα μέγιστο αντιβέλος των 76,2mm (3in) έως 101,6mm (4in) για μία δοκό μήκους 18,288m (60 ft). Με βάση αυτό το σκεπτικό για μία δοκό των 30,6m θα μπορούσε να δοθεί αντιβέλος από 127mm μέχρι 167mm.
 - Γενικά θα πρέπει να δοθεί προσοχή, διότι η προπαραμόρφωση μιας δοκού ισοδυναμεί με ανάλογο κατασκευαστικό κόστος, στο οποίο θα πρέπει να συνυπολογιστεί και το μεγάλο πλήθος των διαδοκίδων.
 - Συνήθως, δε συνίσταται η υλοποίηση υπερβολικής προπαραμόρφωσης, διότι υπάρχει ο κίνδυνος δημιουργίας κατασκευαστικών προβλημάτων. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν η έλλειψη απαραίτητης επικάλυψης πάνω από τον οπλισμό και του διατηρητικούς ήλους κεφαλής [21].
 - Βέβαια, τα παραπάνω όρια ενδέχεται να αφορούν κυρίως ελατές (πρότυπες διατομές), όπου η προπαραμόρφωση δημιουργείται πρακτικά μέσω της κάμψεως της δοκού.
 - Σε περίπτωση συγκολλητών διατομών, η προπαραμόρφωση συνήθως υλοποιείται πιο πρακτικά κόβοντας τον κορμό με παραβολικό σχήμα με τα κοίλα προς τα κάτω. Εν συνεχεία σγκολλώνται τα πέλατα πάνω στον κορμό ακολουθώντας και αυτά τη μορφή του σχήματός του κορμού. Αυτό σημαίνει ότι στην ουσία δεν τίθεται θέμα ορίων προπαραμόρφωσης. Ωστόσο, σίγουρα δεν θα είναι σωστό να εφαρμοστούν κάποιες υπερβολικές τιμές, και για αυτό τυπικά έχουν κρατηθεί τα όρια που δίνονται παραπάνω.

Table 25-4: Παραδείγματα αντιβέλους

Πηγή	Είδος κατασκευής	Είδος δοκού	Μήκος δοκού	Προπαραμόρφωση	Λόγος
[1]	Γέφυρα	Κύρια δοκός	50m	70mm	L/715
		Κύρια δοκός	60m	200mm	L/300

7. Υπολογισμός προπαραμόρφωσης διαδοκίδας (Precambering): Συχνός συνδυασμός για την προπαραμόρφωση
- Για τον υπολογισμό των απαιτούμενων προπαραμορφώσεων, υπολογίζονται τα βέλη για τον συχνό συνδυασμό OKL που περιλαμβάνει όλα τα μόνιμα φορτία και το 50% του βέλους λόγω των συχνών φορτίων κυκλοφορίας. Ως φορτία κυκλοφορίας ελέγχονται τα gr1a (UDL, TS, πεζοδρόμια), αλλά και των τροchioδρομικών μέσων (όπως έχει εξηγηθεί ήδη στο Κεφάλαιο 10.3).
 - Από τις αναλύσεις των φορτίων λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών προκύπτουν κατακόρυφα βέλη στις διαδοκίδες. Ωστόσο, τα φορτία των θερμοκρασιακών μεταβολών δε λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του αντιβέλους, παρόλο που έχουν τιμή συντελεστή συνδυασμού $\psi_2 = 0,5$. Αυτό συμβαίνει καθώς τα βέλη λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών αυξομειώνονται ακόμα και εντός της ίδιας ημέρας, και επομένως δεν μπορούν να αναιρεθούν μέσω παραμόρφωσης [1].

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + 50\% \cdot \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$\rightarrow G_1 + G_2 + S + 0,5 \cdot [(\psi_{1,gr1a-TS} \cdot Q_{LM1,TS} + \psi_{1,gr1a-UDL} \cdot Q_{LM1,UDL} + \psi_{1,gr1a-foot} \cdot q_{footway}) + \psi_{2,Tram} \cdot Q_{Tram} + \psi_{2,T} \cdot T]$$

$$\rightarrow G_1 + G_2 + S + (0,375 \cdot Q_{LM1,TS} + 0,2 \cdot Q_{LM1,UDL} + 0,2 \cdot q_{footway}) + 0,375 \cdot Q_{Tram} + 0,25 \cdot T$$

Υπολογισμοί για τη σύμμικτη διαδοκίδα

Table 25-5: Φορτία για τον υπολογισμό των βελών

Φορτία για τον υπολογισμό των βελών			
A. Φάση κατασκευής			
Ίδιον βάρος χάλυβα	g_a	6,437	kN/m
Προσαύξηση ίδιου βάρους χάλυβα λόγω ήλων, νευρώσεων κλπ.	increase	1,2	[-]
Τελικό ίδιον βάρος χάλυβα	$g_{a,final}$	7,724	kN/m
Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου – επιφανειακό	g_{sheet}	0,22	kN/m ²
Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου – γραμμικό	g_{sheet}	0,66	kN/m
Ίδιον βάρος πλάκας σκυροδέματος με Ponding effect – γραμμικό - νωπό	$g_{concrete,wet}$	23,81	kN/m
Ίδιον βάρος πλάκας σκυροδέματος με Ponding effect – γραμμικό - ξηρό	$g_{concrete,dry}$	22,89	kN/m
B. Φάση λειτουργίας			
Υπολογισμός προσεγγιστικών ομοιόμορφων φορτίων βάσει μέγιστης ροπής στη δοκό από Sofistik			
Μόνιμες δράσεις G2			
Ροπή για φορτία G2	$M_{y,G2,max}$	1.746	kNm
Προσεγγιστικό γραμμικό φορτίο λόγω G2	$q_{MY,G2,max}$	14,53	kN/m
Ροπή για φορτία LM1 UDL+πεζοδρόμια			
Ροπή για φορτία LM1 UDL+πεζοδρόμια	$M_{y,UDL,max}$	914,8	kNm
Προσεγγιστικό γραμμικό φορτίο λόγω LM1 UDL+πεζοδρόμια	$q_{My,UDL,max}$	7,62	kN/m

Συν/στης για συχνό συνδυασμό ΟΚΛ	Ψ_1	0,4	[-]
Ροπή για φορτία LM1 TS			
Ροπή για φορτία LM1 TS	$M_{y,TS,max}$	4.738	kNm
Προσεγγιστικό γραμμικό φορτίο λόγω LM1 TS	$q_{My,TS,max}$	39,44	kN/m
Συν/στης για συχνό συνδυασμό ΟΚΛ	Ψ_1	0,75	[-]
Ροπή για φορτία Tram			
Ροπή για φορτία TRAM	$M_{y,Tram,max}$	2.001	kNm
Προσεγγιστικό γραμμικό φορτίο λόγω TRAM	$q_{My,tram,max}$	16,66	kN/m
Συν/στης για συχνό συνδυασμό ΟΚΛ	Ψ_2	0,75	[-]

Table 25-6: Υπολογισμός βελών. Σύγκριση αποτελεσμάτων προσεγγιστικού υπολογισμού με τα μέγιστα βέλη των διαδοκίδων από τις αναλύσεις του Sofistik.

ΟΚΛ: Υπολογισμός βελών: Excel & Sofistik				L/?	Sofistik
Μήκος διαδοκίδας	L_{cross}	31	m		
A. Φάση κατασκευής					
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ισχυρό άξονα	$I_{yy,a}$	3.008.710	cm ⁴		
Τελικό ίδιο βάρος χάλυβα	$g_{a,final}$	7,72	kN/m		
Βέλος λόγω προσαυξημένου ίδιου βάρους χάλυβα	$\delta_{max-ga,final}$	14,70	mm	L/2.109	
Ίδιον βάρος χαλυβδόφυλλου – γραμμικό	g_{sheet}	0,66	kN/m		
Βέλος λόγω ίδιου βάρους χαλυβδόφυλλου	δ_{max-gp}	1,26	mm	L/24.679	
Ίδιον βάρος πλάκας σκυροδέματος με Ponding effect – γραμμικό - νωπό	$g_{concrete,wet}$	23,81	kN/m		
Βέλος λόγω ίδιου βάρους νωπού σκυροδέματος	$\delta_{max-gconcrete,wet}$	45,32	mm	L/684	
Συνολικά βέλη κατά την Α.Φάση κατασκευής	δ_{max_A} Φάση Κατασκευής	61,27	mm	L/506	62,94
B. Φάση λειτουργίας					
Μόνιμες δράσεις G2					
Λόγος ισοδυναμίας	n_G	29,729	[-]		
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ισχυρό άξονα σύμμικτης διατομής	$I_{yy,1}$	5.783.798	cm ⁴		
Προσεγγιστικό γραμμικό φορτίο λόγω G2	$q_{-MY,G2,max}$	14,53	kN/m		
Βέλος λόγω G2	$\delta_{max,G2}$	14,39	mm	L/2.154	14,59
Συστολή ξηράνσεως					
Λόγος ισοδυναμίας	n_{PT}	17,999	[-]		
Μέγιστο κατακόρυφο βέλος απλά στηριζόμενης δοκού λόγω συστολής ξηράνσεως	δ_{sh}	16,8	mm	L/1.843	17,1
Φορτία κυκλοφορίας GR1a - UDL+πεζοδρόμια					
Λόγος ισοδυναμίας	n_0	6,269	[-]		
Ροπή αδρανείας διατομής περί τον ισχυρό άξονα σύμμικτης διατομής	$I_{yy,1}$	9.922.437	cm ⁴		
Προσεγγιστικό γραμμικό φορτίο λόγω LM1 UDL+πεζοδρόμια	q	7,62	kN/m		
Βέλος λόγω LM1 UDL+πεζοδρόμια	$\delta_{max,UDL+footway}$	4,39	mm	L/7.054	6,96
Φορτία κυκλοφορίας GR1a - TS					
Προσεγγιστικό γραμμικό φορτίο λόγω LM1 TS	q	39,44	kN/m		
Βέλος λόγω LM1 TS	$\delta_{max,TS}$	22,76	mm	L/1.362	36,55*
Συνολικά βέλη GR1a					
Συνολικό βέλος από GR1a	$\delta_{tot,GR1a}$	27,16	mm	L/1.142	
Φορτία κυκλοφορίας TRAM					
Προσεγγιστικό γραμμικό φορτίο λόγω TRAM	q	16,66	kN/m		
Βέλος λόγω TRAM	$\delta_{max,TRAM}$	9,61	mm	L/3.225	14,23
Θερμοκρασιακές μεταβολές					
Βέλος λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής	$\delta_{max,AT}$	11,63	mm	L/2.667	12,39

Table 25-7: Φορτία για τον υπολογισμό των βελών

Υπολογισμός αντιβέλους για συνδυασμό G1+G2+S+50%*(0,4*(UDL+πεζοδρόμια)+0,75*TS+0,75*TRAM)			
Συνολικά βέλη κατά την Α.Φάση κατασκευής	$\delta_{\max_A_Φάση\ Κατασκευής}$	61,27	mm
Βέλος λόγω G2	$\delta_{\max,G2}$	14,39	mm
Βέλος λόγω LM1 UDL+πεζοδρόμια	$\delta_{\max,UDL+πεζοδρόμια}$	4,39	mm
	$50\%*\psi_1$	0,2	[-]
	$50\%*\psi_1*\delta_{\max,UDL+πεζοδρόμια}$	0,88	mm
Βέλος λόγω LM1 TS	$\delta_{\max,TS}$	22,76	mm
	$50\%*\psi_1$	0,375	[-]
	$50\%*\psi_1*\delta_{\max,TS}$	8,54	mm
	$50\%*\psi_1*\delta_{tot,GR1a}$	7,50	mm
Βέλος λόγω TRAM	$\delta_{\max,TRAM}$	4,33	mm
	$50\%*\psi_1$	0,375	[-]
	$50\%*\psi_1*\delta_{\max,TRAM}$	1,62	mm
Αντιβέλος χωρίς TRAM	$\delta_{\text{precambering, no-TRAM}}$	85,08	mm 364
Αντιβέλος με TRAM	$\delta_{\text{precambering, TRAM}}$	86,70	mm 358

Table 25-8: Υπολογισμός και έλεγχος βελών ΟΚΛ βάσει αποτελεσμάτων του Sofistik για την πιο κρίσιμη διαδοκίδα.

Y m	Precambering mm	max _z mm	max _z after precambering mm	L/? [-]	u _{z-G1+G2} mm	u _{z-G1+G2} after precambering mm
0,000	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00
3,875	-42,70	50,38	7,68	4.036	30,18	12,52
7,750	-77,41	91,26	13,86	2.237	55,26	22,15
11,625	-99,88	117,63	17,75	1.747	71,76	28,11
15,500	-107,49	126,40	18,91	1.640	77,53	29,96
19,375	-99,51	116,90	17,39	1.782	71,75	27,76
23,250	-76,88	90,26	13,37	2.318	55,22	21,66
27,125	-42,33	49,69	7,36	4.209	30,13	12,20
31,000	0,00	0,00	0,00	-	0,00	0,00

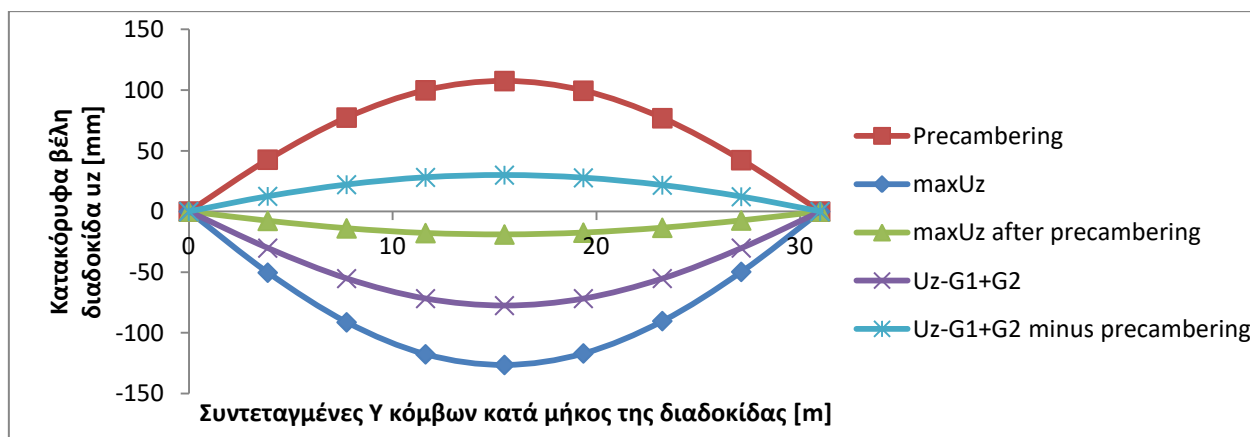


Figure 25.1: Κατακόρυφα βέλη διαδοκίδας βάσει των αναλύσεων του Sofistik, όπως δίνονται και στον Table 25-7

Έλεγχος ελκυστήρα – Αντιβέλος τόξου-ελκυστήρα και προένταση καλωδίων

Για τον έλεγχο των βελών ισχύουν οι ίδιοι συνδυασμοί ΟΚΛ με την περίπτωση των διαδοκίδων. Η διαφορά εδώ είναι ότι η παραμόρφωση του τόξου και του ελκυστήρα υπολογίζεται απλοποιητικά στο τελικό προσομοίωμα με τις σύμμεκτες διαδοκίδες. Αυτό αποτελεί παραδοχή της εργασίας, καθώς όσα αναγράφονται παρακάτω κανονικά θα πρέπει να ελέγχονται στις διάφορες φάσεις κατασκευής του καταστρώματος και του τόξου.

Ο περιορισμός των κατακόρυφων βελών του ελκυστήρα επιτυγχάνεται με τρεις μεθόδους. Πρώτον, υπολογίζεται για το τόξο το κατακόρυφο βέλος στο μέσον του. Αυτό επιλέγεται να γίνει με βάση την τιμή του βέλους από τον συνδυασμό δράσεων που περιλαμβάνει μόνο όλα τα μόνιμα φορτία και την προένταση των καλωδίων. Με βάση το βέλος αυτό επιλέγεται μία τιμή προπαραμόρφωσης που θα δοθεί στο μέσον του ανοίγματος τόσο του τόξου όσο και του ελκυστήρα. Σημειώνεται ότι στις αναλύσεις έχουν αμεληθεί τα αντιβέλη αυτά.

Δεύτερον, στον περιορισμό του κατακόρυφου βέλους συμβάλλει και η προένταση των καλωδίων. Βέβαια, η προένταση αυτή εισάγεται στην ανάλυση όχι μόνο για αυτόν τον σκοπό, αλλά και για τη μείωση των καμπτικών ροπών στο κεντρικό τμήμα του ανοίγματος της γέφυρας. Οι αναρτήσεις πρακτικά λειτουργούν ως ελαστικές στηρίξεις για τον

ελκυστήρα, και η προένταση τους αυξάνει πρακτικά τις θεωρητικές δυνάμεις στηρίξεις. Έτσι, στις θέσεις των στηρίξεων οι ροπές είτε μειώνονται αρκετά είτε αλλάζουν και πρόσημο. Πρακτικά η προένταση των αναρτήρων εισάγεται στον φορέα μέσω του «κοψίματος» των καλωδίων σε μικρότερα μήκη. Έτσι, τα πιο «κοντά» καλώδια θα επιμηκύνονται κάτω από την επιρροή των κατακόρυφων φορτίων φέρνοντας εν τέλει τον ελκυστήρα, και στην ουσία το κατάστρωμα, στην επιθυμητή στάθμη.

Η προένταση εισήχθη στο λογισμικό με τιμές του παραμορφωμένου μήκους. Η εύρεση των τιμών, έτσι ώστε εν τέλει να ικανοποιείται ο έλεγχος των βελών, έγινε με επαναληπτική διαδικασία. Σημειώνεται ότι μέριμνα δόθηκε ώστε οι τιμές της προέντασης να μην είναι αρκετά μεγάλες. Αυτό γιατί μεγάλη προένταση οδηγεί σε αύξηση της έλξης μεταξύ τόξου και ελκυστήρα, και αυτό εν συνεχεία οδηγούσε σε αύξηση της έντασης στο τόξο. Για μεγαλύτερη ένταση αυξάνεται η τάση Von Mises και έτσι δυσχεραίνεται ο έλεγχος ευστάθειας. Οι τιμές για την προένταση δίνονται στον Table 25-9.

Τρίτον, ο περιορισμός του βέλους επιτυγχάνεται χάρη και στις διαστάσεις που δίνονται στη διατομή του ελκυστήρα. Βέβαια, σημειώνεται ότι οι διαστάσεις αυτές όταν είναι σημαντικές βελτιώνουν και την τιμή του a_{crit} στον έλεγχο ευστάθειας του τόξου.

Table 25-9: Η προένταση των καλωδίων που εισήχθη στο λογισμικό μέσω μειωμένου μήκους

Καλώδια [-]	L m	ΔL [mm]
1η 4αδα	11,493	6
2η 4αδα	18,849	20
3η 4αδα	24,570	39
4η 4αδα	28,656	60
5η 4αδα	31,108	82
μεσαία 2αδα	31,925	101

Table 25-10: Έλεγχος κατακόρυφου βέλους ελκυστήρα

	Βέλος mm	L/? [-]	Check [-]
1) Ελκυστήρας: Χωρίς προένταση και χωρίς αντιβέλος			
$G_1+G_2+\psi_1*GR1a+\psi_2*Tram+\psi_2*\Delta T$	324,92	462	FAIL
2) Ελκυστήρας: Με προένταση και χωρίς αντιβέλος			
$G_1+G_2+P+\psi_1*GR1a+\psi_2*Tram+\psi_2*\Delta T$	246,93	607	FAIL
3) Προσδιορισμός αντιβέλους			
Βέλος τόξου για G_1+G_2	147,74		
Βέλος τόξου για G_1+G_2+P	171,80		
Διαφορά	24,06		
Βέλος ελκυστήρα για G_1+G_2	210,56		
Βέλος ελκυστήρα για G_1+G_2+P	132,41		
Διαφορά	78,15		
Επιλεγόμενο αντιβέλος τόξου και ελκυστήρα	100,00		
4) Ελκυστήρας: Με προένταση και με αντιβέλος			
$G_1+G_2+P+\psi_1*GR1a+\psi_2*Tram+\psi_2*\Delta T$	149,5	1.003	OK

Τα αποτελέσματα που δίνονται στον Table 25-10 προκύπτουν από τα δεδομένα που εξάγονται με βάση τις περιβάλλουσες των μέγιστων κατακόρυφων βελών. Για να εξεταστεί η μορφή της παραμόρφωσης βρέθηκε ποια διάταξη των φορτίων κυκλοφορίας οδηγεί στο μέγιστο κατακόρυφο βέλος του ελκυστήρα. Τα φορτία δίνονται στον Table 25-11. Σημειώνεται ότι το μέγιστο βέλος προκύπτει για τη σχεδιαστική κατάσταση όπου η οδική κυκλοφορία γίνεται μόνο προς μία από τις δύο κατευθύνσεις.

Table 25-11: Η διάταξη των φορτίων κυκλοφορίας στον συνδυασμό που δίνει το μέγιστο κατακόρυφο βέλος.

Φορτίο	Διάταξη	Συντελεστής
G_1+G_2	όλα	1
P	-	1
GR1a - TS	Τοποθέτηση 3.1 + Θέση $X=48 \times 1.5m=72m$	0.75
GR1a – UDL+footway	Τοποθέτηση 3.1 + UDL patch loading $X=0m$ έως $X=147m$	0.40
TRAM	2 Tram + Θέση $X=82,5m$	0.75
ΔTN_{con}	-	0.5

Για τον συνδυασμό με τη διάταξη των φορτίων που δίνεται στον Table 25-11 γίνεται γραμμική ανάλυση και εξάγονται οι μορφές των της παραμορφώσεις που δίνονται στο Figure 25.2 και στο Figure 25.3.

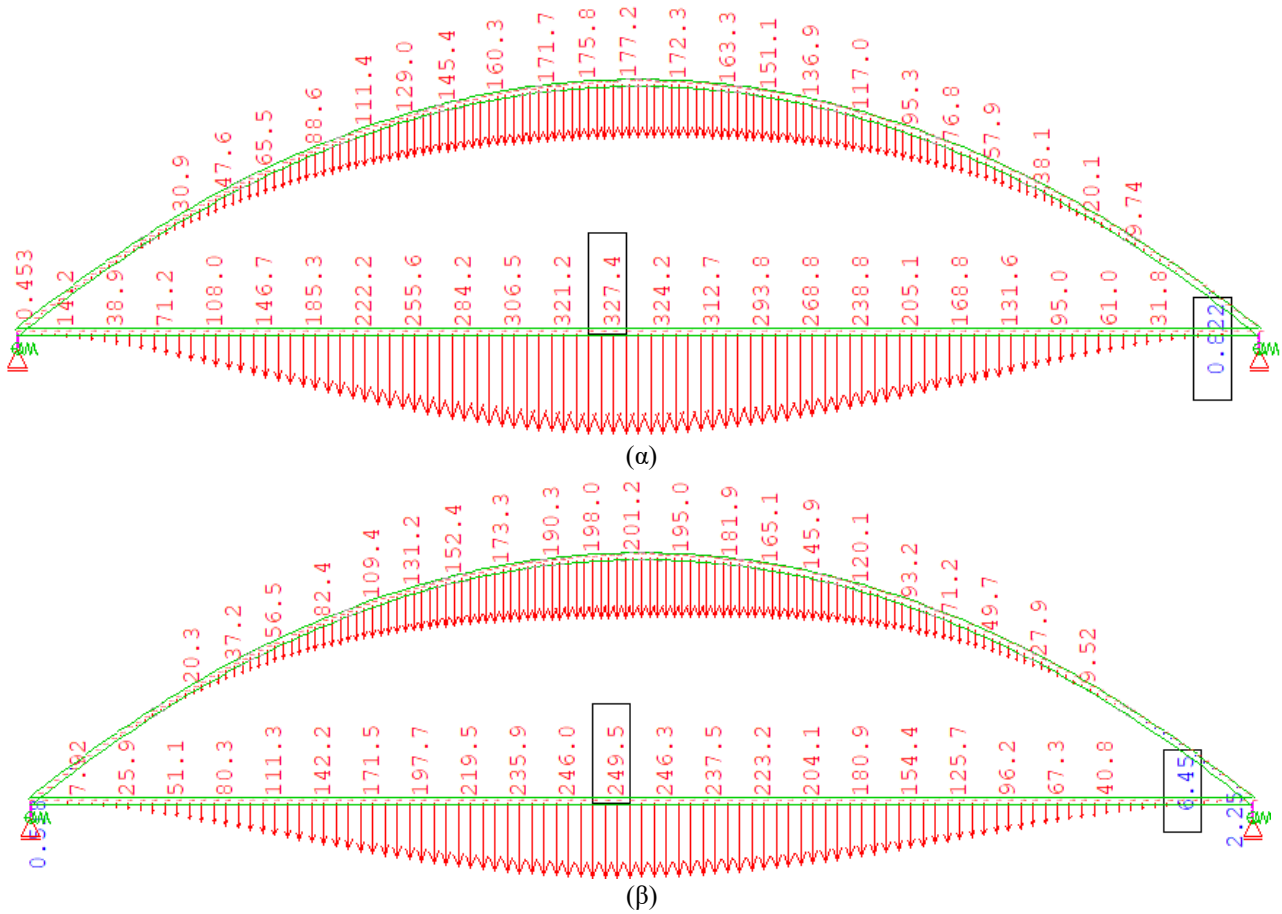


Figure 25.2: Κατακόρυφα βέλη σε mm τόξου και ελκυστήρα για τον συνδυασμό φορτίων που δίνει το μέγιστο κατακόρυφο βέλος του ελκυστήρα – (α) χωρίς προένταση, (β) με προένταση. Και στις δύο περιπτώσεις χωρίς το αντιβέλος

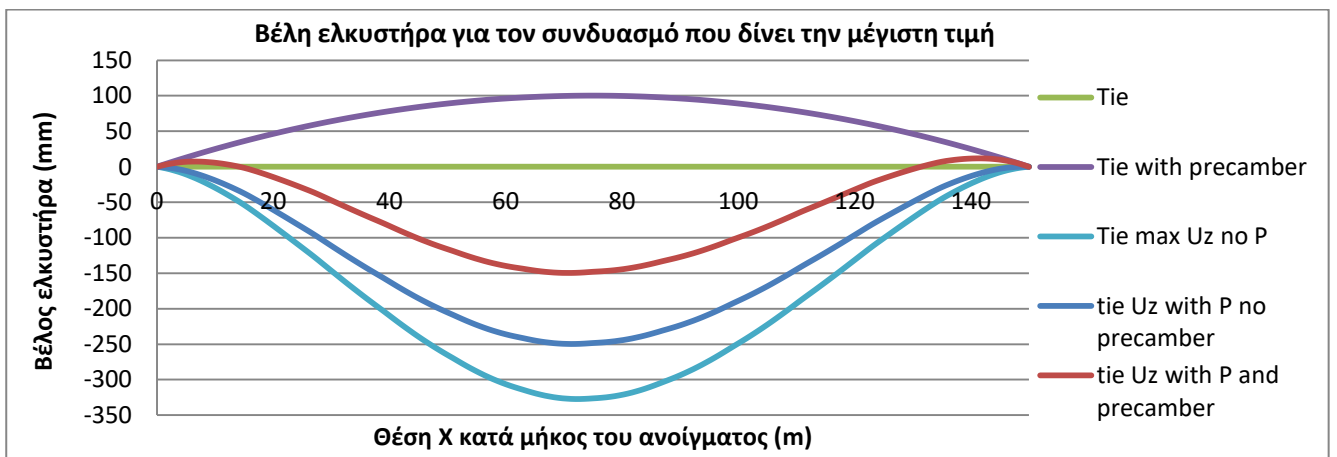


Figure 25.3: Τα βέλη του ελκυστήρα για τον συνδυασμό που δίνει τη μέγιστη τιμή βέλους

25.2 ΟΚΛ: Έλεγχος τάσεων

1. ΟΚΛ – χαρακτηριστικός συνδυασμός

-Όλες οι τάσεις για τους ελέγχους υπολογίζονται βάσει του χαρακτηριστικού συνδυασμού ΟΚΛ. Καθώς μελετάται κατηγορία έκθεσης XS1, και οι τάσεις του σκυροδέματος λαμβάνονται από τον χαρακτηριστικό συνδυασμό και όχι τον οιονεί μόνιμο.

2. Έλεγχος δομικού χάλυβα για όλα τα μέλη

$$\text{Ορθές τάσεις: } \sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (25.4)$$

$$\text{Διατμητικές τάσεις: } \sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser} \cdot \sqrt{3}} \quad (25.5)$$

$$\text{Τάσεις Von Mises: } \sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3 \cdot \tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (25.6)$$

$$\gamma_{M,ser} = 1 \quad (25.7)$$

3. Έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος σύμμικτης διαδοκίδας

-Καθώς μελετάται κατηγορία έκθεσης XS1, οι θλιπτικές τάσεις του σκυροδέματος ελέγχονται ως εξής:

$$\text{Θλιπτικές ορθές τάσεις: } \sigma_{c,Ed,ser,com} \leq k_1 \cdot f_{ck} \quad (25.8)$$

$$k_1 = 0,6 \quad (25.9)$$

4. Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος σύμμικτης διαδοκίδας

-Στην εργασία επιλέγεται να γίνει και έλεγχος των εφελκυστικών τάσεων:

$$\text{Εφελκυστικές ορθές τάσεις: } \sigma_{c,Ed,ser,ten} \leq f_{ctm} \quad (25.10)$$

όπου:

f_{ctm} η μέση εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

5. Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος σύμμικτης διαδοκίδας για χρήση ρηγματωμένης διατομής

-Βλ. Κεφάλαιο 25.3 για θέματα ρηγματώσεως.

6. Έλεγχος σπλισμού σύμμικτης διαδοκίδας

-Πρέπει να ελέγχεται ότι ο σπλισμός των ρηγματωμένων περιοχών παραμένει στις ΟΚΛ στην ελαστική περιοχή. Από τις αναλύσεις στο Sofistik προκύπτουν ορισμένες θέσεις όπου οι τάσεις του σκυροδέματος για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό είναι εφελκυστικές είτε σε όλο το ύψος του σκυροδέματος είτε μόνο σε ένα τμήμα. Ωστόσο, σε όλες τις διατομές αυτές ικανοποιείται η συνθήκη της Σχέσεως (25.10), και επομένως μπορεί να θεωρηθεί ότι το σκυρόδεμα είναι αρηγμάτωτο, με αποτέλεσμα εν τέλει να μην πραγματοποιείται έλεγχος τάσεων σπλισμού.

Έλεγχος σύμμικτης διαδοκίδας

Οι έλεγχοι γίνονται με φάσεις κατασκευής με τα ίδια δεδομένα που γίνονται και οι υπολογισμοί των βελών σύμφωνα με τον Table 25-3. Οι τάσεις λόγω κινητών φορτίων GR1a, tram, θερμοκρασιακών μεταβολών, αλλά και ανέμου υπολογίζονται με βάση τα διαγράμματα περιβαλλουσών για κάθε εντατικό μέγεθος των φορτίων αυτών. Γίνεται η παραδοχή ότι ισχύει η επαλληλία των τάσεων. Ωστόσο, δεν λαμβάνονται υπόψη οι τάσεις λόγω προέντασης των αναρτήρων.

Για τον έλεγχο του δομικού χάλυβα δημιουργούνται στο Sofistik *Stress Points* στην άνω και κάτω ακραία ίνα της χαλύβδινης διατομής, S_AO και S_AU, αντίστοιχα, καθώς και στο άνω και κάτω σημείο συμβολής πέλματος κορμού, S_WO και S_WU, αντίστοιχα. Τα τελευταία *Stress Points* δημιουργούνται έτσι ώστε να βρίσκονται από την πλευρά του κορμού όπου αναπτύσσονται οι μέγιστες διατμητικές τάσεις, σε αντίθεση με τα πέλματα. Για τον έλεγχο των τάσεων του σκυροδέματος δημιουργούνται *Stress Points* στην άνω και κάτω ακραία ίνα του συνολικού ύψους σκυροδέματος, S_CO και S_CU, αντίστοιχα.

Η διατομή της σύμμικτης διαδοκίδας με τον μεγαλύτερο βαθμό εκμετάλλευσης προκύπτει από τάσεις της περιβάλλουσας μέγιστης καμπτικής ροπής $maxM_{y,Ed}$. Σημειώνεται ότι οι υπολογισμοί αυτοί έχουν πραγματοποιηθεί ομοίως για κάθε διατομή της διαδοκίδας.

Ενδιάμεσες διαδοκίδες – μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης

Table 25-12: Υπολογισμός τάσεων για την πιο κρίσιμη διατομή ελέγχου των ενδιάμεσων σύμμικτων διαδοκίδων

Stress Point	G _{1,a}		G ₂ n _{G,∞}		Shrink n _{PT,∞}		gr1a+Tram+W n ₀		Συνολικά		
	σ _x MPa	τ MPa	σ _x MPa	τ MPa	σ _x MPa	τ MPa	σ _x MPa	τ MPa	σ _{x,Ed,ser,total} MPa	τ _{Ed,ser,total} MPa	σ _{VM} MPa
S_CO	0,00	0	-1,08	0	0,75	0	-6,73	-0,01	-7,06	-0,01	-
S_CU	0,00	0	-0,73	0	1,33	0	-2,78	-0,28	-2,18	-0,28	-
S_AO	-127,73	0	-21,26	0	-37,52	0	-17,18	0,43	-203,69	0,43	203,69
S_WO	-123,87	0	-20,36	0	-36,64	0	-15,09	-2,31	-195,96	-2,31	196,00
S_WU	59,30	0	22,40	0	5,38	0	84,31	-1,78	171,39	-1,78	171,42
S_AU	66,37	0	24,05	0	7,00	0	88,15	0,04	185,57	0,04	185,57

Table 25-13: Έλεγχος τάσεων για την πιο κρίσιμη διατομή ελέγχου των ενδιάμεσων σύμμικτων διαδοκίδων

Stress Point	σ _{xx,Ed,ser,total} MPa	σ _{VM} MPa	f _{max} MPa	UF σ _{xx} [-]	Check σ _{xx} [-]	UF σ _{VM} [-]	Check σ _{VM} [-]	τ _{Ed,ser,total} MPa	f _{max} MPa	UF τ [-]	Check τ [-]
S_CO	-7,06	-	21	33,62%	OK	-	-	-0,01	205	-	-
S_CU	-2,18	-	21	10,38%	OK	-	-	-0,28	205	-	-
S_AO	-203,69	203,69	355	57,38%	OK	57,38%	OK	0,43	205	0,21%	OK
S_WO	-195,96	196,00	355	55,20%	OK	55,21%	OK	-2,31	205	1,13%	OK
S_WU	171,39	171,42	355	48,28%	OK	48,29%	OK	-1,78	205	0,87%	OK
S_AU	185,57	185,57	355	52,27%	OK	52,27%	OK	0,04	205	0,02%	OK

Ακραίες διαδοκίδες – μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης

Table 25-14: Υπολογισμός τάσεων για την πιο κρίσιμη διατομή ελέγχου των ακραίων σύμμικτων διαδοκίδων

Stress Point	G _{1,a}		G ₂ n _{G,∞}		Shrink n _{PT,∞}		gr1a+Tram+W n ₀		Συνολικά		
	σ _x MPa	τ MPa	σ _x MPa	τ MPa	σ _x MPa	τ MPa	σ _x MPa	τ MPa	σ _{x,Ed,ser,total} MPa	τ _{Ed,ser,total} MPa	σ _{VM} MPa
S_CO	0,00	0	-0,21	0,11	1,15	0	-8,67	0,84	-7,73	0,95	-
S_CU	0,00	0	0,00	-0,01	1,65	0	-4,49	-0,35	-2,84	-0,36	-
S_AO	-20,69	0	-0,01	-0,13	-31,89	0	-27,75	-1,53	-80,34	-1,66	80,39
S_WO	-18,30	0	0,51	-0,37	-31,14	0	-25,54	-2,63	-74,47	-3,00	74,65
S_WU	95,26	0	24,97	0,26	4,54	0	79,44	1,96	204,21	2,22	204,25
S_AU	99,64	0	25,91	-0,46	5,92	0	83,49	-0,75	214,96	-1,21	214,97

Table 25-15: Έλεγχος τάσεων για την πιο κρίσιμη διατομή ελέγχου των ακραίων σύμμικτων διαδοκίδων

Stress Point	σ _{xx,Ed,ser,total} MPa	σ _{VM} MPa	f _{max} MPa	UF σ _{xx} [-]	Check σ _{xx} [-]	UF σ _{VM} [-]	Check σ _{VM} [-]	τ _{Ed,ser,total} MPa	f _{max} MPa	UF τ [-]	Check τ [-]
S_CO	-7,73	-	21	36,81%	OK	-	-	0,95	205	-	-
S_CU	-2,84	-	21	13,52%	OK	-	-	-0,36	205	-	-
S_AO	-80,34	80,39	355	22,63%	OK	22,65%	OK	-1,66	205	0,81%	OK
S_WO	-74,47	74,65	355	20,98%	OK	21,03%	OK	-3,00	205	1,46%	OK
S_WU	204,21	204,25	355	57,52%	OK	57,53%	OK	2,22	205	1,08%	OK
S_AU	214,96	214,97	355	60,55%	OK	60,55%	OK	-1,21	205	0,59%	OK

Έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος

Table 25-16: Έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος – Μέγιστα αποτελέσματα – Χρόνος $t=0$

Cross Beam	Stress Point	$G_{1,a}$	G_2	GR1a+ Tram+ΔT	GR1a +Tram	All+ΔT	All	Θλίψη	All+ΔT	All
-	-	-	$n_{G,0}$	n_0	n_0	-	-	-	-	-
-	-	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	$\sigma_{xx,total}$	$\sigma_{xx,total}$	Strength	UF σ_{xx}	UF σ_{xx}
-	-	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	[%]	[%]
Edge	S_CO	0,00	0,22	-8,82	-8,78	-8,60	-8,56	21	40,95	40,76
	S_CU	0,00	0,73	-4,63	-4,55	-3,90	-3,82	21	18,57	18,19
Middle	S_CO	0,00	-1,79	-6,62	-6,73	-8,41	-8,52	21	40,05	40,57
	S_CU	0,00	-0,79	-2,73	-2,78	-3,52	-3,57	21	16,76	17,00

Table 25-17: Έλεγχος θλιπτικών τάσεων σκυροδέματος – Μέγιστα αποτελέσματα – Χρόνος $t=\infty$

Cross Beam	Stress Point	$G_{1,a}$	G_2	Shrink	GR1a+ Tram+ΔT	GR1a +Tram	All+ΔT	All	Θλίψη	All+ΔT	All
-	-	-	$n_{G,\infty}$	$n_{PT,00}$	n_0	n_0	-	-	-	-	-
-	-	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	$\sigma_{xx,total}$	$\sigma_{xx,total}$	Strength	UF σ_{xx}	UF σ_{xx}
-	-	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	[%]	[%]
Edge	S_CO	0,00	-0,15	1,15	-8,82	-8,78	-7,82	-7,78	21	37,24	37,05
	S_CU	0,00	0,04	1,65	-4,63	-4,55	-2,94	-2,86	21	14,00	13,62
Middle	S_CO	0,00	-1,08	0,75	-6,62	-6,73	-6,95	-7,06	21	33,10	33,62
	S_CU	0,00	-0,73	1,33	-2,73	-2,78	-2,13	-2,18	21	10,14	10,38

Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος

Table 25-18: Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος – Μέγιστα αποτελέσματα – Χρόνος $t=0$

Cross Beam	Stress Point	$G_{1,a}$	G_2	GR1a+ Tram+ΔT	GR1a +Tram	All+ΔT	All	f_{ctm}	$2*f_{ctm}$	σ_{xx}/f_{ctm}	$\sigma_{xx}/2*f_{ctm}$
-	-	-	$n_{G,0}$	n_0	n_0	-	-	-	-	-	-
-	-	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	$\sigma_{xx,total}$	$\sigma_{xx,total}$	-	-	UF	UF σ_{xx}
-	-	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	[%]	[%]
Edge	S_CO	0,00	1,30	1,02	1,11	2,32	2,41	3,2	6,4	75,31	37,66
	S_CU	0,00	1,30	1,02	1,11	2,32	2,41	3,2	6,4	75,31	37,66
Middle	S_CO	0,00	0,36	0,27	0,26	0,63	0,62	3,2	6,4	19,38	9,69
	S_CU	0,00	0,36	0,27	0,26	0,63	0,62	3,2	6,4	19,38	9,69

Table 25-19: Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος – Μέγιστα αποτελέσματα – Χρόνος $t=\infty$

Cross Beam	Stress Point	$G_{1,a}$	G_2	Shrink	GR1a+ Tram+ΔT	GR1a +Tram	All+ΔT	All	f_{ctm}	$2*f_{ctm}$	σ_{xx}/f_{ctm}	$\sigma_{xx}/2*f_{ctm}$
-	-	-	$n_{G,\infty}$	$n_{PT,00}$	n_0	n_0	-	-	-	-	-	-
-	-	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	σ_{xx}	$\sigma_{xx,total}$	$\sigma_{xx,total}$	-	-	UF	UF σ_{xx}
-	-	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	[%]	[%]
Edge	S_CO	0,00	0,45	1,15	1,02	1,11	2,62	2,71	3,2	6,4	84,69	42,34
	S_CU	0,00	0,45	1,65	1,02	1,11	3,12	3,21	3,2	6,4	100,31	50,16
Middle	S_CO	0,00	0,14	0,76	0,27	0,26	1,17	1,16	3,2	6,4	36,25	18,13
	S_CU	0,00	0,14	1,33	0,27	0,26	1,74	1,73	3,2	6,4	54,06	27,03

Για τα υπόλοιπα μέλη της γέφυρας παράγονται οι περιβάλλουσες όλων των εντατικών μεγεθών για τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς σε ΟΚΛ. Οι αναλύσεις πλέον γίνονται με όλα τα φορτία να ασκούνται στο μοντέλο με τις σύμμικτες διαδοκίδες, δηλ. αγνοούνται οι φάσεις κατασκευής. Έπειτα, με βάση τα εντατικά μεγέθη κάθε διατομής από τις περιβάλλουσες αυτές υπολογίζονται οι τάσεις κάθε μέλους. Παρακάτω παρουσιάζονται οι μέγιστες τάσεις Von Mises για κάθε μέλος από το Wingraf. Ο έλεγχος ΟΚΛ των καλωδίων έχει γίνει στο Κεφάλαιο 21.2.

Τονίζεται ότι σε όλες τις εικόνες που ακολουθούν οι τάσεις Von Mises που απεικονίζονται αποτελούν τις μέγιστες τάσεις που προκύπτουν σε όλη τη διατομή και δε δίνονται για κάποιο συγκεκριμένο Stress Point.

Έλεγχος τόξου

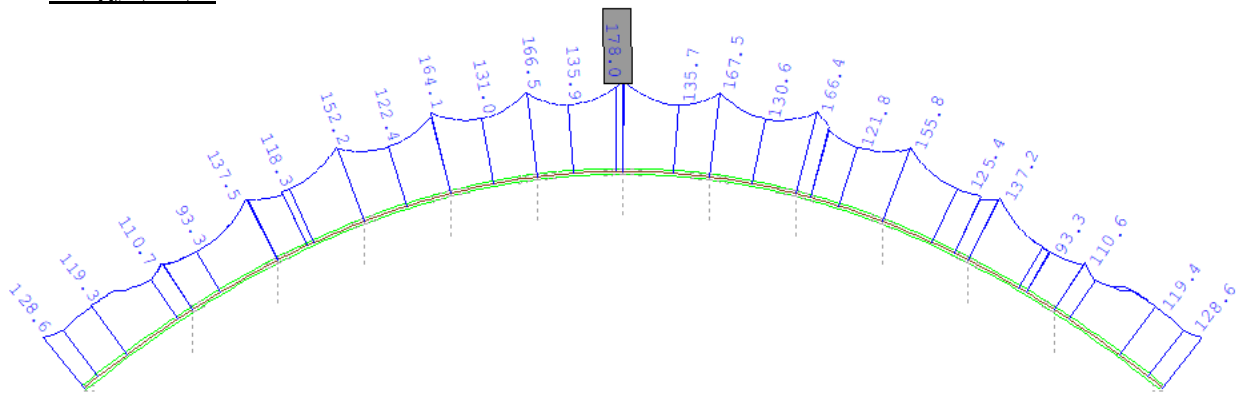


Figure 25.4: Τάσεις Von Mises τόξου. Τα αποτελέσματα δίνονται με βάση τα εντατικά της περιβάλλουσας που δίνει τη μέγιστη τάση Von Mises του τόξου, ήτοι την $\max M_{y,Ed,ser}$ με μεταβολές θερμοκρασίας. Όψη τόξου X-Z.

Έλεγχος ελκυστήρα

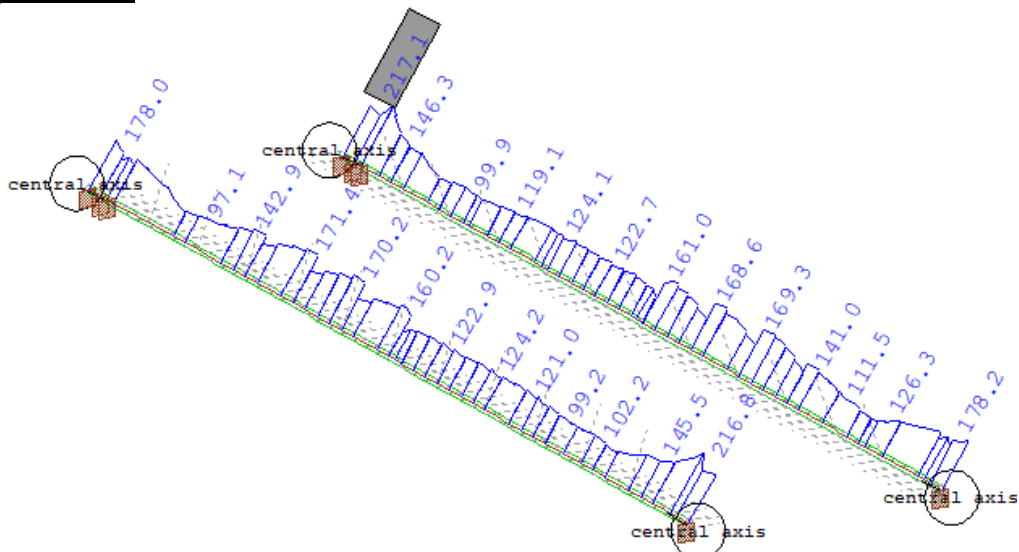


Figure 25.5: Τάσεις Von Mises ελκυστήρα. Τα αποτελέσματα δίνονται για τα εντατικά της περιβάλλουσας που δίνει τη μέγιστη τάση Von Mises, ήτοι την $\min V_{y,Ed,ser}$ με άνεμο. Προοπτικό και των δύο ελκυστήρων.

Έλεγχος οριζόντιων στοιχείων δικτύωσης

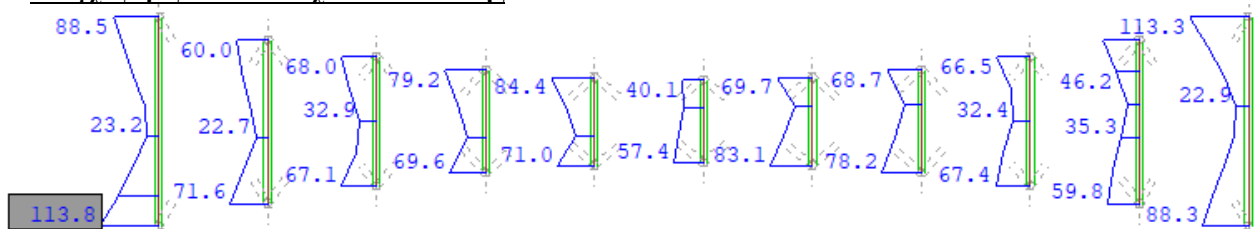


Figure 25.6: Τάσεις Von Mises οριζόντιων στοιχείων δικτύωσης. Τα αποτελέσματα δίνονται για τα εντατικά της περιβάλλουσας που δίνει τη μέγιστη τάση Von Mises, ήτοι την $\max V_{y,Ed,ser}$ με άνεμο. Κάτοψη X-Y.

Έλεγχος χιαστί στοιχείων δικτύωσης

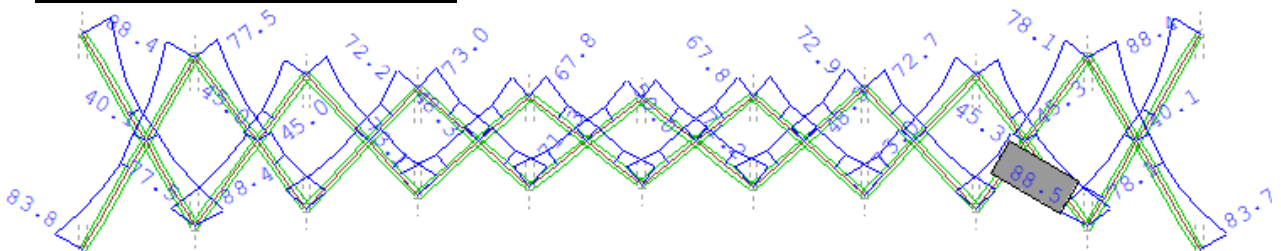


Figure 25.7: Τάσεις Von Mises χιαστί στοιχείων δικτύωσης. Τα αποτελέσματα δίνονται για τα εντατικά της περιβάλλουσας με τη μέγιστη τάση Von Mises, ήτοι την $\min M_{y,Ed,ser}$ με διαφορές θερμοκρασίας. Κάτοψη X-Y.

25.3 ΟΚΛ: Έλεγχος ρηγματώσεως

Έλεγχος εφελκυστικών τάσεων σκυροδέματος σύμμικτης διαδοκίδας για ρηγματωμένη διατομή

Όπως έχει προαναφερθεί σε ορισμένες από τις διαδοκίδες το σκυροδέμα μπορεί να εμφανίζει εφελκυστικές τάσεις. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελούν οι ακραίες διαδοκίδες στις οποίες αναπτύσσονται εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις. Επομένως, ελέγχεται εάν το μέγεθος των εφελκυστικών τάσεων μπορεί να επιβάλλει τη χρήση ρηγματωμένων διατομών. Για τον σκοπό αυτό ακολουθείται η διαδικασία που δίνεται στην EN 1994-1-1:2004 §5.4.3.2.

Για τον έλεγχο γίνεται ανάλυση αρχικά με τη μη-ρηγματωμένη σύμμικτη διατομή για τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς σε ΟΚΛ, η οποία ονομάζεται «μη-ρηγματωμένη ανάλυση». Για αυτήν την ανάλυση ελέγχεται εάν για τις εφελκυστικές τάσεις ισχύει ότι:

$$\text{Εφελκυστικές ορθές τάσεις: } \sigma_{c,Ed,ser,ten} \leq 2 \cdot f_{ctm} \quad (25.11)$$

όπου:

f_{ctm} η μέση εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος

Εάν επαληθεύεται η ανίσωση της Σχέσεως (25.11), τότε δεν χρειάζεται να χρησιμοποιηθεί για τις αναλύσεις η ρηγματωμένη διατομή. Ο έλεγχος έχει παρουσιαστεί ήδη στους Table 25-18 και Table 25-19.

Ελάχιστο εμβαδόν οπλισμού για λόγους ρηγματώσεως του σκυροδέματος

Σύμμικτη διατομή

1. Η μέση τιμή της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος κατά τον χρόνο που αναμένεται για πρώτη φορά η εμφάνιση ρωγμών
-Μπορεί να λαμβάνεται ως η f_{ctm} της κατηγορίας αντοχής κατά τον χρόνο που αναμένεται να συμβεί η ρηγμάτωση.
-Όπως αναγράφεται στην [2], η ρηγμάτωση του σκυροδέματος είναι αναπόφευκτη και ξεκινά από τις μικρές ηλικίες του σκυροδέματος όπου η αντοχή του είναι μικρή ενώ οι ανηγμένες παραμορφώσεις λόγω θερμικών επιρροών και συστολής ξηράνσεως είναι μεγάλες. Έτσι, σύμφωνα με τις EN 1994-1-1:2004 §7.4.2 (1) για κτήρια και EN 1994-2:2005 §7.4.2 (1) για γέφυρες, όταν η ηλικία του σκυροδέματος κατά τη ρηγμάτωση δεν μπορεί να προσδιορισθεί με ακρίβεια όντας μικρότερη των 28 ημερών, μπορεί να λαμβάνεται μία ελάχιστη εφελκυστική αντοχή ίση με 3MPa. Σημειώνεται ότι η προσεγγιστική ελάχιστη τιμή των 3MPa είναι ανεξάρτητη από την ποιότητα του σκυροδέματος.
-Ωστόσο, όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή της $f_{ct,eff}$ τόσο μεγαλύτερος προκύπτει ο ελάχιστος οπλισμός. Επομένως, η θεώρηση μεγαλύτερης τιμής εφελκυστικής αντοχής είναι υπέρ της ασφαλείας, και είναι κάτι το οποίο εφαρμόζεται και στην [1]. Γενικά, με βάση την [1] θα λαμβάνεται η τιμή της f_{ctm} , όχι μικρότερη από 3MPa, και επομένως θα είναι:

$$f_{ct,eff} = \max(f_{ctm}; 3 \text{ MPa}) = \max(3,2 \text{ MPa}; 3 \text{ MPa}) \Leftrightarrow f_{ct,eff} = 3,2 \text{ MPa}$$

2. Ο μειωτικός συντελεστής k_s που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της εφελκυστικής αξονικής δύναμης της πλάκας λόγω της αρχικής ρηγμάτωσης και της τοπικής ολίσθησης της διατμητικής σύνδεσης (δηλ. των ήλων):

$$k_s = 0,9$$

3. Ο μειωτικός συντελεστής k που λαμβάνει υπόψη τις επιρροές των παραμενουσών τάσεων λόγω αυτεντατικών καταστάσεων (ή και την κατανομή ανομοιόμορφων αυτεντατικών τάσεων)

$$k = 0,8$$

4. Η απόσταση του κέντρου βάρους της μη-ρηγματωμένης πλάκας σκυροδέματος από το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής σταδίου 1 (αρηγμάτωση διατομή) για βραχυχρόνιες φορτίσεις $L=0$, δηλ. χαρακτηριστικά διατομής υπολογισμένα με συντελεστή ισοδυναμίας n_0 :

$$\bar{z}_{1,0} = z_{1,0} - z_{c,K.B.} \quad (25.12)$$

5. Το ύψος της πλάκας σκυροδέματος εκτός αυλακώσεων ή τυχόν ενισχυτικών διογκώσεων για τον υπολογισμό του συντελεστή k_c

-Γενικά, όσο μικρότερο το ύψος της πλάκας τόσο μεγαλύτερη η τιμή του συντελεστή k_c , και εν συνεχεία μεγαλύτερη και η απαίτηση του ελάχιστου οπλισμού. Επομένως, υπάρχει η επιλογή να ληφθεί ή το συνολικό ύψος της πλάκας ή το συμπαγές πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο ή το ισοδύναμο πάχος με ponding effect.

-Σύμφωνα με τις EN 1994-1-1:2004 §7.4.2 (1) για κτήρια και EN 1994-2:2005 §7.4.2 (1) για γέφυρες, το πάχος θα πρέπει να είναι εκτός των αυλακώσεων και των διογκώσεων. Άρα:

$$h_c = h_{c,solid} \Leftrightarrow h_c = 25 \text{ cm}$$

6. Ο συντελεστής k_c που λαμβάνει υπόψη την κατανομή των τάσεων μέσα στη διατομή αμέσως πριν την ρηγμάτωση

$$k_c = \min \left\{ \frac{1}{1 + h_c \cdot \frac{1}{2 \cdot \bar{z}_{1,0}}} + 0,3 ; 1 \right\} \quad (25.13)$$

7. Το εμβαδόν A_{ct} της εφελκόμενης ζώνης (προκαλούμενης από την άμεση φόρτιση και τις κύριες επιρροές της συστολής ξηράνσεως) του σκυροδέματος αμέσως πριν τη ρηγμάτωση της διατομής.

-Προκαλείται από την άμεση φόρτιση και τις κύριες επιρροές της συστολής ξήρανσης.

-Ο προσδιορισμός του μπορεί να ακολουθήσει τους εξής τρόπους:

a. Ακόμη και αν πρόκειται για διατομή κοντά σε ενδιάμεση στήριξη (π.χ. σε μία συνεχή δοκό 2 ανοιγμάτων), γίνονται υπολογισμοί σε διατομή σταδίου 1 (δηλ. αρηγμάτωση διατομή) με το συνεργαζόμενο πλάτος που ισχύει σε εκείνη τη θέση (π.χ. $b_{eff,2}$) για αρνητική ροπή. Από τους υπολογισμούς γίνεται χρήση της θέσης του ελαστικού ουδέτερου άξονα. Εάν ο ελαστικός ουδέτερος άξονα βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος, τότε το A_{ct} θα προκύπτει μόνο μέσα στο ύψος από την ανώτερη ίνα σκυροδέματος μέχρι τη θέση του ελαστικού ουδέτερου άξονα. Εάν ο ελαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της σιδηροδοκού, τότε θα λαμβάνεται ολόκληρο το εμβαδόν της πλάκας σκυροδέματος.

b. Υπέρ της ασφαλείας και απλοποιητικά μπορεί να ληφθεί το εμβαδόν ολόκληρης της πλάκας σκυροδέματος χωρίς να ληφθεί υπόψη η πραγματική θέση του ελαστικού ουδέτερου άξονα για αρνητικές ροπές. Το εμβαδόν, όμως, πάντα θα υπολογίζεται εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της εξεταζόμενης θέσης, π.χ. για ενδιάμεσες στηρίξεις όπου αναπτύσσονται αρνητικές ροπές θα λαμβάνεται $b_{eff,2}$.

-Στην περίπτωση των διαδοκίδων επιλέγεται ο δεύτερος τρόπος, και επομένως θα είναι:

$$A_{ct} = b_{eff,0} \cdot h_{c,solid} + l_{c,διακοπής} \cdot h_p = b_{eff,1} \cdot h_{c,solid} + l_{c,διακοπής} \cdot h_p$$

8. Εύρος σχεδιασμού ρωγμής w_k

-Α) για στοιχεία Ω.Σ., Β) για τένοντες χωρίς συνάφεια, Γ) για επιφάνειες σκυροδέματος με στρώση υγραμόνωσης είναι $w_k = 0,3mm$. Για στοιχεία προεντεταμένου σκυροδέματος με τένοντες θα είναι $w_k = 0,2mm$.

-Στη μελετώμενη γέφυρα πρόκειται για στοιχείο Ω.Σ. και άρα το εύρος σχεδιασμού ρωγμής θα είναι $w_k = 0,3mm$.

9. Η μέγιστη τάση σ_s του οπλισμού σκυροδέματος που επιτρέπεται στον οπλισμό αμέσως μετά την ρηγμάτωση του σκυροδέματος.

-Σύμφωνα με τις EN 1994-1-1:2004 §7.4.2 (1) για κτήρια και EN 1994-2:2005 §7.4.2 (1) για γέφυρες, η σ_s προσδιορίζεται ως εξής:

a. Μπορεί να ληφθεί ως η χαρακτηριστική αντοχή διαρροής $\sigma_s = f_{sk}$.

b. Μπορεί να γίνει εκτίμηση της τάσης του οπλισμού αμέσως μετά την ρηγμάτωση. Η εκτιμώμενη τιμή, όμως, θα πρέπει να έχει τιμές μικρότερες της f_{sk} , ώστε να ικανοποιούνται οι έλεγχοι έναντι ρηγμάτωσης, δηλ. να ικανοποιούνται τα απαιτούμενα όρια εύρους ρωγμών w_k . Οι χαμηλότερες τιμές εξαρτώνται από τη μέγιστη διάμετρο οπλισμού που έχει τοποθετηθεί στη διατομή και το μέγιστο επιτρεπόμενο εύρος ρωγμών w_k , και μπορεί να λαμβάνονται από τον Table 25-20. Σημειώνεται ότι στο σημείο αυτό ο Ευρωκώδικας οδηγεί στον προσδιορισμό της σ_s μόνον βάσει του πίνακα με τη μέγιστη διάμετρο ράβδου και όχι βάσει του πίνακα με τη μέγιστη απόσταση των ράβδων.

Table 25-20: Εκτίμηση τάσεων χάλυβα σ_s αμέσως μετά την ρηγμάτωση του σκυροδέματος για τον έλεγχο της ρηγμάτωσης συναρτήσει του εύρους σχεδιασμού ρωγμής w_k και της μέγιστης διαμέτρου οπλισμού Φ_s^* για ράβδους υψηλής συνάφειας (από Πίνακα 7.1 του EN 1994-1-1:2004 και EN 1994-2:2005)

Τάσεις χάλυβα σ_s (MPa)	Μέγιστη διάμετρος οπλισμού Φ_s^* (mm) για εύρος σχεδιασμού ρωγμής w_k		
	$w_k = 0,4mm$	$w_k = 0,3mm$	$w_k = 0,2mm$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

-Για εύρος σχεδιασμού ρωγμής $w_k = 0,3mm$ και μέγιστη διάμετρο οπλισμού πλάκας στη διαμήκη διεύθυνση της σύμμικτης διαδοκίδας (δηλ. παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος) ίση με $\Phi_s^* \approx 16mm$ προκύπτει εκτιμώμενη τάση χάλυβα οπλισμού αμέσως πριν την ρηγμάτωση ίση με:

$$\sigma_s = 240MPa$$

10. Τελικά, ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός θα δίνεται από τη σχέση:

$$A_{s,min,cracking} = \frac{f_{ct,eff} \cdot k \cdot k_s \cdot k_s \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \quad [\sigma \varepsilon \text{ cm}^2] \quad (25.14)$$

11. Τοποθέτηση ελάχιστου απαιτούμενου οπλισμού.

-Ο οπλισμός αυτός αφορά το συμπαγές τμήμα της πλάκας σκυροδέματος.

-Σύμφωνα με την [1], η τελική τοποθέτηση θα πρέπει να γίνει, έτσι ώστε το μεγαλύτερο μέρος του ελάχιστου οπλισμού να βρίσκεται πλησίον της ανώτερης παρειάς του σκυροδέματος. Συγκεκριμένα τουλάχιστον το 50% του $A_{s,min,cracking}$ θα πρέπει να βρίσκεται πλησίον της άνω παρειάς. Μια καλή προσέγγιση για τον υπολογισμό του απαιτούμενου οπλισμού θα είναι να τοποθετούνται τα 2/3 του ελάχιστου στην ανώτερη στρώση και το 1/3 στην κατώτερη, δηλ.:

$$A_{s,min,cracking,req \ \acute{\alpha}\nu\omega} = (2/3) \cdot A_{s,min,cracking} \quad [\sigma \varepsilon \text{ cm}^2]$$

$$A_{s,min,cracking,req \ \acute{\kappa}\acute{\alpha}\tau\omega} = (1/3) \cdot A_{s,min,cracking} \quad [\sigma \varepsilon \text{ cm}^2]$$

Ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού αφορά την ρηγμάτωση της πλάκας σκυροδέματος από τη λειτουργία της ως πέλμα της σύμμικτης διατομής. Άρα, με τις τιμές των ελάχιστων οπλισμών ελέγχονται οι τοποθετούμενοι διαμήκεις οπλισμοί της σύμμικτης διατομής, δηλ. οι οπλισμοί που τοποθετούνται παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος.

Γενικά, ο έλεγχος κανονικά θα πρέπει να γίνεται μόνο σε περιοχές αρνητικών ροπών. Υπενθυμίζεται όμως πως η πλάκα σκυροδέματος των ακραίων διαδοκίδων δέχεται αξονική εφελκυστική δύναμη. Επιλέγεται να γίνει έλεγχος ελάχιστου οπλισμού για όλες τις διαδοκίδες και για όλη την έκταση της κάθε διαδοκίδας. Επίσης ο τοποθετούμενος οπλισμός για να προκύψει σε cm^2 δεν θα υπολογίζεται για λωρίδα πλάτους 1m, αλλά για το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} .

ΟΚΑ: Ελάχιστος οπλισμός για λόγους ρηγμάτωσης

Ενεργός εφελκυστική αντοχή σκυρ/τος τη στιγμή της ρηγμάτωσης	$f_{ct,eff}$	3,2 MPa
Συν/στης μείωσης αξονικής εφελκυστικής δύναμης πλάκας λόγω ολίσθησης ήλων	k_s	0,9 [-]
Συν/στης κατανομής αυτεντατικών τάσεων	k	0,8 [-]
Απόσταση Κ.Β. από άνω ίνα σκυρ/τος σύμμικτης διατομής σταδίου 1 (αρηγμάτωση) για n_0	$Z_{1,0}$	59,67 cm
Απόσταση Κ.Β. από άνω ίνα σκυρ/τος της πλάκας σκυροδέματος	$Z_{c,K.B.}$	13,34 cm
Απόσταση Κ.Β. σκυρ/τος από Κ.Β. σύμμικτης διατομής σταδίου 1 (αρηγμάτωση) για n_0	$Z_{pavla \ 1,0}$	46,33 cm
Το πάχος της πλάκας για τον προσδιορισμό του συν/στη k_c	$h_c = h_{c,συμπαγές}$	25 cm
Συν/στης κατανομής τάσεως μέσα στη διατομή αμέσως πριν την ρηγμάτωση	k_c	1 [-]
Εμβαδόν εφελκυσόμενης ζώνης σκυρ/τος αμέσως πριν την ρηγμάτωση της διατομής	$A_{ct} = A_{c,tot}$	7.880 cm^2
Εύρος σχεδιασμού ρωγμών	w_k	0,3 mm
Μέγιστη διάμετρος διαμήκους οπλισμού των σύμμικτων διαδοκίδων (παράλληλα με το πλάτος καταστρώματος)	Φ_{s^*}	16 mm
Μέγιστη τάση οπλισμού	σ_s	240 MPa
Ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός για έλεγχο ρηγμάτωσης	$A_{s,min,cracking}$	75,88 cm^2
Τοποθέτηση ελάχιστου απαιτούμενου οπλισμού για έλεγχο ρηγμάτωσης - άνω	$A_{s,min,cracking,req, \acute{\alpha}\nu\omega}$	50,59 cm^2
Τοποθέτηση ελάχιστου απαιτούμενου οπλισμού για έλεγχο ρηγμάτωσης - κάτω	$A_{s,min,cracking,req, \acute{\kappa}\acute{\alpha}\tau\omega}$	25,29 cm^2
Τοποθετούμενος οπλισμός άνω (Φ18/150)	$A_{s,prov, \acute{\alpha}\nu\omega}$	50,89 cm^2
Έλεγχος	Check	OK [-]
Τοποθετούμενος οπλισμός κάτω (Φ14/150)	$A_{s,prov, \acute{\kappa}\acute{\alpha}\tau\omega}$	30,79 cm^2
Έλεγχος	Check	OK [-]

25.4 ΟΚΛ: Αναπνοή κορμού

Γενικά, κορμοί μεγάλης λυγηρότητας εμφανίζουν κάμψη εκτός επιπέδου, πράγμα που δημιουργεί δευτερεύουσες τάσεις και προβλήματα κόπωσης. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται *αναπνοή κορμού*, καθώς ο κορμός υπό την επίρεια των φορτίων κυκλοφορίας – δηλ. κάθε φορά που ένα όχημα διασχίζει τη γέφυρα – «φουσκώνει», δηλ. κυρτώνεται, και «ξεφουσκώνει» με την απομάκρυνσή του, όπως ο άνθρωπος κατά την αναπνοή. Η κύρτωση αυτή του κορμού ακολουθεί την πρώτη ιδιομορφή λυγισμού, και πρακτικά μετά το πέρας του φαινομένου το έλασμα επιστρέφει στην αρχική του κατάσταση. Τα προαναφερθέντα προβλήματα κόπωσης οφείλονται στο γεγονός ότι κατά την επαναλαμβανόμενη αυτή παραμόρφωση και επιστροφή στην αρχική κατάσταση ενδέχεται να δημιουργηθούν ρωγμές κοπώσεως στον συγκολλημένο «κόμβο» μεταξύ κορμού και πέλματος ή μεταξύ κορμού και εγκάρσιας ενίσχυσης (stiffener).

1. *Έλεγχος σε οδική γέφυρα και μέλη που έχουν ελεγχθεί ήδη με τη Μέθοδο των Μειωμένων Τάσεων*
-Αν πρόκειται για οδική γέφυρα και ο έλεγχος σε κύρτωση γίνεται με τη μέθοδο των μειωμένων τάσεων, δε χρειάζεται περαιτέρω εξέταση.
2. *Έλεγχος στις υπόλοιπες περιπτώσεις*
-Αν πρόκειται για οποιοδήποτε είδος γέφυρας και ο έλεγχος πραγματοποιείται με τη μέθοδο του ενεργού πλάτους πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής γεωμετρικοί περιορισμοί:

$$\text{Για οδική γέφυρα:} \quad \frac{b}{t_w} \leq \min\{30 + 4 \cdot L ; 300\} \quad (25.15)$$

$$\text{Για σιδηροδρομική γέφυρα:} \quad \frac{b}{t_w} \leq \min\{55 + 3,3 \cdot L ; 250\} \quad (25.16)$$

όπου:

- t_w το πάχος του κορμού ή του εξεταζόμενου υποφατνώματος σε περίπτωση κορμών με διαμήκεις ενισχύσεις.
 b -για κορμό χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις → θα λαμβάνεται το ύψος του κορμού $b = h_w$
 -για κορμό με διαμήκεις ενισχύσεις → θα λαμβάνεται το ύψος του μέγιστου υποφατνώματος
 L -γενικά είναι το μήκος του εξεταζόμενου ανοίγματος (όχι του συνολικού ανοίγματος της γέφυρας)
 π.χ. για μία συνεχή δοκό 3 ανοιγμάτων 60m-80m-60m θα λαμβάνεται το 60m ή το 80m και όχι το συνολικό 200m. Σε κάθε περίπτωση: όχι μικρότερο από 20m δηλ. $L = \max\{L_{span\ i}; 20m\}$
 -για τον έλεγχο μιας διαδοκίδας μπορεί να ληφθεί το μήκος της διαδοκίδας Σε κάθε περίπτωση: όχι μικρότερο από 20m δηλ. $L = \max\{L_{cross}; 20m\}$

-Εάν ο έλεγχος ικανοποιείται τη γεωμετρική απαίτηση, τότε δεν υπάρχει κίνδυνος αναπνοής κορμού, και δε χρειάζονται περαιτέρω υπολογισμοί. Σε αντίθετη περίπτωση θα πρέπει να γίνεται ένας ειδικός έλεγχος τάσεων.

3. *Έλεγχος στη μελετώμενη γέφυρα*
-Καθώς η γέφυρα φιλοξενεί κυκλοφορία tram, ο έλεγχος επιλέγεται να γίνει συντηρητικά με το μικρότερο από τα δύο όρια:

$$\text{Για οδική γέφυρα με tram:} \quad \frac{b}{t_w} \leq \min\left(\min\{30 + 4 \cdot L ; 300\}; \min\{55 + 3,3 \cdot L ; 250\}\right) \quad (25.17)$$

-Επίσης, σημειώνεται ότι ελέγχονται μόνον οι διατομές με «κορμό», που σημαίνει ότι αμέλονται οι CHS του τόξου και των στοιχείων δικτύωσης των τόξων.

Table 25-21: Αποτελέσματα ελέγχου ΟΚΛ αναπνοής κορμού για τα μέλη της γέφυρας

	b [mm]	t_w [mm]	b/t_w [-]	L m	{b/t_w}_{max,road} [-]	{b/t_w}_{max,rail} [-]	{b/t_w}_{max,road+tram} [-]	Check [-]
Διαδοκίδα 1	1.425	20	71,25	31	154	157,3	154	OK
Διαδοκίδα 2	1.405	20	70,25	31	154	157,3	154	OK
Ελκυστήρας	1.940	40	48,5	150	300	250	250	OK

26 Σχεδιασμός εφεδράνων ολίσθησης τύπου εκκρεμούς

26.1 Αρχική διερεύνηση εφαρμογής ελαστομεταλλικών εφεδράνων

Η έδραση γεφυρών τύπου τόξου-ελκυστήρα γίνεται επί συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Αρχικά, κατά τον σχεδιασμό της γέφυρας εξετάστηκαν τα πιο «απλά» και οικονομικά συστήματα των ελαστομεταλλικών εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης (rubber bearings RB ή low damping rubber bearings LDRB). Ο σχεδιασμός τέτοιου είδους εφεδράνων περιλαμβάνει μία πληθώρα ελέγχων, όπως έλεγχος έναντι παραμορφώσεων, χαλύβδινων πλακών σε εφελκυσμό, περιορισμό στροφής κ.α.

Ωστόσο, κατά την αρχική εξέτασή τους δύο είναι οι βασικές παράμετροι που μπορούν να καθορίσουν είτε τη διαστασιολόγηση, δηλ. την αρχική επιλογή των κατάλληλων διαστάσεων του εφεδράνου είτε γενικά την αξιολόγησή τους ως εφικτή λύση. Τις παραμέτρους αυτές αποτελούν: α) η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη που μπορεί να αντέξει το εφεδράνο λόγω των κατακόρυφων αντιδράσεων από τα φορτία της γέφυρας, και β) η μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια (διατμητική) μετατόπιση του εφεδράνου. Οι τιμές και των δύο αυτών παραμέτρων δίνονται στους διάφορους καταλόγους των κατασκευαστικών εταιριών των ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

Συνήθως, στους περισσότερους καταλόγους δίνονται δύο τιμές για τις μέγιστες αξονικές θλιπτικές δυνάμεις, όπου η μία αφορά μη-σεισμικούς (στατικούς συνδυασμούς) και η άλλη σεισμικούς συνδυασμούς. Η αντοχή έναντι μη σεισμικών συνδυασμών είναι μεγαλύτερη από αυτήν των σεισμικών, καθώς στους τελευταίους αναπτύσσονται συνήθως μεγαλύτερες οριζόντιες μετατοπίσεις, οι οποίες οδηγούν σε περαιτέρω μείωση της αντοχής. Αντίθετα, η τιμή της μέγιστης επιτρεπόμενης οριζόντιας μετατόπισης συνήθως είναι κοινή και για τους δύο τύπους συνδυασμών.

Το βασικό πρόβλημα που προέκυψε κατά τον αρχικό σχεδιασμό της γέφυρας με τα ελαστομεταλλικά εφεδράνα έγκειται στις αρκετά μεγάλες τιμές και των δύο αυτών παραμέτρων σχεδιασμού, που είναι το άμεσο αποτέλεσμα του ανοίγματος, άλλα και του πλάτους της γέφυρας. Το πρώτο πρόβλημα είναι η τιμή της μέγιστης κατακόρυφης αντίδρασης η οποία από τις περιβάλλουσες όλων των φορτίσεων κυμαίνεται σε τιμές μεγαλύτερες των 30.000 kN. Το μέγεθος και μόνο αυτής της αντίδρασης στενεύει αρκετά τον διαθέσιμο κατάλογο ελαστομεταλλικών εφεδράνων, χωρίς να οδηγήσει ακόμη στην απόρριψη τους. Έτσι, στην αρχική διερεύνηση χρησιμοποιήθηκε κατάλογος ορθογωνικών ελαστομεταλλικών εφεδράνων με αντοχές που έφταναν ακόμη και τα 55.000 kN με τη μέγιστη όμως επιτρεπόμενη οριζόντια μετατόπιση να είναι ίση με 150mm.

Για την εξέταση της μέγιστης επιτρεπόμενης παραμόρφωσης έγιναν δοκιμές ορθογωνικών εφεδράνων διαφόρων διαστάσεων φτάνοντας στη μεγαλύτερη δυνατή, ήτοι 1.200mm x 1.200mm. Για μεγαλύτερες διαστάσεις δεν μπορεί να εφαρμοστεί το πρότυπο EN 1337-3, και επομένως δεν μπορούν να εφαρμοσθούν οι απαιτούμενοι έλεγχοι των εφεδράνων που προδιαγράφονται από αυτό. Κατά τις δοκιμές, τα εφεδράνα προστίθενται στο αριθμητικό προσομοίωμα με τη χρήση μιας κατακόρυφης κύλισης, η οποία προσομοιώνει τη μεγάλη (σχεδόν άπειρη) κατακόρυφη αξονική στιβαρότητα των εφεδράνων και δύο οριζόντιων ελατηρίων με οριζόντιες στιβαρότητες ίσες με τις αντίστοιχες οριζόντιες στιβαρότητες των εφεδράνων.

Από τις αναλύσεις υπολογίζονται οι μέγιστες οριζόντιες μετατοπίσεις αρχικά για μη σεισμικούς (στατικούς) συνδυασμούς. Αξίζει να γίνει στο σημείο αυτό η υπενθύμιση, ότι στους συνδυασμούς αυτούς για τον έλεγχο των εφεδράνων λαμβάνονται και οι αντίστοιχες φορτίσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών που αφορούν τους ελέγχους των εφεδράνων, και οι οποίες είναι αρκετά μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές που λαμβάνονται στους υπόλοιπους ελέγχους. Το γεγονός αυτό συμβαδίζει με τις μεγάλες προκύπτουσες τιμές των οριζόντιων μετατοπίσεων. Οι δοκιμές των διαφόρων διαστάσεων των εφεδράνων στόχευαν στην αύξηση του εμβαδού A κατόψεως του εφεδράνου, η οποία οδηγεί στην αύξηση της οριζόντιας στιβαρότητας K , και επομένως στη μείωση των οριζόντιων μετατοπίσεων.

Για τα εφεδράνα με τις μεγαλύτερες επιτρεπόμενες διαστάσεις, τα οποία δίνουν το μεγαλύτερο εμβαδόν κατόψεως, και επομένως τη μεγαλύτερη οριζόντια στιβαρότητα, η τιμή της οριζόντιας μετατόπισης προέκυπτε ελαφρώς μεγαλύτερη από 150mm για μη-σεισμικούς (στατικούς) συνδυασμούς. Για τους σεισμικούς συνδυασμούς η μετατόπιση αποκλειστικά από τον σεισμό, δηλ. χωρίς να ληφθεί η απαραίτητη προσαύξηση για τον σχεδιασμό τους, αλλά και ούτε οι μετατοπίσεις από άλλες μόνιμες ή οιονεί μόνιμες δράσεις, προέκυπτε περίπου 200mm. Επομένως, ήδη από το στάδιο του ελέγχου των επιτρεπόμενων παραμορφώσεων με βάση τον κατασκευαστή η χρήση αποκλειστικά «απλών» ελαστομεταλλικών εφεδράνων απορρίφθηκε.

Η επόμενη λύση που εξετάστηκε και παρουσιάζεται στα επόμενα είναι η χρήση εφεδράνων ολίσθησης τύπου εκκρεμούς σε σφαιρική επιφάνεια.

26.2 Εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς

Τα εφέδρανα ολίσθησης ανήκουν στην κατηγορία των συστημάτων σεισμικής μόνωσης που βασίζουν τη λειτουργία τους στην τριβή. Τα συστήματα τριβής χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, στα συστήματα όπου η τριβή λαμβάνει μέρος πάνω σε επίπεδη επιφάνεια ή πάνω σε σφαιρική επιφάνεια. Γενικά, τα εφέδρανα αποτελούν συστήματα σεισμικής μόνωσης και μία από τις βασικές προϋποθέσεις των συστημάτων σεισμικής μόνωσης είναι η ικανότητα τους να επαναφέρουν την κατασκευή στην αρχική της θέση μετά το πέρας του σεισμικού συμβάντος («επανακέντρωση»). Εννοείται ότι το σώμα (δηλ. το εφέδρανο) εάν αρχίσει να ολισθαίνει πάνω σε επίπεδη επιφάνεια ολίσθησης δεν θα μπορέσει να επανέλθει στην αρχική του θέση, καθώς θα υπάρξουν παραμένουσες μετατοπίσεις. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την απόρριψη χρήσης επίπεδης επιφάνειας για το σύστημα έδρασης της γέφυρας με χρήση μόνωσης μέσω τριβής. Σημειώνεται βέβαια ότι τέτοια συστήματα θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν, αλλά με κάποιο επιπλέον σύστημα που να μπορέσει να προκαλέσει δυνάμεις επαναφοράς, κάτι το οποίο όμως δεν εξετάστηκε. Επομένως, αντί τέτοιων συστημάτων (τα οποία γενικώς ονομάζονται Pure Friction Systems-PFS) επιλέχθηκαν εφέδρανα ολίσθησης σε σφαιρική επιφάνεια.

Τα εφέδρανα ολίσθησης σε σφαιρική επιφάνεια είναι γνωστά και ως εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς (friction pendulum bearings-FPS ή friction isolation pendula-FIP), καθώς βασίζουν τη λειτουργία τους στην αντίστοιχη λειτουργία του απλού εκκρεμούς, εξασφαλίζοντας με αυτόν τον τρόπο την ικανότητα επαναφοράς της κατασκευής στην αρχική θέση ισορροπίας. Συγκεκριμένα, για να εξασφαλισθεί η επαναφορά του συστήματος σεισμικής μόνωσης, το εφέδρανο από ένα σχεδόν ενιαίο σώμα όπως στην περίπτωση των ελαστομεταλλικών εφεδράνων σχεδιάζεται χωρίζοντάς το σε τμήματα ανοξείδωτου χάλυβα. Η επιφάνεια του κατώτερου τμήματος συνδέεται με το ακρόβαθρο και υλοποιείται με τη μορφή μιας **σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης**. Πάνω σε αυτήν τοποθετείται ένας δίσκος ο οποίος μπορεί να ολισθήσει με κίνηση παρόμοια με αυτή του ελεύθερου εκκρεμούς. Το ανώτερο τμήμα του εφεδράνου συνδέεται με τον φορέα της γέφυρας και έχει και αυτό κατάλληλη μόνωση ώστε να μπορεί να ακολουθεί την κίνηση του εφεδράνου.

Γενικά, από τη μία πλευρά το κόστος κατασκευής των συστημάτων FPS είναι υψηλότερο σε σχέση με αυτό των ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Αλλά από την άλλη πλευρά τα εφέδρανα αυτά – και τουλάχιστον θεωρητικά – δεν απαιτούν την τακτική αντικατάστασή τους, όπως τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα λόγω της μικρότερης διάρκειας ζωής (περί τα 15 έτη) σε σχέση με τη διάρκεια ζωής της γέφυρας (100 έτη), και επομένως μακροπρόθεσμα ίσως να αποτελούν μια καλύτερη οικονομικά λύση.

Εφέδρανα εργασίας

Στην εργασία επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν εφέδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς από τη σειρά FIP της ιταλικής εταιρίας FIP MEC. Το εφέδρανο αυτό απεικονίζεται στο Figure 26.1. Σημειώνεται ότι το εφέδρανο που χρησιμοποιείται είναι διπλής ακτίνας καμπυλότητας. Ωστόσο, στον κατάλογο δίνεται η τιμή της ισοδύναμης ακτίνας καμπυλότητας και γι' αυτό στους υπολογισμούς που ακολουθούν το FPS αντιμετωπίζεται ως μονής καμπυλότητας.



Figure 26.1: Απεικόνιση του εφεδράνου ολίσθησης τύπου εκκρεμούς - σειρά FIP (από τον κατάλογο της FIP MEC)

Table 26-1: Χαρακτηριστικά εφεδράνου για τη μελετώμενη γέφυρα: FIP-D L 6.750/600 (3.700)

Μέγιστη δρώσα αξονική δύναμη σχεδιασμού	N_{Ed}	40.000	kN
Μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια μετακίνηση	d_{max}	± 300	mm
Διάμετρος σε κάτοψη	D	1.450	mm
Ύψος εφεδράνου	H	356	mm
Αριθμός αγκυρίων	n	16	[-]
Πλευρά τετραγωνικής επιφάνειας καλύψεως	Z	1.750	
Βάρος	W	3.600	kg
Ισοδύναμη ακτίνα καμπυλότητας	R_b	3.700	mm

26.3 Η έννοια της τροποποίησης των ιδιοτήτων των συστημάτων σεισμικής μόνωσης

Ένα σύστημα μόνωσης διαθέτει μια πληθώρα από ιδιότητες, οι οποίες αντιπροσωπεύονται από τιμές κάποιων αντίστοιχων παραμέτρων. Οι τιμές των παραμέτρων αυτών θα πρέπει να είναι γνωστές, ώστε να είναι εφικτή η διεκπεραίωση της ανάλυσης της κατασκευής ή του σχεδιασμού της κατασκευής ή του σχεδιασμού και ελέγχου του ίδιου του συστήματος μόνωσης. Ο Ευρωκώδικας χρησιμοποιεί στο κείμενό του για τις παραμέτρους αυτές τον όρο «*Design Property – Παράμετρος Σχεδιασμού*» και τον συμβολίζει σε διάφορες σχέσεις ως DP.

Για μία εφαρμογή η ονομαστική τιμή μιας Παραμέτρου Σχεδιασμού θα πρέπει να είναι γνωστή και συμβολίζεται στον Ευρωκώδικα ως DP_{nom} . Η ονομαστική τιμή μιας Παραμέτρου Σχεδιασμού λαμβάνεται είτε με βάση την εμπειρία από προηγούμενα πειράματα που έχουν γίνει με το σύστημα μόνωσης είτε μπορούν να προσδιορισθούν με κάποια πρωτότυπη δοκιμή του συστήματος μόνωσης. Στο σημείο αυτό υπογραμμίζεται ότι η ονομαστική τιμή DP_{nom} αποτελεί το προϊόν στατιστικής επεξεργασίας των αποτελεσμάτων των πρωτότυπων δοκιμών. Αυτό σημαίνει πως εάν για παράδειγμα η ονομαστική τιμή DP_{nom} λαμβάνεται ως η μέση τιμή των αποτελεσμάτων, τότε θα προκύπτει και μία διακύμανση των τιμών αυτών. Αυτό σημαίνει ότι η ονομαστική τιμή DP_{nom} θα συνοδεύεται και από μία ελάχιστη τιμή $minDP_{nom}$ και από μία μέγιστη τιμή $maxDP_{nom}$. Η ονομαστική τιμή, όμως, μαζί και με τα άνω και κάτω όρια της, ισχύει για συγκεκριμένες συνθήκες, όπως θερμοκρασία των 20°C, ορισμένες συνθήκες κατακόρυφης φόρτισης, συχνότητας, ταχύτητας, παραμόρφωσης, μετακίνησης.

Ο σεισμικός σχεδιασμός μονωμένων κατασκευών δε γίνεται με χρήση της ονομαστικής τιμής μιας Παραμέτρου Σχεδιασμού, αλλά απαιτεί ανάλυση με χρήση *ορίων* των τιμών των ιδιοτήτων των συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Έτσι, στον Κανονισμό ορίζονται τα:

- A. «*Upper Bound Design Properties (UBDPs) – Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (ΑΤΠΣ)*» και
- B. «*Lower Bound Design Properties (LBDPs) – Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού (ΚΤΠΣ)*»

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αυτής της τακτικής αποτελεί η παράμετρος σχεδιασμού: μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς G στην περίπτωση του συστήματος σεισμικής μόνωσης: ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης – low damping rubber bearing (LDRB ή RB). Σε αυτήν την περίπτωση χρησιμοποιείται μια Ανώτερη Τιμή της Παραμέτρου Σχεδιασμού – η $G_{b,max}$ – ώστε από την ανάλυση της κατασκευής να προκύψουν οι μέγιστες τέμνουσες σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού, και μια Κατώτερη Τιμή της Παραμέτρου Σχεδιασμού – η $G_{b,min}$ – ώστε από την ανάλυση της κατασκευής να προκύψουν οι μέγιστες μετατοπίσεις σχεδιασμού. Το συγκεκριμένο παράδειγμα αναδεικνύει και τον λόγο ύπαρξης ανώτερων και κατώτερων τιμών για μία παράμετρο του συστήματος μόνωσης, όπου εν ολίγοις η δυναμική ή η σεισμική ανάλυση μιας κατασκευής θα διεξαχθεί δύο φορές χρησιμοποιώντας τις οριακές τιμές των ιδιοτήτων, με σκοπό να ληφθούν από τα αποτελέσματα της μιας ανάλυσης οι μέγιστες σεισμικές δυνάμεις και από τα αποτελέσματα της άλλης οι μέγιστες σεισμικές μετατοπίσεις.

Οι τιμές των ορίων με βάση τον Κανονισμό προκύπτουν λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή ορισμένων «*Factors (f) – Παραγόντων*». Ανάλογα με το χρησιμοποιούμενο σύστημα μόνωσης (π.χ. ελαστομεταλλικά εφέδρανα ή συστήματα τριβής κλπ.) λαμβάνεται ένα i πλήθος τέτοιων παραγόντων (όπου $i=1,2,3,\dots$) και για αυτό για τα Factors – Παράγοντες χρησιμοποιείται ο συμβολισμός f_i .

Στην περίπτωση των συστημάτων τριβής, άρα και των FPS, οι παράγοντες είναι τέσσερεις και είναι οι εξής:

1. $f_1 \rightarrow$ γήρανση (συμπεριλαμβανομένης της οξείδωσης)
2. $f_2 \rightarrow$ θερμοκρασία (ελάχιστη θερμοκρασία σχεδιασμού μονωτήρα $T_{min,b}$)
3. $f_3 \rightarrow$ ρύπανση
4. $f_4 \rightarrow$ συνολική διαδρομή (φθορά)

Γενικά, η επίδραση καθενός από τους ανωτέρω παράγοντες f_i ($i = 1$ έως 4) στις τιμές των ανώτερων και των κατώτερων τιμών παραμέτρων σχεδιασμού λαμβάνεται υπολογιστικά με τη χρήση συντελεστών γνωστών ως $\lambda_{max,fi}$ και $\lambda_{min,fi}$, αντίστοιχα. Οι συντελεστές αυτοί αποτελούν το προϊόν σύγκρισης των μέγιστων και ελάχιστων τιμών της παραμέτρου σχεδιασμού ($maxDP_{fi}$ και $minDP_{fi}$) που προκύπτει από την επίδραση των παραγόντων f_i , στη μέγιστη και στην ελάχιστη ονομαστική τιμή της ίδιας παραμέτρου ($maxDP_{nom}$ και $minDP_{nom}$) αντίστοιχα, όπως μετρίεται σε δοκιμές προτύπων. Στην ουσία οι συντελεστές αποτελούν τους παρακάτω λόγους:

$$maxDP_{fi} = \lambda_{max,fi} \cdot maxDP_{nom} \Leftrightarrow \lambda_{max,fi} = \frac{maxDP_{fi}}{maxDP_{nom}} \quad (26.1)$$

$$minDP_{fi} = \lambda_{min,fi} \cdot minDP_{nom} \Leftrightarrow \lambda_{min,fi} = \frac{minDP_{fi}}{minDP_{nom}} \quad (26.2)$$

Οι παραπάνω λόγοι θα πρέπει να καθορίζονται για την επίδραση κάθε συντελεστή f_i στην υπό εξέταση παράμετρο σχεδιασμού. Ο προσδιορισμός τους γίνεται είτε μέσω δοκιμών είτε μπορεί να ληφθούν από πίνακες προτεινόμενων τιμών που υπάρχουν στο Παράρτημα J του EN 1998-2:2005. Σε κάθε περίπτωση οι συντελεστές αυτοί οδηγούν στον υπολογισμό της τιμής της παραμέτρου σχεδιασμού ($maxDP_{f_i}$ and $minDP_{f_i}$) που προκύπτει από την επίδραση των επιμέρους παραγόντων f_i , και δεν δίνουν τις τελικές τιμές της ΑΤΠΣ ή της ΚΤΠΣ. Αυτές θα πρέπει να προκύπτουν λαμβάνοντας την επιρροή όλων των επιμέρους παραγόντων f_i .

Για τον προσδιορισμό των ενεργών τιμών των ΑΤΠΣ και ΚΤΠΣ ο EN1998-2:2005 εισαγάγει τους «συντελεστές τροποποίησης ή μεταβλητότητας», οι οποίοι συμβολίζονται ως λ_{U,f_i} για τις ΑΤΠΣ (ο δείκτης U χρησιμοποιείται για να δηλώσει τις UBDP) και λ_{L,f_i} για τις ΚΤΠΣ (ο δείκτης L χρησιμοποιείται για να δηλώσει τις LBDP). Ο κάθε συντελεστής αντιστοιχεί και πάλι σε έναν επιμέρους παράγοντα f_i και προκύπτει από σχέσεις οι οποίες έχουν ως μεταβλητές εισόδου τους συντελεστές λ_{max,f_i} ή λ_{min,f_i} .

Σκοπός όμως είναι ο προσδιορισμός ενός τελικού συντελεστή τροποποίησης $\lambda_{U,f_i,final}$ ή $\lambda_{L,f_i,final}$, ο οποίος θα λαμβάνει υπόψη την επιρροή από όλους τους παράγοντες f_i . Ο συνολικός συντελεστής τροποποίησης $\lambda_{U,f_i,final}$ ή $\lambda_{L,f_i,final}$ δίνεται ως το γινόμενο των επιμέρους συντελεστών λ_{U,f_i} ή λ_{L,f_i} . Σαφώς, όλοι οι παράγοντες f_i δεν μπορεί να εμφανίσουν ταυτόχρονα μέγιστες δυσμενείς επιδράσεις στις ενεργές τιμές των ΑΤΠΣ και ΚΤΠΣ. Για να ληφθεί υπόψη το γεγονός αυτό, στις σχέσεις υπολογισμού των επιμέρους λ_{U,f_i} ή λ_{L,f_i} θα πρέπει να εισαχθεί στις μεταβλητές εισόδου, εκτός από τις τιμές των συντελεστών λ_{max,f_i} ή λ_{min,f_i} , και ένας συντελεστής συνδυασμού ψ_{f_i} που θα εκφράζει τη μειωμένη πιθανότητα ταυτόχρονης παρουσίας των μέγιστων δυσμενών επιδράσεων όλων των παραγόντων. Ο ψ_{f_i} με βάση το EN 1998-2:2005 εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας της γέφυρας.

Ωστόσο, στις περιπτώσεις των ελαστομεταλλικών εφεδράνων και των μονωτήρων ολίσθησης με βάση το EN 1998-2:2005 το παραπάνω σκεπτικό έχει σημασία να εφαρμοσθεί μόνον για τον προσδιορισμό των ενεργών τιμών των ΑΤΠΣ. Για τον προσδιορισμό των ενεργών τιμών των ΚΤΠΣ οι τιμές των συντελεστών λ_{min,f_i} και εν τέλει λ_{L,f_i} και $\lambda_{L,f_i,final}$ θα λαμβάνονται ίσες με μονάδα. Επομένως, τα βήματα υπολογισμού για τα ΑΤΠΣ και ΚΤΠΣ θα είναι όπως δίνονται παρακάτω:

A. Για τις ενεργές τιμές των ΑΤΠΣ προσδιορίζονται τα εξής:

1. Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών λ_{max,f_i} από δοκιμές ή από πίνακες.
2. Ο επιμέρους συντελεστής τροποποίησης λ_{U,f_i} θα δίνεται από τη σχέση:

$$\lambda_{U,f_i} = 1 + (\lambda_{max,f_i} - 1) \cdot \psi_{f_i} \quad (26.3)$$

3. Ο τελικός συντελεστής τροποποίησης $\lambda_{U,f_i,final}$ θα προκύπτει ως:

$$\lambda_{U,f_i,final} = \lambda_{U,f_1} \cdot \lambda_{U,f_2} \cdot \lambda_{U,f_3} \cdot \dots \cdot \lambda_{U,f_i} \quad \lambda_{U,f_i,final} = \lambda_{U,f_1} \cdot \lambda_{U,f_2} \cdot \lambda_{U,f_3} \cdot \dots \cdot \lambda_{U,f_i} \quad (26.4)$$

4. Τελικά, η ενεργός τιμή της Ανώτερης Τιμής Παραμέτρου Σχεδιασμού (ΑΤΠΣ) θα προκύπτει ως:

$$ΑΤΠΣ = \lambda_{U,f_i,final} \cdot maxDP_{nom} \quad (26.5)$$

B. Για τις ενεργές τιμές των ΚΤΠΣ θα λαμβάνονται τα εξής:

1. Όλοι οι συντελεστές λαμβάνονται ίσοι με μονάδα, δηλ:

$$\lambda_{min,f_i} = 1 \rightarrow \lambda_{L,f_i} = 1 \rightarrow \lambda_{L,f_i,final} = 1 \quad (26.6)$$

2. Τελικά, η ενεργός τιμή της Κατώτερης Τιμής Παραμέτρου Σχεδιασμού (ΚΤΠΣ) θα προκύπτει ως:

$$ΚΤΠΣ = \lambda_{L,f_i,final} \cdot minDP_{nom} = 1 \cdot minDP_{nom} \Leftrightarrow ΚΤΠΣ = minDP_{nom} \quad (26.7)$$

Στην περίπτωση των μονωτήρων ολίσθησης FPS, που χρησιμοποιούνται στη γέφυρα, η παράμετρος σχεδιασμού για την οποία έπρεπε να εφαρμοσθεί η προαναφερθείσα διαδικασία είναι η τιμή του δυναμικού συντελεστή τριβής μ_d . Για τον υπολογισμό των συντελεστών λ_{max,f_i} γίνεται χρήση των πινάκων του Παραρτήματος J του EN 1998-2:2005. Τα βήματα υπολογισμού παρουσιάζονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 26.4. Μετά το κεφάλαιο αυτό δίνεται ο προσδιορισμός του συντελεστή δυναμικής τριβής μ_d .

26.4 Βήματα υπολογισμού συντελεστών τροποποίησης των ΑΤΠΣ και ΚΤΠΣ για τον δυναμικό συντελεστή τριβής των FPS βάσει του EN 1998-2:2005

1. Τρόποι προσδιορισμού μέγιστων τιμών για τους συντελεστές τροποποίησης ή μεταβλητότητας για μία παράμετρο f_i .
-Με βάση την EN 1998-2:2005 §JJ.2 (1), ο προσδιορισμός των $\lambda_{max,fi}$ μπορεί να γίνει:
 - a. Μέσω κατάλληλων δοκιμών των μονωτήρων
 - b. Εν απουσία αποτελεσμάτων καταλλήλων δοκιμών μπορούν να χρησιμοποιηθούν οι τιμές που δίνονται στους πίνακες του Παραρτήματος J του EN 1998-2:2005.
 -Παρακάτω δίνονται τα βήματα για το b. τρόπο. Οι πίνακες που αφορούν «μονωτήρες ολίσθησης» δίνονται στην EN 1998-2:2005 §JJ.2.
2. Επιλογή κατάλληλης στήλης πινάκων για τον προσδιορισμό των τιμών που αφορούν τα FPS
-Οι πίνακες της EN 1998-2:2005 §JJ.2 δίνουν τις τιμές των διάφορων τιμών $\lambda_{max,fi}$ για διεπιφάνειες τριών υλικών:
 - a) PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο, b) PTFE με λιπαντικό μέσο, c) Διμεταλλική διεπιφάνεια.
 -Με βάση την EN 1998-2:2005 §JJ.2 (1), η περίπτωση των Σφαιρικών Μονωτήρων Ολίσθησης FPS αφορά την περίπτωση: b) PTFE (πολυτετραφθοροαιθυλένιο ή Teflon) χωρίς λιπαντική μέσο. Αυτή η κατηγορία περιλαμβάνει διεπιφάνειες χωρίς λιπαντική ουσία αποτελούμενες από υψηλά γυαλισμένο ωστενιτικό ανοξείδωτο χάλυβα σε επαφή με PTFE ή παρόμοια σύνθετα υλικά (όπως αυτά που χρησιμοποιούνται σε εφέδρανα ολίσθησης τύπου FPS).
3. Προσδιορισμός $\lambda_{max,f1}$ για τον παράγοντα $f_1 \rightarrow$ γήρανση (συμπεριλαμβανομένης της οξείδωσης)

Table 26-2: Τιμές $\lambda_{max,fi}$ για τον παράγοντα $f_1 \rightarrow$ γήρανση (από Πίνακα JJ.5 του EN 1998-2:2005)

Στοιχείο Περιβαλλοντικές Συνθήκες	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο		PTFE με λιπαντικό μέσο		Διμεταλλική Διεπιφάνεια	
	Sealed*	Unsealed*	Sealed	Unsealed	Sealed	Unsealed
Κανονικές	1,1	1,2	1,3	1,4	2,0	2,2
Ακραίες	1,2	1,5	1,4	1,8	2,2	2,5

*Sealed: Μονωτήρας με προστατευτική κάλυψη *Unsealed: Μονωτήρας χωρίς προστατευτική κάλυψη

-Σύμφωνα με την EN 1998-2:2005 §JJ.2 (1), για το FPS λαμβάνεται η τιμή από το πεδίο PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο. Οι περιβαλλοντικές συνθήκες θεωρούνται κανονικές. Λαμβάνεται ότι ο μονωτήρας έχει προστατευτική κάλυψη. Άρα, είναι:

$$\lambda_{max,f1} = 1,1$$

4. Προσδιορισμός της ελάχιστης θερμοκρασίας μονωτήρα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού $T_{min,b}$
-Γενικά η ελάχιστη θερμοκρασία $T_{min,b}$ πρέπει να αντιστοιχεί στις κλιματικές συνθήκες της θέσης της γέφυρας.
-Ο προσδιορισμός της γίνεται σύμφωνα με την EN 1998-2:2005 §J.1 (2) και έχει ως εξής:
 - a. Λαμβάνεται ο συντελεστής συνδυασμού για θερμικές δράσεις για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1990:2002 – Παράρτημα A2 ως:

$$\psi_2 = 0,50$$
 - b. Λαμβάνεται η τιμή της ελάχιστης θερμοκρασίας T_{min} υπό σκιά στη θέση της γέφυρας η οποία έχει μια ετήσια πιθανότητα (αρνητικής) υπέρβασης 0,02 (ή αλλιώς πιθανότητα υπέρβασης 0,98) σύμφωνα με την EN 1990-1-5:2004 §6.1.3.2. Τονίζεται ότι η τιμή αυτή λαμβάνεται με την αντίστοιχη διόρθωση που αφορά την υψομετρική στάθμη από την επιφάνεια της θάλασσας.
-Η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος είναι $T_{min} = -15^\circ\text{C}$, ενώ η τροποποιημένη τιμή λόγω υψομετρικής στάθμης και πάλι προκύπτει ίση με $T_{min}^* = -15^\circ\text{C}$.
-Σημειώνεται ότι δε λαμβάνεται η τιμή $T_{e,min}$, που είναι η τροποποιημένη τιμή λόγω τύπου σύμμικτου καταστρώματος, καθώς ο Ευρωκώδικας δίνει μια διαφορετική διόρθωση με βάση το υλικό της γέφυρας, η οποία δίνεται αμέσως παρακάτω.
 - c. Προσδιορίζεται η διορθωτική θερμοκρασία ΔT_1 που λαμβάνει τιμές ανάλογα με το υλικό του φορέα της γέφυρας σύμφωνα με το Σχήμα 6.1 του EN 1991-1-5: 2003. Το υλικό του φορέα θα καθοριστεί κυρίως από τον φορέα του καταστρώματος που είναι σύμμικτο και όχι από το αμιγώς χαλύβδινο τμήμα του τόξου-ελκυστήρα.

Table 26-3: Τιμή ΔT_1 για τον υπολογισμό της ελάχιστης θερμοκρασίας μονωτήρα (από Πίνακα J.1N του EN 1998-2:2005)

Φορέας από:	Σκυρόδεμα	Σύμμικτο	Χάλυβας
ΔT_1 (°C)	+7,5	+5,0	-2,5

- Άρα, για σύμμικτο φορέα καταστρώματος λαμβάνεται $\Delta T_1 = +5,0 \text{ }^\circ\text{C}$

- d. Τελικά, η ελάχιστη θερμοκρασία $T_{min,b}$ μονωτήρα για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού δίνεται από τη σχέση:

$$T_{min,b} = \psi_2 \cdot T_{min}^* + \Delta T_1 = 0,5 \cdot (-15^\circ\text{C}) + (+5,0 \text{ }^\circ\text{C}) \Leftrightarrow T_{min,b} = -2,5 \text{ }^\circ\text{C}$$

5. Προσδιορισμός $\lambda_{max,f2}$ για τον παράγοντα $f_2 \rightarrow$ θερμοκρασία (ελάχιστη θερμοκρασία σχεδιασμού μονωτήρα $T_{min,b}$)

Table 26-4: Τιμές $\lambda_{max,f2}$ για τον παράγοντα $f_2 \rightarrow$ θερμοκρασία (από Πίνακα JJ.6 του EN 1998-2:2005)

$T_{min,b}$ ($^\circ\text{C}$)	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική Διεπιφάνεια
20	1,0	1,0	
0	1,1	1,3	
-10	1,2	1,5	Απαιτούνται δοκιμές
-30	1,5	3,0	

-Σύμφωνα με την EN 1998-2:2005 §JJ.2 (1), για το FPS λαμβάνεται η τιμή από το πεδίο PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο. Για $T_{min,b} = -2,5 \text{ }^\circ\text{C}$ και με γραμμική παρεμβολή από τον πίνακα προκύπτει:

$$\lambda_{max,f2} = 1,1 + \frac{1,2 - 1,1}{|-10| - 0} \cdot |-2,5| \Leftrightarrow \lambda_{max,f2} = 1,125$$

6. Προσδιορισμός $\lambda_{max,f3}$ για τον παράγοντα $f_3 \rightarrow$ ρύπανση

-Σύμφωνα με την EN 1998-2:2005 §JJ.2, για την ισχύ των τιμών του Table 26-5 θεωρείται ότι η προστατευτική σφράγιση των μονωτήρων προσφέρει προστασία από τη ρύπανση υπό όλες τις συνθήκες λειτουργίας.

Table 26-5: Τιμές $\lambda_{max,f3}$ για τον παράγοντα $f_3 \rightarrow$ ρύπανση (από Πίνακα JJ.7 του EN 1998-2:2005)

Τρόπος εγκατάστασης	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική Διεπιφάνεια
Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα κάτω	1,0	1,0	1,0
Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα επάνω	1,1	1,1	1,1
Μονωτήρας χωρίς προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα κάτω	1,2	3,0	1,1

-Σύμφωνα με την EN 1998-2:2005 §JJ.2 (1), για το FPS λαμβάνεται η τιμή από το πεδίο PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο. Λαμβάνεται ότι ο μονωτήρας έχει προστατευτική κάλυψη. Σύμφωνα με τον κατάλογο του κατασκευαστή η επιφάνεια του ανοξείδωτου χάλυβα φαίνεται να είναι προς τα επάνω και προς τα κάτω, δηλ. καλύπτει και το πρωτεύων και το δευτερεύων υλικό. Η τιμή σε αυτήν την περίπτωση κρίνεται ότι θα πρέπει να ληφθεί ως η μέγιστη από τις δύο περιπτώσεις (βλ. και [10]). Άρα:

$$\lambda_{max,f3} = \max(1; 1,1) \Leftrightarrow \lambda_{max,f3} = 1,1$$

7. Προσδιορισμός $\lambda_{max,f4}$ για τον παράγοντα $f_4 \rightarrow$ συνολική διαδρομή (φθορά)

Table 26-6: Τιμές $\lambda_{max,f4}$ για τον παράγοντα $f_4 \rightarrow$ συνολική διαδρομή (από Πίνακα JJ.8 του EN 1998-2:2005)

Συνολική διαδρομή (km)	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική Διεπιφάνεια
$\leq 1,0$	1,0	1,0	Απαιτούνται δοκιμές
$1,0 < \text{ και } \leq 2$	1,2	1,0	Απαιτούνται δοκιμές

-Σύμφωνα με την EN 1998-2:2005 §JJ.2 (1), για το FPS λαμβάνεται η τιμή από το πεδίο PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο. Η συνολική διαδρομή σε όλη τη διάρκεια της ζωής του έργου λαμβάνεται μικρότερη από 1 km. Άρα:

$$\lambda_{max,f4} = 1$$

8. Συντελεστής συνδυασμού ψ_{fi}

-Σύμφωνα με την EN 1998-2:2005 §J.2 (2), οι συντελεστές συνδυασμού ψ_{fi} εκφράζουν τη μειωμένη πιθανότητα ταυτόχρονης παρουσίας των μέγιστων δυσμενών επιδράσεων όλων των παραγόντων. Οι τιμές τους εξαρτώνται από την «Κατηγορία Σπουδαιότητας».

Table 26-7: Τιμές συντελεστή συνδυασμού ψ_{fi} (από Πίνακα J.2 του EN 1998-2:2005)

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III
ψ_{fi}	0,60	0,70	0,90

-Η γέφυρα σχεδιάζεται για κατηγορία σπουδαιότητας II, άρα λαμβάνεται $\psi_{fi} = 0,70$

9. Οι επιμέρους συντελεστές τροποποίησης $\lambda_{U,fi}$ των ΑΤΠΣ για την κάθε παράμετρο

-Σύμφωνα με την EN 1998-2:2005 §J.2 (2), δίνονται από τη σχέση:

$$\lambda_{U,fi} = 1 + (\lambda_{max,fi} - 1) \cdot \psi_{fi} \quad (26.8)$$

$$\lambda_{U,f1} = 1 + (\lambda_{max,f1} - 1) \cdot \psi_{fi} = 1 + (1,1 - 1) \cdot 0,70 \Leftrightarrow \lambda_{U,f1} = 1,07$$

$$\lambda_{U,f2} = 1 + (\lambda_{max,f2} - 1) \cdot \psi_{fi} = 1 + (1,125 - 1) \cdot 0,70 \Leftrightarrow \lambda_{U,f2} = 1,0875$$

$$\lambda_{U,f3} = 1 + (\lambda_{max,f3} - 1) \cdot \psi_{fi} = 1 + (1,1 - 1) \cdot 0,70 \Leftrightarrow \lambda_{U,f3} = 1,07$$

$$\lambda_{U,f4} = 1 + (\lambda_{max,f4} - 1) \cdot \psi_{fi} = 1 + (1 - 1) \cdot 0,70 \Leftrightarrow \lambda_{U,f4} = 1$$

10. Ο συνολικός συντελεστής τροποποίησης των ΑΤΠΣ, $\lambda_{U,fi}$

-Πρακτικά σύμφωνα με τη Σχέση (J.4) της EN 1998-2:2005 §J.2 (2) δίνεται ως το γινόμενο των επιμέρους συντελεστών και θα είναι:

$$\lambda_{U,fi} = \lambda_{U,f1} \cdot \lambda_{U,f2} \cdot \lambda_{U,f3} \cdot \lambda_{U,f4} = 1,07 \cdot 1,0875 \cdot 1,07 \cdot 1 \Leftrightarrow \lambda_{U,fi} = 1,245$$

11. Αποτελέσματα

Table 26-8: Συγκεντρωτικός πίνακας για τον προσδιορισμό του συντελεστή τροποποίησης των ΑΤΠΣ και ΚΤΠΣ

Υλικό διεπιφάνειας των FPS	-	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	[-]
Περιβαλλοντικές συνθήκες	-	Κανονικές	[-]
Μονωτήρας:	-	Με προστατευτική κάλυψη	[-]
Συν/στης παράγοντα $f_1 \rightarrow$ γήρανση	$\lambda_{max,f1}$	1,1	[-]
Συν/στης συνδυασμού θερμικών δράσεων	ψ_2	0,50	[-]
Ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος	T_{min}	-15	°C
Διορθωτική θερμοκρασία για σύμμικτα	ΔT_1	+5	°C
Ελάχιστη θερμοκρασία μονωτήρα	$T_{min,b} = \psi_2 \cdot T_{min}^* + \Delta T_1$	-2,5	°C
Συν/στης παράγοντα $f_2 \rightarrow$ θερμοκρασία	$\lambda_{max,f2}$	1,125	[-]
Συν/στης παράγοντα $f_3 \rightarrow$ ρύπανση	$\lambda_{max,f3}$	1,1	[-]
Συνολική διαδρομή	-	<1	km
Συν/στης παράγοντα $f_4 \rightarrow$ συνολική διαδρομή	$\lambda_{max,f4}$	1	[-]
Συν/στης συνδυασμού	ψ_{fi}	0,70	[-]
Συν/στης ΑΤΠΣ για παράγοντα f_1	$\lambda_{U,f1} = 1 + (\lambda_{max,f1} - 1) \cdot \psi_{fi}$	1,07	[-]
Συν/στης ΑΤΠΣ για παράγοντα f_2	$\lambda_{U,f2} = 1 + (\lambda_{max,f2} - 1) \cdot \psi_{fi}$	1,0875	[-]
Συν/στης ΑΤΠΣ για παράγοντα f_3	$\lambda_{U,f3} = 1 + (\lambda_{max,f3} - 1) \cdot \psi_{fi}$	1,07	[-]
Συν/στης ΑΤΠΣ για παράγοντα f_4	$\lambda_{U,f4} = 1 + (\lambda_{max,f4} - 1) \cdot \psi_{fi}$	1	[-]
Τελικός συν/στης τροποποίησης ΑΤΠΣ	$\lambda_{U,fi} = \lambda_{U,f1} \cdot \lambda_{U,f2} \cdot \lambda_{U,f3} \cdot \lambda_{U,f4}$	1,245	[-]
Τελικός συν/στης τροποποίησης ΚΤΠΣ	$\lambda_{L,fi}$	1	[-]

26.5 Συντελεστής τριβής FPS

Ένα από τα μεγαλύτερα προβλήματα στον σχεδιασμό τέτοιων συστημάτων σεισμικής μόνωσης αποτελεί ο καθορισμός του συντελεστή τριβής των ολισθαινουσών επιφανειών. Από τη θεωρία της τριβής είναι γνωστό ότι υπάρχουν διάφορα είδη τριβής, όπως η στατική τριβή, η οριακή τριβή, δηλ. η μέγιστη τιμή της στατικής τριβής για την οποία ένα σώμα ξεκινάει να ολισθαίνει, η τριβή ολίσθησης, γνωστή στη διεθνή βιβλιογραφία και ως δυναμική τριβή. Κάθε ένα από αυτά τα είδη τριβής χαρακτηρίζεται από έναν συντελεστή τριβής.

Για τα εφέδρανα τριβής, όπως τα FPS, ο συντελεστής τριβής είναι ο **συντελεστής δυναμικής τριβής** και συμβολίζεται ως μ_d , όπου ο δείκτης d=dynamic. Ο συντελεστής δυναμικής τριβής εξαρτάται από: α) τη σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης, β) τη χρήση ή μη λιπαντικού, γ) την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης, δηλ. ουσιαστικά από την κατακόρυφη δύναμη που δέχεται το FPS, δ) την ταχύτητα κίνησης.

Γενικά, οι δυνάμεις που αναπτύσσονται είναι ανάλογες του συντελεστή δυναμικής τριβής. Η μείωση του συντελεστή τριβής συνεπάγεται μείωση των μεταβιβαζόμενων τεμνουσών δυνάμεων από τα εφέδρανα στην υποδομή, δηλ. στη συγκεκριμένη περίπτωση στα ακρόβαθρα. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται μείωση της αναπτυσσόμενης ροπής στη βάση του ακρόβαθρου, και επομένως μειώνεται ο απαιτούμενος οπλισμός.

Ο κατάλογος των χρησιμοποιούμενων εφεδράνων της εργασίας δίνει δύο τιμές για την ελάχιστη ονομαστική τιμή του συντελεστή τριβής μ_d . Με όσα αναγράφονται στο Κεφάλαιο 26.3 συμπεραίνεται ότι πρακτικά στον κατάλογο δίνονται δύο διαφορετικές περιπτώσεις τιμών για την ελάχιστη ονομαστική τιμή της ίδιας παραμέτρου σχεδιασμού $minDP_{nom}$, δηλ. της $\mu_{d,nom,min}$.

Table 26-9: Διαθέσιμα είδη υλικού διεπιφανειών και οι αντίστοιχες ελάχιστες τιμές συν/στη τριβή (από κατάλογο)

Τύπος υλικού για τη διεπιφάνεια ολίσθησης	L (low friction – μικρής τριβής)	M (medium friction – μέτριας τριβής)
Ελάχιστη τιμή συν/στη τριβής	2,5%	5,5%

Για την εργασία επιλέγεται υλικό που να δίνει την ελάχιστη δυνατή τριβή, δηλ. το L. Σύμφωνα με τον κατασκευαστή οι τιμές του Table 26-9 αποτελούν να μεν ελάχιστες τιμές, αλλά τιμές οι οποίες αντιστοιχούν στη μέγιστη κατακόρυφη δύναμη N_{Ed} του FPS. Η μέγιστη δύναμη N_{Ed} δίνεται στους πίνακες του κατασκευαστή για την κάθε διάσταση εφεδράνου και αντιστοιχεί στη μέγιστη αξονική δύναμη σε συνδυασμούς δράσεων ΟΚΑ που περιλαμβάνουν σεισμικές δράσεις ή και για οποιαδήποτε συνδυασμό δράσεων συμπεριλαμβανομένων και οριζοντίων μετατοπίσεων. Ερμηνεύεται ότι πρακτικά η ελάχιστη τριβή των 2,5% για τα L εφέδρανα ισχύει όταν το εφέδρανο δέχεται κατακόρυφη δύναμη ίση με τη μέγιστη δύναμη που μπορεί να αντέξει το εφέδρανο.

Σύμφωνα με τα προηγούμενα το εφέδρανο έπειτα από επαναληπτική διαδικασία επιλέγεται από τους πίνακες του κατασκευαστή βάσει της μέγιστης μετατόπισης σχεδιασμού και βάσει της μέγιστης κατακόρυφης δύναμης που δέχεται. Με γνωστό το εφέδρανο είναι γνωστή και η μέγιστη κατακόρυφη αξονική δύναμη σχεδιασμού N_{Ed} από τον πίνακα του κατασκευαστή. Επίσης προσδιορίζεται η αξονική δύναμη από τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό, η οποία συμβολίζεται ως N_{Sd} . Με γνωστά τα δύο αυτά μεγέθη γίνεται ο προσδιορισμός της ελάχιστης ονομαστικής τιμής του συντελεστή τριβής σύμφωνα με τις καμπύλες τους κατασκευαστή, που δίνονται στο Figure 26.2.

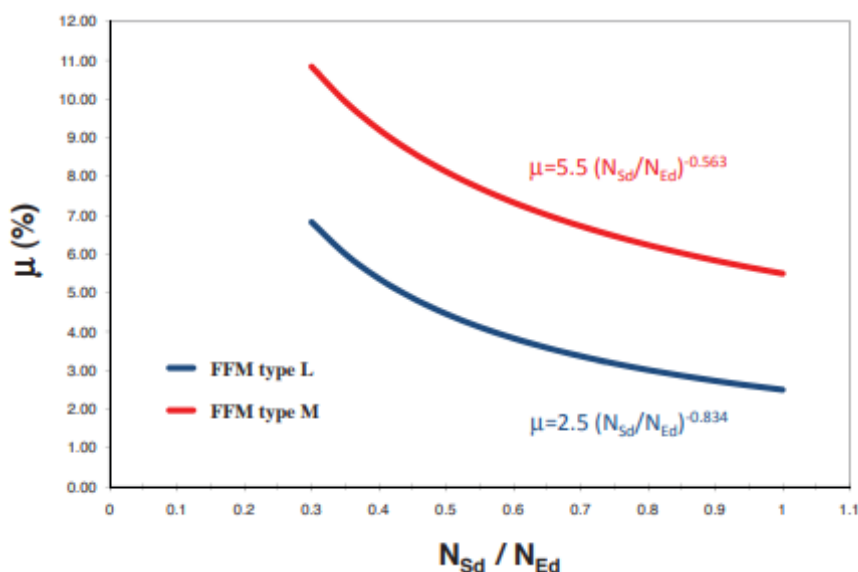


Figure 26.2: Διαγράμματα για τον προσδιορισμό της ελάχιστης ονομαστικής τιμής του συντελεστή δυναμικής τριβής των FPS βάσει της μέγιστης δύναμης σχεδιασμού N_{Ed} και της δύναμης για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό N_{Sd} (από τον κατάλογο του κατασκευαστή)

Όπως εξηγείται στη συνέχεια, για το εφέδρανο που έχει επιλεγεί η μέγιστη κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού είναι ίση με $N_{Ed} = 40.000kN$, ενώ η κατακόρυφη δύναμη για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό θεωρείται ίση και σταθερή με $N_{Sd} = 24.627kN$. Επομένως, η ελάχιστη ονομαστική τιμή της τριβής, η οποία θα πολλαπλασιαστεί με τον ελάχιστο συντελεστή τροποποίησης των ΚΤΠΣ, $\lambda_{L,fi,final}$, σύμφωνα με το διάγραμμα για FFM type L του Figure 26.2 θα είναι:

$$\min DP_{nom} = \mu_{d,nom,min} = (2,5\%) \cdot \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Ed}}\right)^{-0,834} = (2,5\%) \cdot \left(\frac{24.627kN}{40.000kN}\right)^{-0,834} = 3,74\%$$

Επομένως, η τιμή του συντελεστή τριβής για Κατώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού θα είναι:

$$ΚΤΠΣ = \lambda_{L,fi,final} \cdot \min DP_{nom} = 1 \cdot \mu_{d,nom,min} = 1 \cdot 3,74\% \Leftrightarrow \mu_{d,ΚΤΠΣ} = 3,74\%$$

Θα πρέπει να αναζητηθεί και μία τιμή για τις Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού. Λόγω έλλειψης περισσότερων δεδομένων για τη μέγιστη ονομαστική τιμή της τριβής, θα θεωρηθεί μια τιμή διακύμανσης της μέσης τιμής του συντελεστή τριβής των FPS. Για παράδειγμα, σε εφαρμογή της [10] γίνεται χρήση τιμών $\mu_{mean,d} = 0,061 \pm 16\% = 0,051 - 0,071$. Έτσι, στα πλαίσια της εργασίας επιλέγεται αυθαίρετα μια παρόμοια τιμή, ήτοι 10%. Άρα, είναι:

$$\mu_{mean,d} = \frac{\mu_{d,nom,min}}{1 - Var(\mu_{mean,d})} = \frac{3,747\%}{1 - 0,10} \Leftrightarrow \mu_{mean,d} = 4,16\%$$

$$\max DP_{nom} = \mu_{d,nom,max} = \mu_{mean,d} \cdot [1 + Var(\mu_{mean,d})] = (4,16\%) \cdot (1 + 0,10) = 4,58\%$$

Επομένως, η τιμή του συντελεστή τριβής για Ανώτερες Τιμές Παραμέτρων Σχεδιασμού θα είναι:

$$ΑΤΠΣ = \lambda_{U,fi,final} \cdot \max DP_{nom} = 1,245 \cdot \mu_{d,nom,max} = 1,245 \cdot 4,58\% \Leftrightarrow \mu_{d,ΑΤΠΣ} = 5,70\%$$

Table 26-10: Συγκεντρωτικός πίνακας συντελεστών τριβής για το εφέδρανο FPS

Κατακόρυφη δύναμη FPS για max οιονεί μόνιμο	N_{Sd}	24.626,51	kN	
Μέγιστη δύναμη σχεδιασμού εφεδράνου (από κατάλογο)	$N_{Ed,catalogue}$	40.000	kN	
Λόγος δυνάμεων	$N_{Sd}/N_{Ed,catalogue}$	0,616	[-]	
Ελάχιστη ονομαστική τιμή συν/στη τριβής από διάγραμμα	μ_{min}	3,747	%	
Διακύμανση της μέσης ονομαστικής τιμής	$Var(\mu_{mean})$	10	%	
Ελάχιστη ονομαστική τιμή συν/στη τριβής από διάγραμμα	μ_{min}	0,037	[-]	3,75%
"Μέση" ονομαστική τιμή συν/στη τριβής	μ_{mean}	0,042	[-]	4,16%
Μέγιστη ονομαστική τιμή συν/στη τριβής	μ_{max}	0,046	[-]	4,58%
Τελικός συν/στης τροποποίησης ΚΤΠΣ	$\lambda_{L,fi}$	1		
Τελικός συν/στης τροποποίησης ΑΤΠΣ	$\lambda_{U,fi}$	1,245		
Τιμή ΚΤΠΣ	$ΚΤΠΣ\mu_{min}$	0,037	[-]	
Τιμή ΑΤΠΣ	$ΑΤΠΣ\mu_{max}$	0,057	[-]	

Με τις τιμές για ΚΤΠΣ και ΑΤΠΣ θα γίνει ο έλεγχος του εφεδράνου. Για τη μέση τιμή θα υπολογιστεί η ισοδύναμη δυσκαμψία του εφεδράνου, και θα γίνει η παραδοχή ότι ισχύει για τις αναλύσεις των μη σεισμικών δράσεων, δηλ. θα είναι η τιμή του γραμμικού ελατηρίου που θα εισαχθεί στο προσομοίωμα.

Σημειώνεται ότι σε πραγματικές μελέτες ο κατασκευαστής του εφεδράνου μπορεί να παρέχει διάφορες τιμές συντελεστών κατόπιν αίτησης. Επίσης, σε μεγάλα έργα τόσο οι ελάχιστες όσο και οι μέγιστες ονομαστικές τιμές του συντελεστή τριβής παρέχονται συνήθως στον Μελετητή από Συμβούλους. Ωστόσο, στα πλαίσια της μεταπτυχιακής, για να αποφευχθεί η αυθαίρετη επιλογή της μέγιστης ονομαστικής τιμής του συντελεστή, θα χρησιμοποιηθούν οι τιμές του Table 26-10.

26.6 Μέθοδος της θεμελιώδους ιδιομορφής

Τα εφεδράνα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς διέπονται από μία μη γραμμική συμπεριφορά μεταξύ οριζόντιας δύναμης και οριζόντιας μετατόπισης. Η συμπεριφορά αυτή μπορεί είτε να αμεληθεί και να αντικατασταθεί με μία ισοδύναμη ελαστική συμπεριφορά, και επομένως μπορούν να γίνουν ελαστικές αναλύσεις για τη γέφυρα, είτε να εισαχθεί στο αριθμητικό προσομοίωμα και να γίνουν μη-γραμμικές αναλύσεις. Γενικώς, οι μέθοδοι αναλύσεις που επιτρέπει ο Ευρωκώδικας δίνονται παρακάτω:

1. (Γραμμική) Μέθοδος της θεμελιώδους ιδιομορφής, ή και μέθοδος του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή Ισχύει για: a. Κατηγορία εδάφους A,B,C,D, b. Ενεργός απόσβεση $\zeta_{eff} < 30\%$ και c. Η κατασκευή πρέπει να απέχει περισσότερο από 10km από το πλησιέστερο σεισμικά ενεργό ρήγμα
2. (Γραμμική) Φασματική ιδιομορφική ανάλυση. Ισχύει για τις περιπτώσεις a. και b. της 1.
3. Μη-γραμμική ανάλυση με χρήση σεισμικών καταγραφών. Ισχύει για όλες τις περιπτώσεις σεισμικά μονωμένων κατασκευών.

Στην εργασία επιλέγεται η πρώτη μέθοδος. Τα βήματα υπολογισμού που ακολουθούνται είναι τα εξής:

1. *Βασικές παραδοχές για τη δυνατότητα χρήσεως της μεθόδου θεμελιώδους ιδιομορφής*
 -Στη μέθοδο θεωρείται ότι η γέφυρα πάνω από τους μονωτήρες FPS συμπεριφέρεται στην ουσία ως ένα στερεό σώμα. Οι μονωτήρες διατάσσονται συμμετρικά στη γέφυρα με συνολικό αριθμό τεσσάρων μονωτήρων, από έναν στις τέσσερις κορυφές της κατόψεως ακριβώς κάτω από τις θέσεις σύνδεσης τόξου-ελκυστήρα.
 -Επίσης, λαμβάνεται υπόψη ότι υπάρχει συμμετρία στις στιβαρότητες του φορέα και γίνεται η παραδοχή συμμετρικής κατανομή μάζας. Αυτό το τελευταίο μπορεί να γίνει καθώς οι μόνες δράσεις που μπορεί να μην προκαλέσουν μη συμμετρική κατανομή είναι το οιονεί τμήμα των κινητών φορτίων κυκλοφορίας. Η μάζα που αντιστοιχεί σε αυτά είναι πάρα πολύ μικρή σε σύγκριση με τα μόνιμα φορτία, και άρα κρίνεται ότι η παραδοχή αυτή είναι εφικτή. Έτσι, λόγω συμμετρίας στις στιβαρότητες του φορέα και λόγω συμμετρικής κατανομής της μάζας δε θα υπάρξουν στροφές της κατόψεως κατά τον σεισμό, και επομένως η σεισμική μετατόπιση d_{cd} του κέντρου μάζας της γέφυρας θα ταυτίζεται με τις επιμέρους σεισμικές μετατοπίσεις d_{bd} των 4 εφεδράνων FPS. Σε αντίθετη περίπτωση οι μετατοπίσεις δε θα είναι ίσες και οι παρακάτω υπολογισμοί δεν μπορούν να εφαρμοσθούν.
2. *Υπολογισμός της μάζας της κατασκευής.*
 -Η μάζα προκύπτει από τον σεισμικό οιονεί μόνιμο συνδυασμό, στον οποίον λαμβάνονται όλα τα μόνιμα φορτία, το 30% των φορτίων κυκλοφορίας της ομάδας GR1a, δηλ. UDL και TS της πρότυπης φόρτισης LM1, το 30% του συνδυαστικού φορτίου των πεζοδρομίων και το 30% των φορτίων του tram. Υπενθυμίζεται ότι λόγω της ύπαρξης του tram, εφαρμόζεται το ποσοστό του 30% όπως γίνεται και στις σιδηροδρομικές γέφυρες (βλ. Κεφάλαιο 13).

Table 26-11: Υπολογισμοί για τη μάζα της κατασκευής

Συνολική κατακόρυφη δύναμη λόγω G1+G2	$\Sigma R_{z,G1+G2}$	94.481	kN
Συνολικό συγκεντρωμένο φορτίο UDL	Q_{UDL}	8.700	kN
	$0,3*Q_{UDL}$	2.610	kN
Συνολικό συγκεντρωμένο φορτίο TS	$Q_{TS\ total}$	1.080	kN
	$0,3*Q_{TS}$	348	kN
Συνολικό συγκεντρωμένο φορτίο πεζοδρομίων	$Q_{footway,comb}$	2.475	kN
	$0,3*Q_{footway,comb}$	742,5	kN
Συνολικό συγκεντρωμένο φορτίο TRAM	Q_{tram}	580,2	kN
	$0,3*Q_{tram}$	348,12	kN
Συνολικό φορτίο	$\Sigma Q_{seismic}$	4.025	kN
Συνολικό συγκεντρωμένο οιονεί μόνιμο φορτίο για σεισμική μάζα	$\Sigma R_{z,tot}$	98.506	kN
Αντίδραση ενός ακροβάθρου	$\Sigma R_{z,abutment}$	49.253	kN
Αντίδραση ενός εφεδράνου	$\Sigma R_{z,FPS}=N_{sd}$	24.627	kN
Μάζα για σεισμό	M_{tot}	10.041	tn

3. *Κατακόρυφες αντιδράσεις N_{sd} που δέχονται τα εφεδράνα FPS λόγω των οιονεί μόνιμων κατακόρυφων φορτίων*
 -Το συνολικό κατακόρυφο βάρος W_{tot} λόγω των οιονεί μόνιμων κατακόρυφων φορτίων ισομοιράζεται στα 4 εφεδράνα FPS και έχει υπολογιστεί ήδη στον Table 26-11.
4. *Αρχική επιλογή των εφεδράνων τύπου FPS*
 -Για την επίλυση του σεισμού τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά τα οποία θα πρέπει να προσδιορισθούν είναι ο συντελεστής δυναμικής τριβής μ_d με τις ΚΤΠΣ και ΑΤΠΣ που λαμβάνει (όπως έχουν δοθεί στα προηγούμενα) και η ακτίνα καμπυλότητας R_b του εφεδράνου (εδώ ίση με την ισοδύναμη λόγω διπλής καμπυλότητας).
5. *Επαναληπτική διαδικασία – αρχική αυθαίρετη τιμή για τη μετατόπιση d_{bd}*
 -Όλοι οι υπολογισμοί που ακολουθούν αποτελούν στην ουσία μία επαναληπτική διαδικασία. Αυτό συμβαίνει καθώς στις σχέσεις υπολογισμού που δίνονται παρακάτω εισέρχεται η μέγιστη σεισμική μετατόπιση σχεδιασμού d_{bd} του εφεδράνου FPS, η οποία όμως αποτελεί ταυτόχρονα και το ζητούμενο των υπολογισμών. Επομένως, η

διαδικασία γίνεται με χρήση υπολογιστικού φύλλου Excel μέσω του επιλυτή Goal Seek, για την οποία θα πρέπει να γίνει αρχικά μια αυθαίρετη επιλογή της μετατόπισης $d_{bd} = d_{cd}$.

6. Οριζόντια στιβαρότητα K_p του FPS

-Λόγω της ακτίνας καμπυλότητας R_b της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης και της κατακόρυφης δύναμης σχεδιασμού που ασκείται στον μονωτήρα, ο μονωτήρας παρουσιάζει οριζόντια δυσκαμψία K_p , η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$K_p = \frac{N_{sd}}{R_b} \quad (26.9)$$

όπου:

- N_{sd} η κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού του FPS, η οποία λαμβάνεται ως η κατακόρυφη αντίδραση λόγω των κατακόρυφων οιονεί μόνιμων φορτίων
- R_b η ακτίνα καμπυλότητας R_b της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης όπως φαίνεται στο Figure 26.3

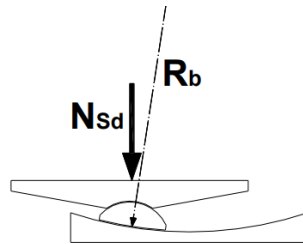


Figure 26.3: Η ακτίνα καμπυλότητας της σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης.

7. Μέγιστη οριζόντια δύναμη F_0 για μηδενική μετατόπιση

- Στα συστήματα τριβής σε σφαιρική επιφάνεια υπάρχει πάντα μία θέση του διαγράμματος δύναμης-μετατόπισης που αντιστοιχεί στο σημείο ολίσθησης. Το σημείο ολίσθησης ουσιαστικά δίνει τη δύναμη ολίσθησης (τη δύναμη δηλ. που θα ασκηθεί στο εφέδρανο για να ολισθήσουν οι δύο επιφάνειες) όταν η μετατόπιση είναι $d = d_{bd}$. Η δύναμη ολίσθησης F_0 δίνεται από τον τύπο:

$$F_0 = \mu_d \cdot N_{sd} \quad (26.10)$$

8. Πρόσθετη αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη ΔF_p λόγω της οριζόντιας στιβαρότητας K_p του FPS

$$\Delta F_p = K_p \cdot d_{bd} \quad (26.11)$$

9. Η μέγιστη δύναμη F_{max} που μπορεί να αναπτύξει το σύστημα τριβής σε σφαιρική επιφάνεια
-Δίνεται για μετατόπιση $d = d_{bd}$ και θα είναι:

$$F_{max} = F_0 + \Delta F_p \Leftrightarrow F_{max} = \mu_d \cdot N_{sd} + K_p \cdot d_{bd} \quad (26.12)$$

10. Το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης του συστήματος τριβής σε σφαιρική επιφάνεια:

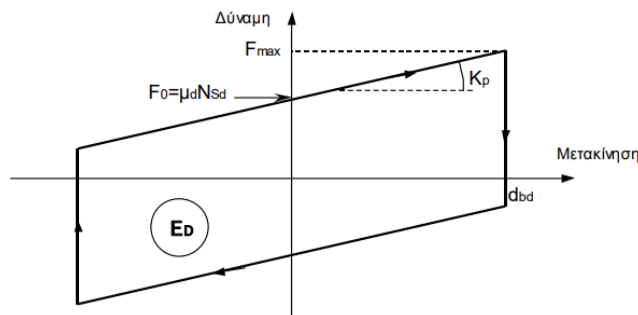


Figure 26.4: Το διάγραμμα δύναμης-μετατόπισης του συστήματος τριβής σε σφαιρική επιφάνεια

11. Η απορροφημένη ενέργεια $E_{D,FPS}$ του ανελαστικού συστήματος του ενός FPS σε έναν κύκλο (μετρούμενη σε kNm)

$$E_{D,FPS} = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{sd} \cdot d_{bd} \Leftrightarrow E_{D,FPS} = 4 \cdot F_0 \cdot d_{bd} \quad (26.13)$$

12. Η ισοδύναμη ενεργός οριζόντια στιβαρότητα $K_{b,eff}$ του FPS ως εξής:
-Η $K_{b,eff}$ αποτελεί εφαπτομένη της γωνίας του τριγώνου και άρα:

$$K_{FPS,eff} = \frac{F_{max}}{d_{bd}} \quad (26.14)$$

13. Η συνολική ισοδύναμη ενεργός οριζόντια στιβαρότητα $K_{FPS,eff,tot}$ της γέφυρας
-Είναι το άθροισμα των στιβαρότητων των επιμέρους FPS:

$$K_{FPS,eff,tot} = \sum K_{FPS,eff} \quad (26.15)$$

14. Η συνολική απορροφημένη ενέργεια $E_{D,FPS,tot}$ του ανελαστικού συστήματος σε έναν κύκλο (μετρούμενη σε kNm)
-Είναι το άθροισμα των ενεργειών των επιμέρους FPS:

$$E_{D,FPS,tot} = \sum E_{D,FPS} \quad (26.16)$$

15. Η ισοδύναμη ενεργός απόσβεση ξ_{eff} για όλη τη γέφυρα ίση με:

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{\sum E_{D,FPS}}{(\sum K_{FPS,eff}) \cdot d_{cd}^2} \quad (26.17)$$

16. Όριο ισοδύναμης ενεργού απόσβεσης ξ_{eff} για όλη τη γέφυρα – για να είναι επιτρεπτή η χρήση της μεθόδου
-Υπενθυμίζεται ότι με βάση την EN 1998-2:2005+A2:2011 §7.5.3 (1), για να μπορέσει να εφαρμοσθεί η μέθοδος της θεμελιώδους ιδιομορφής θα πρέπει να ισχύει:

$$\xi_{eff} < \xi_{eff,max} = 30\% \quad (26.18)$$

-Βέβαια, σημειώνεται ότι σε πολλές μελέτες η μέθοδος της θεμελιώδους ιδιομορφής χρησιμοποιείται σε ένα αρχικό στάδιο προδιαστασιολόγησης, και τα αποτελέσματά της δεν είναι δεσμευτικά. Συνήθως στη συνέχεια γίνονται πιο λεπτομερείς αναλύσεις, και επομένως ακόμη και εάν το παραπάνω όριο δεν ικανοποιείται, τα αποτελέσματα της μεθόδου γίνονται δεκτά. Το ίδιο γίνεται και στην περίπτωση της μελετώμενης γέφυρας.

17. Ο διορθωτικός συντελεστής λόγω απόσβεσης του ελαστικού φάσματος του EN 1998:

$$n_{eff} = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eff}(\sigma\%)}} \quad (26.19)$$

18. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή:

$$T_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{M_{tot}}{K_{FPS,eff,tot}}} \quad (26.20)$$

19. Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα της κατασκευής του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή:

$$\omega_{eff} = \frac{2 \cdot \pi}{T_{eff}} \quad (26.21)$$

20. Υπολογισμοί με βάση το ελαστικό φάσμα του EN 1998

-Χρησιμοποιώντας τα προηγούμενα δεδομένα γίνονται οι υπολογισμοί σύμφωνα με το ελαστικό φάσμα του EN 1998 και υπολογίζονται η φασματική επιτάχυνση $S_{el}(T_{eff})$ και εν συνεχεία η μέγιστη σεισμική μετατόπιση:

$$d_{cd,el} = \frac{S_{el}(T_{eff})}{\omega_{eff}^2} \quad (26.22)$$

21. Έλεγχος σύγκλισης

-Το αποτέλεσμα είναι αποδεκτό εάν η διαφορά μεταξύ της αρχικά αυθαίρετα επιλεγμένης τιμής της $d_{cd,initial}$ και $d_{cd,el}$ είναι μικρότερη του 5%. Δηλ. ελέγχεται ότι:

$$\frac{|d_{cd,initial} - d_{cd,el}|}{d_{cd,initial}} < 5\% \quad (26.23)$$

22. Επανάληψη της διαδικασίας

-Η παραπάνω διαδικασία πρέπει να γίνει τρεις φορές, μία φορά για κάθε τιμή του δυναμικού συντελεστή τριβής. Μετά το πέρας κάθε επαναληπτικής διαδικασίας θα προκύπτει η σταθερά του ισοδύναμου ελατηρίου με βάση την

οποία θα γίνει η μοντελοποίηση στο λογισμικό Sofistik για το κάθε επιμέρους εφέδρανο FPS. Τα αποτελέσματα δίνονται στο Table 26-12. Τα αποτελέσματα επαληθεύουν ότι οι ΚΤΠΣ οδηγούν σε μεγαλύτερες σεισμικές μετατοπίσεις και σε μικρότερες σεισμικές τέμνουσες δυνάμεις σε σχέση με τις ΑΤΠΣ που οδηγούν σε μικρότερες σεισμικές μετατοπίσεις και σε μεγαλύτερες σεισμικές δυνάμεις.

Table 26-12: Μέθοδος θεμελιώδους ιδιομορφής για τις τρεις διαφορετικές τιμές του δυναμικού συντελεστή τριβής

		MIN	MAX	MEAN	
Σεισμική μετατόπιση Κ.Β. γέφυρας	d_{cd}	0,1333	0,1070	0,1296	m
Σεισμική μετατόπιση FPS	d_{bd}	0,1333	0,1070	0,1296	m
Χαρακτηριστικά FPS					
Συν/στης τριβής	μ	0,037	0,057	0,042	[-]
Ακτίνα καμπυλότητας εφεδράνου	R_b	3,7	3,7	3,7	m
Για κάθε εφέδρανο					
Μέγιστη οριζόντια δύναμη για μηδενική μετατόπιση	F_0	923	1.404	1.025	kN
Οριζόντια στιβαρότητα ενός FPS	K_p	6.656	6.656	6.656	kN/m
Πρόσθετη αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη λόγω K_p	Δ_{Fp}	887	712	862	kN
Μέγιστη δύναμη FPS	F_{max}	1.810	2.116	1.887	kN
Ισοδύναμη ενεργός οριζόντια στιβαρότητα	$K_{b,eff}$	13.577	19.778	14.568	kN/m
Απορροφημένη ενέργεια ανελαστικού συστήματος	E_d	492	601	531	kNm
Για κάθε ακρόβαθρο					
Μέγιστη οριζόντια δύναμη για μηδενική μετατόπιση	F_0	1.845	2.808	2.050	kN
Οριζόντια στιβαρότητα ακροβάθρου	K_p	13.312	13.312	13.312	kN/m
Πρόσθετη αναπτυσσόμενη οριζόντια δύναμη λόγω K_p	Δ_{Fp}	1.775	1.424	1.725	kN
Μέγιστη δύναμη FPS	F_{max}	3.620	4.232	3.775	kN
Ισοδύναμη ενεργός οριζόντια στιβαρότητα ακροβάθρου	$K_{b,eff}$	27.153	39.555	29.137	kN/m
Απορροφημένη ενέργεια ανελ. συστ. ακροβάθρου	E_d	984	1.202	1.063	kNm
Συνολικά για τη γέφυρα					
Ισοδύναμη ενεργός οριζόντια στιβαρότητα γέφυρας	$K_{tot,eff}$	54.307	79.111	58.273	kN/m
Απορροφημένη ενέργεια ανελ. συστ. γέφυρας	$E_{d,tot}$	1.968	2.404	2.125	kNm
Ισοδύναμη ενεργός απόσβεση για όλη τη γέφυρα	ξ_{eff}	0,3245	0,4224	0,3458	[-]
Ισοδύναμη ενεργός απόσβεση για όλη τη γέφυρα	ξ_{eff}	32,452	42,238	34,577	%
Όριο ισοδ. ενεργ. απόσβεσης για να ισχύει η μέθοδος Έλεγχος ορίου	$\xi_{eff,max}$	30	30	30	%
	Check	FAIL	FAIL	FAIL	[-]
Διορθωτικός συν/στης απόσβεσης ελαστικού φάσματος	n_{eff}	0,517	0,460	0,503	[-]
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου	T_{eff}	2,702	2,239	2,608	sec
Θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα ισοδύναμου μονοβάθμιου 1	ω_{eff}	2,326	2,807	2,409	rad/sec
Θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα ισοδύναμου μονοβάθμιου 2	$\omega_{eff,2}$	0,370	0,447	0,383	Hz
Φασματική επιτάχυνση	$S_g(T)$	0,073	0,085	0,076	g
Συνολική σεισμική οριζόντια δύναμη	$F_{seismic,tot}$	7.217	8.382	7.534	kN
Μέγιστη σεισμική μετατόπιση	$\delta_{seismic}$	0,1329	0,1060	0,1293	m
Μέγιστη σεισμική μετατόπιση	$\delta_{seismic}$	132,90	105,96	129,28	mm
Διαφορά αρχικής αυθαίρετης προς τελική τιμή Σύγκλιση	$d_{cb}-\delta_{seismic}$	0,00042	0,00104	0,0003	m
	Conv.	0,313	0,976	0,218	%

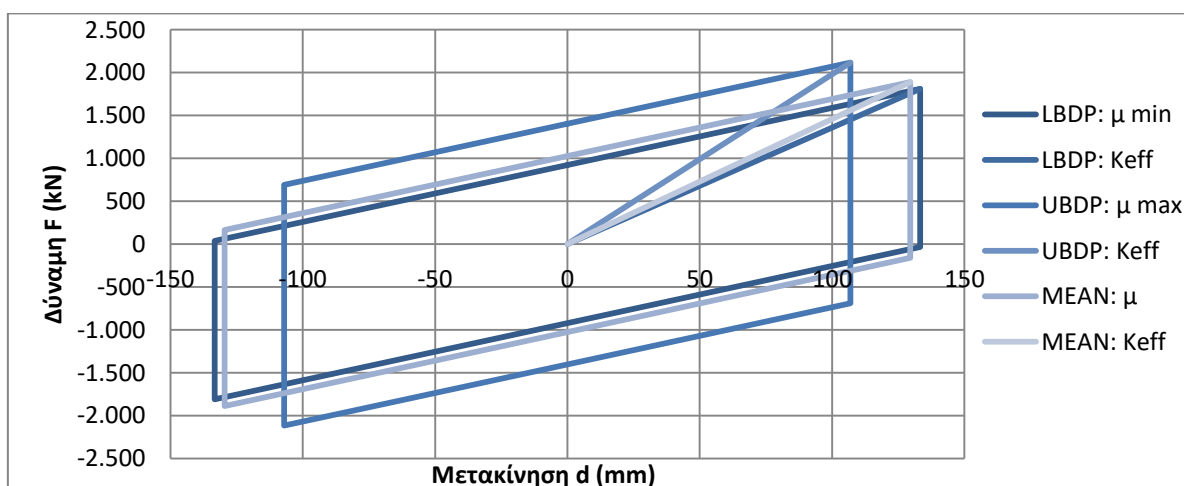


Figure 26.5: Τα διαγράμματα δύναμης-μετατόπισης για το κάθε FPS για τις 3 τιμές δυναμικού συν/στή τριβής

26.7 Έλεγχος μέγιστης μετατόπισης

Η μέγιστη σεισμική μετατόπιση με την οποία θα πρέπει να γίνει ο έλεγχος της μέγιστης επιτρεπόμενης μετατόπισης του FPS που δίνει ο κατασκευαστής προκύπτει ως το άθροισμα των παρακάτω τιμών:

$$d_{FPS,d} = d_{FPS,E} + d_{G,\infty} + \psi_2 \cdot d_T \quad (26.24)$$

όπου:

$d_{FPS,E}$ η μέγιστη σεισμική μετατόπιση του εφεδράνου FPS προσαυξημένη επί έναν συντελεστή ασφαλείας δίνεται από τη σχέση:

$$d_{FPS,E} = \gamma_{IS} \cdot d_{FPS,d,el} \quad (26.25)$$

γ_{IS} ο συντελεστής ασφαλείας με τον οποίο προσαυξάνεται η μέγιστη σεισμική μετατόπιση. Λαμβάνεται $\gamma_{IS} = 1,5$

d_G η μετατόπιση λόγω μόνιμων φορτίων, συστολής ξηράνσεως και οιονεί μόνιμων φορτίσεων. Ουσιαστικά από τον συνδυασμό $G+S+\psi_2 \cdot Q$. Για τους υπολογισμούς θα πρέπει να λαμβάνεται η μακροχρόνια δράση των φορτίων, δηλ. ο ερπυσμός. Επίσης θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και μελλοντικές προεντάσεις.

ψ_2 ο συντελεστής συνδυασμού για τη δράση των θερμοκρασιακών μεταβολών. Λαμβάνεται $\psi_2 = 0,5$

d_T η μετατόπιση λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Υπενθυμίζεται ότι για τον σχεδιασμό εφεδράνων λαμβάνονται αυξημένες τιμές θερμοκρασιακών μεταβολών.

Τα παραπάνω έχει επιλεγεί να υπολογισθούν με βάση την οριζόντια στιβαρότητα των FPS που προκύπτει από την ΚΤΠΣ για υπέρ της ασφαλείας αποτελέσματα.

Έλεγχος με Excel και αποτελέσματα μεθόδου θεμελιώδους ιδιομορφής – Σεισμός κατά X

Table 26-13: Έλεγχος μέγιστης μετακίνησης από αποτελέσματα Excel για σεισμό κατά X

<u>Έλεγχος με αποτελέσματα Excel για διεύθυνση X</u>			
Μέγιστη σεισμική μετακίνηση από ΚΤΠΣ	d_{cd}	132,90	mm
Συν/στης ασφαλείας	γ_{IS}	1,5	[-]
Μέγιστη σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού	$d_{bd,seismic, DESIGN}$	199,34	mm
Μετακίνηση για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό – περιβάλλουσες	$d_{G+P+30\%Traffic}$	31,2	mm
Μέγιστη μετακίνηση θερμικών μεταβολών	$d_{\Delta T,bearings}$	61,4	mm
Συν/στης συνδυασμού θερμικών δράσεων	$\psi_{2,\Delta T}$	0,5	[-]
Μέγιστη μετακίνηση θερμικών μεταβολών για έλεγχο	$\psi_{2,\Delta T} \cdot d_{\Delta T,bearings}$	30,7	mm
Σεισμική μετακίνηση για έλεγχο	$d_{FPS,E,d}$	261,24	mm
Μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση από κατάλογο	$d_{FPS,max,catalogue}$	300	mm
Έλεγχος	Check	OK	[-]
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου	UF	87%	[-]

Έλεγχος με Sofistik – Σεισμός με συνδυασμούς Newmark

Οι μετατοπίσεις αυτές μπορεί να ελέγχονται στις κύριες διευθύνσεις X και Y. Ωστόσο, μια τέτοια τακτική δεν είναι ορθή σε περιπτώσεις όπου ο μονωτήρας έχει την ίδια μετακινήσιακή ικανότητα σε όλες τις δυνατές οριζόντιες διευθύνσεις πάνω στο επίπεδο κατόψεως XY. Μια τέτοια περίπτωση αποτελούν και τα FPS. Γενικώς, η μέγιστη μετατόπιση των εφεδράνων αναπτύσσεται σε διαγώνιες διευθύνσεις και όχι παράλληλα με τις κύριες διευθύνσεις X και Y. Αυτό γίνεται αντιληπτό, εάν ληφθούν υπόψη έστω και οι σεισμικοί συνδυασμοί Newmark. Γι' αυτό ο έλεγχος γίνεται: α) χωριστά στις κύριες διευθύνσεις X και Y με τα αποτελέσματα από το Excel (Table 26-13), και β) γίνεται και ένας πιο συντηρητικός έλεγχος με βάση τα αποτελέσματα της φασματικής ιδιομορφικής ανάλυσης στο λογισμικό Sofistik.

Για την ιδιομορφική ανάλυση στο Sofistik χρησιμοποιείται το προσομοίωμα εσχάρας. Σκοπός των αναλύσεων είναι να βρεθεί η μέγιστη μετατόπιση και γι' αυτό: α) στα γραμμικά ελατήρια δίνονται οι τιμές των δυσκαμψιών από τα αποτελέσματα της μεθόδου της θεμελιώδους ιδιομορφής για ΚΤΠΣ, δηλ. $K_{b,eff} = 13.577 \text{ kN/m}$ και β) ορίζεται απόσβεση $\xi_{eff} = 32\%$. Επίσης, για τη μάζα της κατασκευής το κομμάτι των κινητών φορτίων, το οποίο λαμβάνεται με συντελεστή 30% θεωρείται ομοιόμορφα κατανεμημένο στο τμήμα της επιφάνειας που του αναλογεί. Συγκεκριμένα, τα φορτία του πεζοδρομίου κατανέμονται σε kN/m^2 στο πλάτος των πεζοδρομίων, τα UDL και τα TS κατανέμονται σε kN/m^2 στις λωρίδες κυκλοφορίας των οχημάτων, ενώ το tram κατανέμεται ως γραμμικό kN/m κατά μήκος των ραγών.

Table 26-14: Έλεγχος μέγιστης μετακίνησης από αποτελέσματα Sofistik και συνδυασμούς Newmark

Έλεγχος με αποτελέσματα Sofistik		
Συνδυασμός Newmark για μέγιστο βέλος	Seismic Combination	Ex+0.3·Ey [-]
Συνιστώσα βέλους κατά X	$\delta_{E,sofistik,x}$	142,7 mm
Συνιστώσα βέλους κατά Y	$\delta_{E,sofistik,y}$	41,7 mm
Συνισταμένη τιμή βέλους (κεκλιμένο)	$\delta_{E,sofistik,max}$	148,6 mm
Μέγιστη σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού	$d_{bd,seismic,DESIGN}$	222,90 mm
Σεισμική μετακίνηση για έλεγχο	$d_{FPS,E,d}$	284,80 mm
Μετακίνηση για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό – περιβάλλουσες	$d_{G+P+30\%Traffic}$	31,2 mm
Μέγιστη μετακίνηση θερμικών μεταβολών για έλεγχο	$\Psi_{2,\Delta T} \cdot d_{\Delta T,bearings}$	30,7 mm
Μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση από κατάλογο	$d_{FPS,max,catalogue}$	300 mm
Έλεγχος	Check	OK [-]
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου	UF	95% [-]

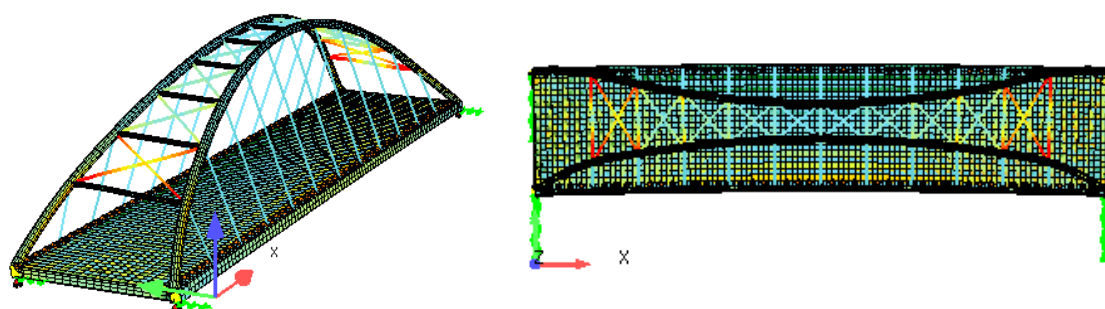


Figure 26.6: Πρώτη ιδιομορφή κατά Y (παράλληλα με την εγκάρσια διάσταση της γέφυρας).
 Ιδιοπερίοδος: $T=2.788\text{sec}$, Ιδιοσυχνότητα: $f=0.359\text{Hz}$

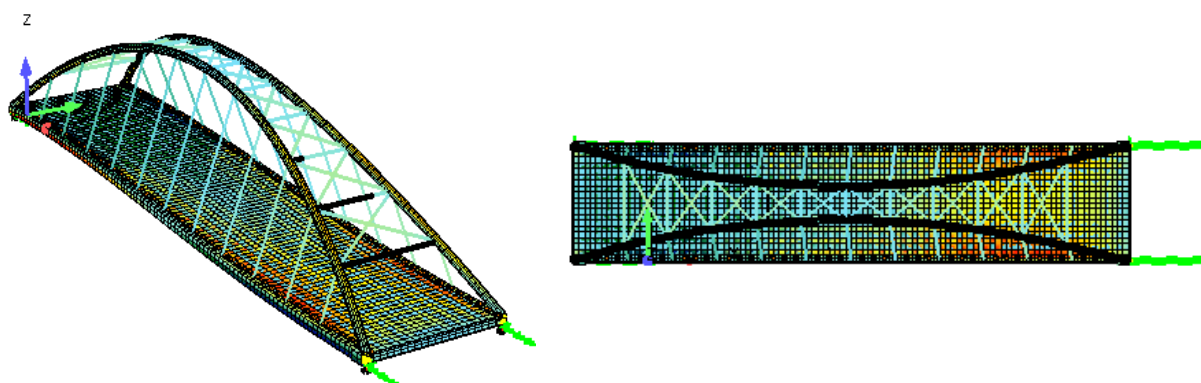


Figure 26.7: Δεύτερη ιδιομορφή κατά X (παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας).
 Ιδιοπερίοδος: $T=2.704\text{sec}$, Ιδιοσυχνότητα: $f=0.370\text{Hz}$

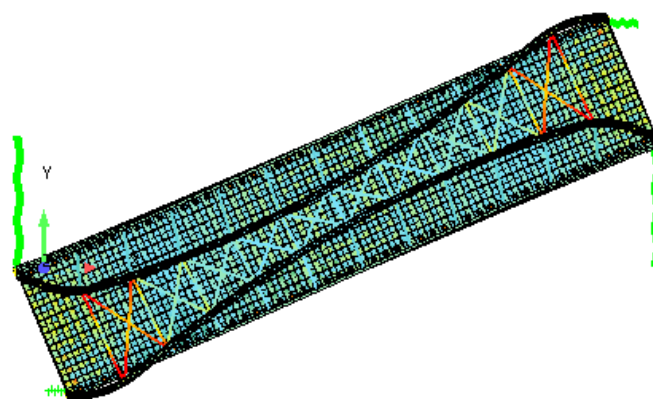


Figure 26.8: Τρίτη ιδιομορφή – στρωφική. Ιδιοπερίοδος: $T=1.623\text{sec}$, Ιδιοσυχνότητα: $f=0.616\text{Hz}$

26.8 Έλεγχος ικανότητας επαναφοράς του συστήματος στη θέση ισορροπίας

Η EN1998-2:2005+A2:2011 §7.7.1 δίνει οδηγίες για τον έλεγχο της ικανότητας επαναφοράς της γέφυρας στην αρχική θέση ισορροπίας από το σύστημα σεισμικής μόνωσης FPS. Με βάση αυτήν χρησιμοποιείται το διάγραμμα δύναμης-παραμόρφωσης του FPS από το οποίο προκύπτει η τιμή της μέγιστης παραμένουσας παραμόρφωσης για την οποία το σύστημα μπορεί να είναι σε στατική ισορροπία στην υπό εξέταση διεύθυνση. Για τα συστήματα FPS η μετατόπιση αυτή υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις ενώ η ίδια μετατόπιση απεικονίζεται στο Figure 26.9.

$$d_0 = \frac{F_0}{K_p} \Leftrightarrow d_0 = \frac{\mu_d \cdot N_{sd}}{\frac{N_{sd}}{R_b}} \Leftrightarrow d_0 = \mu_d \cdot R_b \quad (26.26)$$

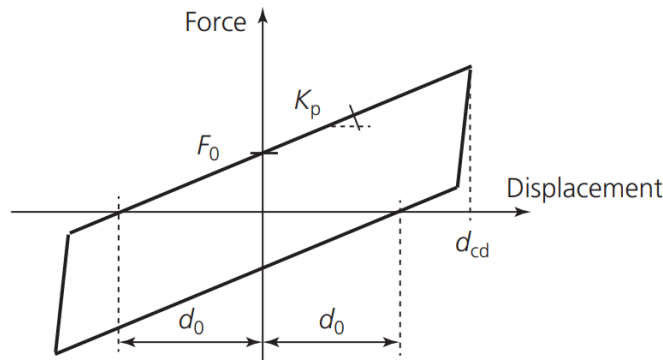


Figure 26.9: Το ανελαστικό μοντέλο δύναμης-παραμόρφωσης του FPS στο οποίο απεικονίζεται η παραμένουσα παραμόρφωση d_0 (από [28])

Σύμφωνα με την EN 1998-2:2005+A2:2011 §7.7.1 (2), ένα σύστημα μόνωσης έχει ικανοποιητική ικανότητα επαναφοράς, όταν η μέγιστη μετατόπιση σχεδιασμού d_{bd} του συστήματος είναι μεγαλύτερη από ένα ποσοστό δ της παραμένουσας μετατόπισης d_0 , δηλ. όταν ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$d_{bd} > \delta \cdot d_0 \Leftrightarrow \frac{d_{bd}}{d_0} > \delta = \left(\frac{d_{bd}}{d_0}\right)_{min} \quad (26.27)$$

όπου:

δ ο συντελεστής που ορίζει το ποσοστό της παραμένουσας παραμόρφωσης για τον έλεγχο. Λαμβάνεται $\delta = 0,50$

Ο έλεγχος στην περίπτωση του σεισμού θα πρέπει να γίνεται τόσο για τις ΑΤΠΣ όσο και για τις ΚΤΠΣ. Ο έλεγχος για τις ΑΤΠΣ είναι ο κρίσιμος. Αυτό γιατί ενώ η K_p είναι σταθερή και στις δύο περιπτώσεις, η F_0 για ΑΤΠΣ είναι μεγαλύτερη σε σχέση με τις ΚΤΠΣ. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα στις ΑΤΠΣ να προκύπτει μεγαλύτερη παραμένουσα μετατόπιση d_0 , ενώ παράλληλα προκύπτει μικρότερη σεισμική μετατόπιση d_{bd} και πάλι σε σχέση με τις ΚΤΠΣ. Ο έλεγχος μπορεί να βελτιωθεί με 2 τρόπους: α) με χρήση μικρότερης ακτίνας R_b και β) με μείωση του συν/στη τριβής. Επειδή στην εργασία χρησιμοποιείται κατάλογος εφεδράνων, το R_b έπρεπε να ληφθεί ίσο με 3,7m, που δυσχεραίνει αρκετά τον έλεγχο. Γι' αυτό χρησιμοποιήθηκε εν τέλει η (όχι και τόσο) «αυθαίρετη» επιλογή της διακύμανσης του συντελεστή τριβής στο 10%, έτσι ώστε να βγαίνει ο έλεγχος.

Table 26-15: Έλεγχος ικανότητας επαναφοράς του συστήματος στη θέση ισορροπίας

		ΚΤΠΣ	ΑΤΠΣ	
Μέγιστη οριζόντια δύναμη για μηδενική μετατόπιση	F_0	923	1.404	kN
Οριζόντια στιβαρότητα ενός FPS	K_p	6.656	6.656	kN/m
Παραμένουσα μετατόπιση	d_0	0,139	0,211	m
Παραμένουσα μετατόπιση	d_0	138,62	210,95	mm
Συν/στης ποσοστού παραμένουσας παραμόρφωσης για έλεγχο	$\delta=(d_{bd}/d_0)_{min}$	0,5	0,5	[-]
Μετατόπιση σχεδιασμού εφεδράνου	d_{bd}	133,31	107,00	mm
Λόγος μετατόπισης προς παραμένουσα μετατόπιση	d_{bd}/d_0	0,962	0,507	[-]
Έλεγχος	Check	OK	OK	[-]
Βαθμός εκμετάλλευσης ελέγχου	UF	51,99%	98,57%	[-]

27 Συνδέσεις

27.1 Σύνδεση ενδιάμεσης διαδοκίδας με κιβωτιοειδή ελκυστήρα

Στο κεφάλαιο αυτό δίνεται η σύνδεση των ενδιάμεσων διαδοκίδων που δέχονται θλιπτικές αξονικές δυνάμεις και δεν ανήκουν σε κόμβους όπου συνδέεται και αναρτήρας. Η σύνδεση μεταξύ της ενδιάμεσης διαδοκίδας μορφής διπλού-
του Ι και της κιβωτιοειδούς διατομής του ελκυστήρα αποτελεί τη μοναδική κοχλιωτή σύνδεση της γέφυρας. Όπως αναγράφεται στην [1], λόγω της κόπωσης και του ελέγχου των παραμορφώσεων, στις γέφυρες επιβάλλεται η χρήση προεντεταμένων κοχλιών, ώστε οι κοχλιωτές συνδέσεις να είναι ανθεκτικές σε ολίσθηση κατηγορίας Β, C ή Ε. Σε αυτές τις περιπτώσεις οι κοχλίες θα πρέπει να είναι υψηλής αντοχής κατηγορίας 8.8 ή 10.9. Για την επίλυση επιλέγονται 22 προεντεταμένοι κοχλίες Μ30 ποιότητας 10.9. Γίνεται η παραδοχή ότι πρόκειται για κατηγορία επεξεργασίας επιφάνειας Β και λαμβάνεται συντελεστής ολίσθησης $\mu = 0,40$.

Για την υλοποίηση της σύνδεσης προβλέπεται η συγκόλληση πάνω στον κορμό της κιβωτιοειδούς διατομής του ελκυστήρα μιας εγκάρσιας χαλύβδινης πλάκας, γνωστής ως *fin plate*. Επιλέγεται πλάκα ποιότητας χάλυβα S355, πλάτους 375mm, ύψους 1.380mm και πάχους 20mm (PL 375x1.380x20). Η συγκόλληση γίνεται με αμφίπλευρη εξωραφή πάχους 8mm. Το fin plate τοποθετείται έτσι ώστε να καλύπτει σχεδόν όλο το καθαρό ύψος του κορμού της διαδοκίδας. Υπενθυμίζεται ότι ο σχεδιασμός της γέφυρας έχει γίνει έτσι ώστε η άνω ίνα της σύμμικτης πλάκας σκυροδέματος να ταυτίζεται με την άνω ίνα της διατομής του ελκυστήρα. Για να μην υπάρξουν προβλήματα χώρου δημιουργείται ένα κενό 25mm (gap) μεταξύ του επιπέδου του κορμού του ελκυστήρα και του πέρατος της διαδοκίδας.

Στη θέση σύνδεσης της διαδοκίδας με τον ελκυστήρα, η οποία σε ορισμένες θέσεις παράλληλα αποτελεί και θέση σύνδεσης του αναρτήρα με τον ελκυστήρα, πρέπει να τοποθετηθεί και ένα εγκάρσιο (ως προς τον άξονα του ελκυστήρα) διάφραγμα. Το διάφραγμα αυτό επιλέγεται να έχει πάχος ίσο με το πάχος του fin plate, δηλ. 20mm. Η παραδοχή αυτή ισχύει τουλάχιστον στις θέσεις όπου δεν συνδέονται οι αναρτήρες. Τα διαφράγματα αυτά θα πρέπει να έχουν και μία οπή, η οποία λαμβάνεται τελείως ενδεικτικά ως κυκλική με διάμετρο 800mm. Το διάφραγμα αυτό θα συγκολληθεί σε όλα τα τοιχώματα του ελκυστήρα με αμφίπλευρες εξωραφές. Επίσης, γίνεται μέριμνα ώστε η μέση επιφάνεια του διαφράγματος να συμπίπτει με τη μέση επιφάνεια του fin plate (βλ. Figure 27.1).

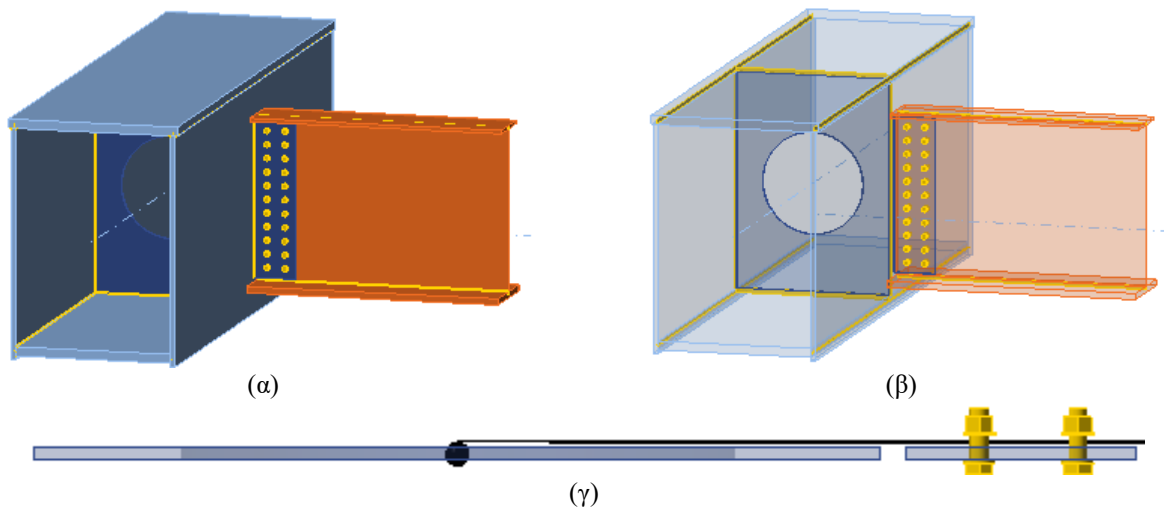


Figure 27.1: Η σύνδεση των ενδιάμεσων διαδοκίδων με τον ελκυστήρα - (α), (β) διακρίνονται το fin plate, οι προεντεταμένοι κοχλίες Μ30, (γ) σε κάτοψη το διάφραγμα, το fin plate, ο άξονας του κορμού της διαδοκίδας και οι κοχλίες.

1. Έλεγχος αποστάσεων

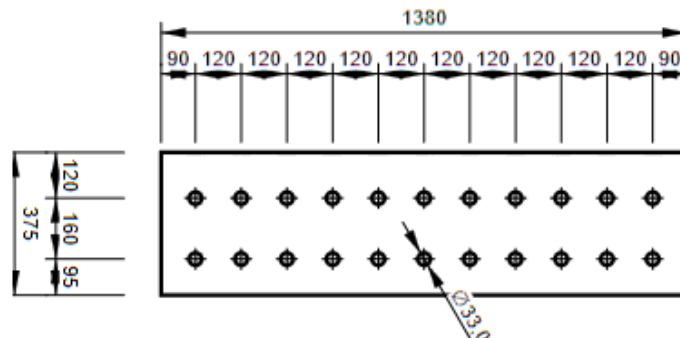


Figure 27.2: Οι διαστάσεις του fin plate και οι αποστάσεις των οπών των κοχλιών.

Table 27-1: Έλεγχος μέγιστων και ελάχιστων αποστάσεων κοχλιών

Απόσταση [-]	min mm	max mm	Προν για $V_{z,Ed}$ mm	Check [-]	Προν για N_{Ed} mm	Check [-]
e_1	39,6	120	90	OK	95	OK
e_2	39,6	120	95	OK	90	OK
p_1	72,6	200	120	OK	160	OK
p_2	79,2	200	160	OK	120	OK

2. Εντατικά μεγέθη ελέγχου

-Ο έλεγχος της σύνδεσης επικεντρώνεται στην ικανότητα μεταφοράς των «αντιδράσεων» από τη διαδοκίδα στον ελκυστήρα. Οι αντιδράσεις αυτές αποτελούν τα εντατικά μεγέθη στα άκρα της διαδοκίδας. Αυτά λαμβάνονται από τις περιβάλλουσες ΟΚΑ των διαδοκίδων. Με βάση αυτά, η σύνδεση ελέγχεται συντηρητικά για: τη μέγιστη κατακόρυφη τέμνουσα δύναμη της διαδοκίδας $V_{z,Ed} = 2.136\text{kN}$, και τη μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη $N_{Ed,com} = 1.012\text{kN}$.

3. Συνολική δύναμη για έλεγχο ανθεκτικότητας σε ολίσθηση

-Η συνισταμένη δύναμη είναι:

$$F_{Ed,λοξή} = \sqrt{V_{z,Ed}^2 + N_{Ed,com}^2} = \sqrt{(2.136\text{kN})^2 + (1.012\text{kN})^2} \Leftrightarrow F_{Ed,λοξή} = 2.364\text{kN}$$

4. Δύναμη προέντασης $F_{p,C}$ ενός κοχλία

-Με βάση την EN 1993-1-8 §3.9.1 (2), για κατηγορίες κοχλιών 8.8 και 10.9 η δύναμη της προέντασης πρέπει να λαμβάνεται στην εξίσωση της ανθεκτικότητας σε ολίσθηση $F_{S,Rd}$ ίση με:

$$F_{p,C} = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \cdot 1.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 5,60\text{mm}^2 \Leftrightarrow F_{p,C} = 392,223 \text{ kN}$$

5. Ανθεκτικότητα σε ολίσθηση $F_{S,Rd}$ ενός κοχλία

$$F_{S,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{p,C} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,4}{1,25} \cdot F_{p,C} = 0,32 \cdot F_{p,C} = 0,32 \cdot 392,223 \text{ kN} \Leftrightarrow F_{S,Rd} = 125,5\text{kN}$$

6. Πλήθος κοχλιών για ισοκατανομή

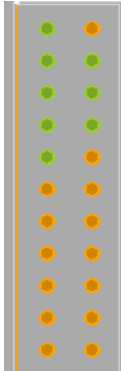
-Για την αντοχή των κοχλιών και την επιλογή του πλήθους τους, κρίσιμος είναι ο έλεγχος της ανθεκτικότητας σε ολίσθηση. Για να μπορέσει να ικανοποιηθεί ο έλεγχος, έπρεπε να αυξηθεί σημαντικά το πλήθος των κοχλιών. Αν θεωρηθεί ότι η συνισταμένη (λοξή) δύναμη ισοκατανέμεται στους κοχλίες τότε θα είναι:

$$m = \frac{F_{Ed,λοξή}}{F_{S,Rd}} = \frac{2.364\text{kN}}{125,5\text{kN}} = 18,83 \rightarrow 19 \text{ κοχλίες}$$

7. Τελική διάταξη και αποτελέσματα με βάση Idea Statica

-Με βάση τον αριθμό αυτόν γίνονται αρχικές υποθέσεις στο λογισμικό για τη διάταξη και το πλήθος των κοχλιών. Σημειώνεται ότι με 19 κοχλίες από τις αναλύσεις δεν ικανοποιείται ο έλεγχος. Τελικά, επιλέγεται τοποθέτηση 2 στηλών με συνολικό πλήθος 22 κοχλιών με τη διάταξη που δίνεται στο Figure 27.2. Με αυτήν την κατανομή προκύπτει ότι οι 14 από τους 22 κοχλίες (63,63%) έχουν βαθμό εκμετάλλευσης από 98 μέχρι 99,4%.

Table 27-2: Αποτελέσματα για τον προεντεταμένο κοχλία με τον μέγιστο βαθμό εκμετάλλευσης. Στο σχήμα δίνονται οι κοχλίες με παρόμοιο βαθμό εκμετάλλευσης με τον ελεγχόμενο με βάση το Idea Statica

	Μέγιστη διατμητική δύναμη με παραδοχή ισοκατανομής	$F_{v,Ed,λοξή}$	107,5	kN
	Ανθεκτικότητα σε ολίσθηση - Idea Statica	$F_{s,Rd}$	125,5	kN
	Βαθμός εκμετάλλευσης	UF	85,62	%
	Διατμητική δύναμη κοχλία - Idea Statica	$F_{v,Ed,Idea}$	122,7	kN
	Εφελκυστική δύναμη κοχλία - Idea Statica	$F_{t,Ed}$	8,7	kN
	Ανθεκτικότητα σε ολίσθηση - Idea Statica	$F_{s,Rd}$	123,4	kN
	Βαθμός εκμετάλλευσης	UF	99,4	%

8. Έλεγχος αναπτυσσόμενων τάσεων βάσει ανάλυσης του Idea Statica

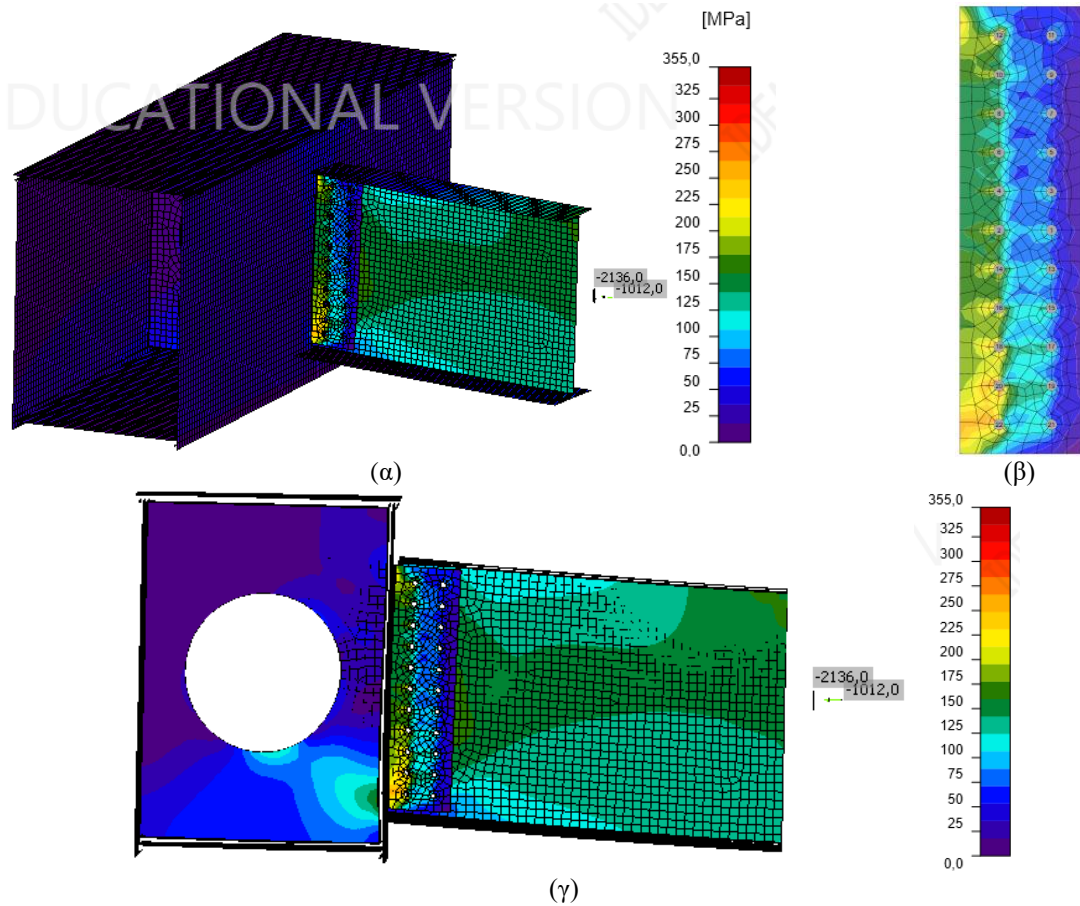


Figure 27.3: Οι αναπτυσσόμενες τάσεις στη σύνδεση μόνο από τα μέγιστα εντατικά σε ΟΚΑ της διαδοκίδας.
 (α) Προοπτικό όλης της σύνδεσης, (β) Όψη fin plate, (γ) Όψη σύνδεσης – παραμορφωμένο σχήμα

9. Έλεγχος plastic strains (πλαστικοποίηση)

-Για τα μέγιστα εντατικά μεγέθη σε ΟΚΑ μόνο από τη διαδοκίδα η πλαστικοποίηση είναι αμελητέα. Από τα αποτελέσματα προκύπτει: *Plastic strain* 0,00% << 5%. Οι περιοχές που εμφανίζουν το μέγιστο ποσοστό πλαστικοποίησης είναι το άνω και το κάτω άκρο του fin plate στην πλευρά της συγκόλλησης.

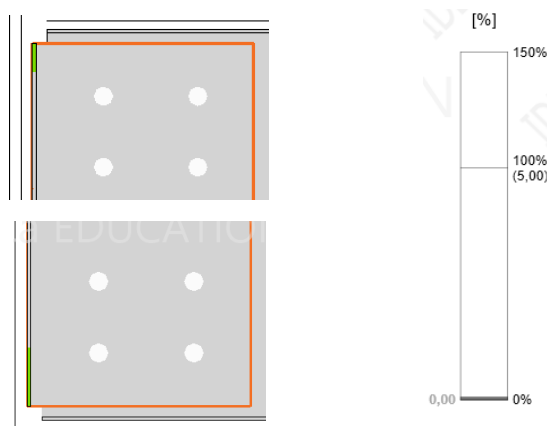


Figure 27.4: Βαθμός πλαστικοποίησης – μέγιστα στο άνω και το κάτω άκρο του fin plate (πράσινο χρώμα).

27.2 Σύνδεση μελών δικτύωσης CHS – τόξου CHS «μορφής N»

Πρόκειται για τις συνδέσεις των μελών δικτύωσης στην αρχή και στο πέρας της δικτύωσης. Ο κόμβος μοιάζει με τον αντίστοιχο κόμβο N του EN 1993-1-8 με τη διαφορά ότι τα μέλη του δεν βρίσκονται στο ίδιο επίπεδο αλλά όλα έχουν την κλίση τους στον χώρο. Η σύνδεση υλοποιείται με το οριζόντιο μέλος να κόβεται σε κατάλληλο σχήμα και να συγκολλείται στο τόξο με μονόπλευρη εξωραφή πάχους 9mm. Πάνω στο τόξο αλλά και πάνω στο οριζόντιο μέλος κόβεται κατάλληλα και συγκολλείται πάνω και στα δύο το χιαστί μέλος με μονόπλευρη εξωραφή πάχους 12mm.

Σημειώνεται ότι όπως και στην περίπτωση του ελκυστήρα, έτσι και εδώ θα πρέπει να τοποθετηθούν διαφράγματα στο εσωτερικό της διατομής CHS του τόξου. Τα διαφράγματα αυτά θα είναι κάθετα στον άξονα του τόξου και θα έχουν οπή. Σημειώνεται ότι ο κόμβος αυτός αποτελεί και θέση σύνδεσης με τον αναρτήρα, η οποία όμως αμελείται στο προσομοίωμα του Idea Statica. Ο βαθμός πλαστικοποίησης των ελασμάτων προκύπτει μηδενικός, που είναι το αποτέλεσμα του συντηρητικού ελέγχου της ευστάθειας του τόξου.

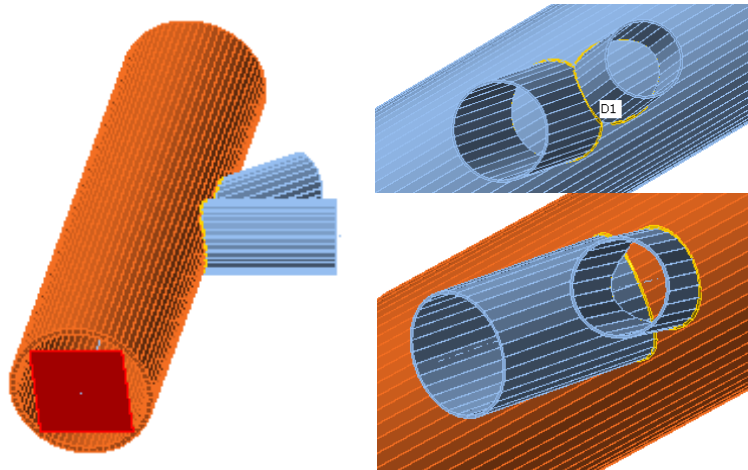


Figure 27.5: Απεικόνιση σύνδεσης μελών δικτύωσης CHS - τόξου CHS. Αριστερά: όψη παράλληλη με το πλάτος γέφυρας

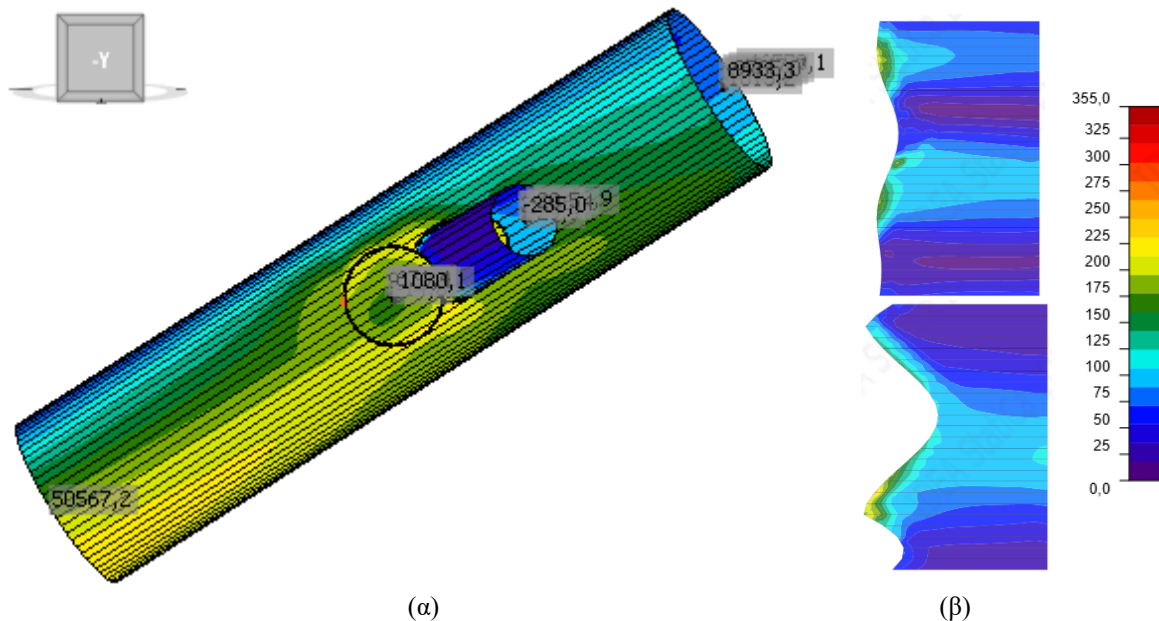


Figure 27.6: Αναπτυσσόμενες τάσεις συνδυασμού OKA που δίνει τη μέγιστη αξονική στο χιαστί μέλος σε (α) Όψη σε επίπεδο παράλληλο με το άνοιγμα της γέφυρας (β) κοπή σε όψη → άνω: οριζόντιου μέλους – κάτω: χιαστί μέλους

Table 27-3: Έλεγχος συγκολλήσεων στον κόμβο τύπου N μελών δικτύωσης με το τόξο

Μέλος	a	L	ϵ_{pl}	σ_I	$\sigma_{I,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$	τ_{II}	τ_I	$\sigma_{w,Ed}$	$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$	UF σ_I	UF σ_w
	mm	mm	[%]	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	[%]	[%]
HB → Arch	9	2.876	0	-257,7	367,2	30,8	87,5	303,7	453,33	70,2%	67,0%
XB → Arch	12	1.893	0,3	16,7	367,2	-247,6	67,5	444,8	453,33	4,5%	98,1%
XB → HB	12	804	0,4	-142,3	367,2	200,4	138,3	445,1	453,33	38,8%	98,2%

27.3 Σύνδεση μελών δικτύωσης CHS – τόξου CHS «μορφής ΚΤ»

Οι υπόλοιποι κόμβοι τόξου-μελών δικτύωσης προκύπτουν μορφής ΚΤ. Και πάλι η σύνδεση υλοποιείται με το οριζόντιο μέλος να κόβεται σε κατάλληλο σχήμα και να συγκολλείται στο τόξο και τα χιαστί μέλη να κόβονται και να συγκολλούνται στο τόξο και στο οριζόντιο μέλος. Όλες οι συγκολλήσεις αποτελούν μονόπλευρες εξωραφές πάχους 10mm. Και εδώ θα πρέπει να τοποθετηθούν διαφράγματα στο εσωτερικό της διατομής CHS του τόξου. Και πάλι ο βαθμός πλαστικοποίησης προκύπτει μηδενικός.

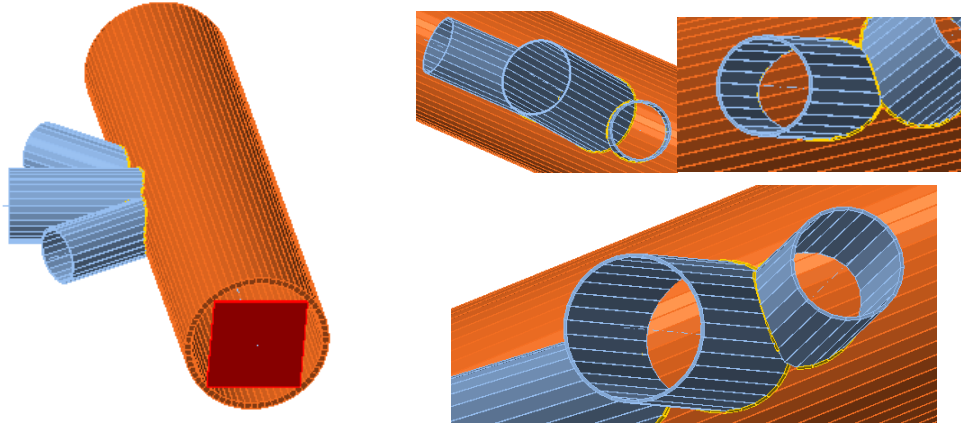


Figure 27.7: Απεικόνιση σύνδεσης μελών δικτύωσης CHS – τόξου CHS. Αριστερά: όψη παράλληλη με το πλάτος γέφυρας

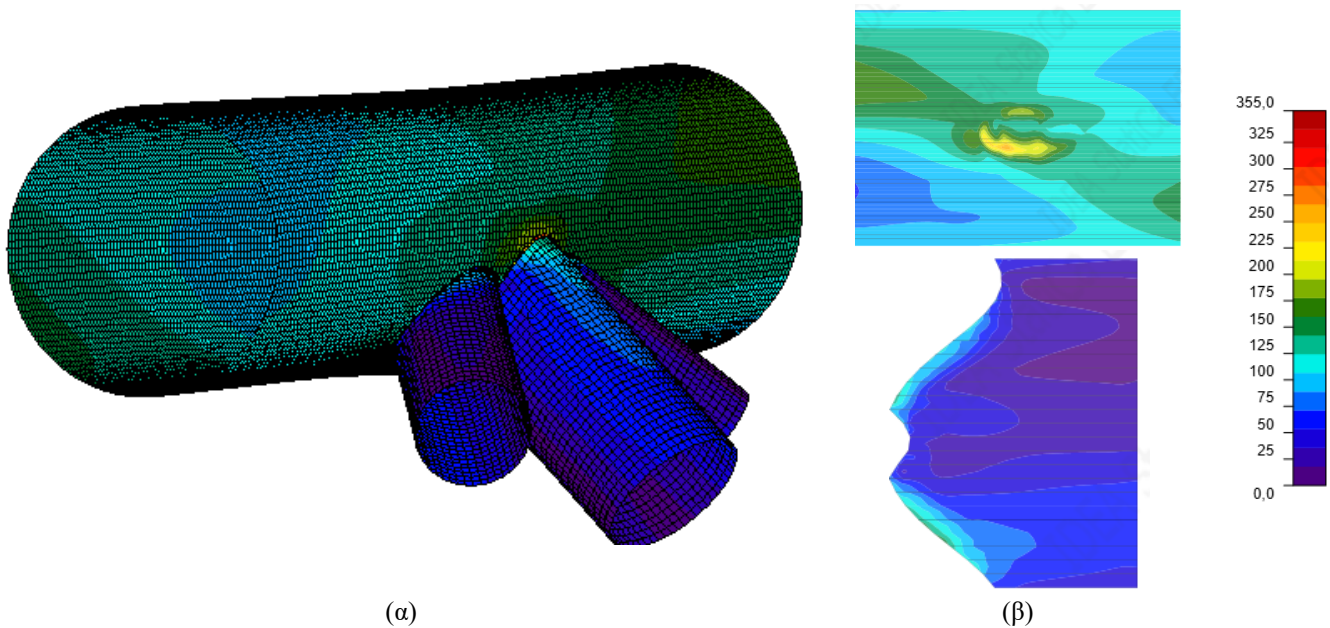


Figure 27.8: Αναπτυσσόμενες τάσεις συνδυασμού ΟΚΑ που δίνει τη μέγιστη αξονική στο χιαστί μέλος σε (α) Όψη σε επίπεδο παράλληλο με το άνοιγμα της γέφυρας (β) κοπή σε όψη → άνω: οριζόντιου μέλους – κάτω: χιαστί μέλους

Table 27-4: Έλεγχος συγκολλήσεων στον κόμβο τύπου ΚΤ μελών δικτύωσης με το τόξο

Μέλος	a	L	ϵ_{pl}	σ_I	$\sigma_{I,Rd} = 0,9 \cdot f_u / (\gamma_{M2})$	τ_{II}	τ_I	$\sigma_{w,Ed}$	$\sigma_{w,Rd} = f_w / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	UF σ_I	UF σ_w
	mm	mm	[%]	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	[%]	[%]
HB → Arch	10	2.896	0	202,2	367,2	93,9	-89,8	302,5	453,33	55,1%	66,7%
XB1 → Arch	10	1.477	0	-167,8	367,2	-133,1	196,7	444,3	453,33	45,7%	98,0%
XB2 → Arch	10	2.303	0	-201,2	367,2	-152,7	86,9	364,8	453,33	54,8%	80,5%
XB1 → HB	10	999	0	83,7	367,2	-8,6	-15,9	89,4	453,33	22,8%	19,7%
XB2 → HB	10	304	0	20,9	367,2	166,4	118,6	354,5	453,33	5,7%	78,2%

27.4 Τεμάχιο σύνδεσης καλωδίου – από κατάλογο κατασκευαστή

Για τη σύνδεση των αναρτήρων τόσο με το τόξο όσο και με τον ελκυστήρα θα πρέπει αρχικά να γίνει επιλογή ενός κατάλληλου τεμαχίου σύνδεσης στα δύο άκρα κάθε καλωδίου. Το τεμάχιο αυτό είναι συνήθως τυποποιημένο και δίνεται από τον ίδιο κατασκευαστή που προμηθεύει τα καλώδια. Σε κάθε περίπτωση, τονίζεται ότι ένα τέτοιο τεμάχιο θα πρέπει να φέρει πιστοποιημένη αντοχή έναντι κόπωσης.

Στην εργασία επιλέγεται το τεμάχιο σύνδεσης της εταιρίας Pfeifer που αντιστοιχεί στην κατηγορία των χρησιμοποιούμενων καλωδίων PV 1.730. Το τεμάχιο αυτό είναι το PV 1.730-Type 802 και οι (αρκετά μεγάλες) διαστάσεις του δίνονται στον Table 27-5. Ουσιαστικά, πρόκειται για την «κεφαλή ανοικτού τύπου» ή «open spelter socket» που δίνεται στον Πίνακα C.3 του EN 1993-1-11:2006.

Table 27-5: Η απεικόνιση και τα χαρακτηριστικά του τεμαχίου σύνδεσης για τα καλώδια PV 1.730 (από κατάλογο)

Ονομασία τεμαχίου	PV 1730 – TYPE 802	[-]
A	570	mm
B	590	mm
$B_1 - \min$	247	mm
$B_1 - \max$	269	mm
d_B	227	mm
E - max	300	mm
L_1	365	mm
L	1.063	mm
Βάρος	913	kg
Πάχος ελασμάτων τεμαχίου	(2x) 68 - 78	mm

Το τεμάχιο σύνδεσης του καλωδίου θα καταλήγει σε ένα έλασμα το οποίο θα είναι συγκολλημένο εγκάρσια προς τη διατομή του τόξου και του ελκυστήρα. Στο έλασμα αυτό θα διαμορφώνεται οπή μέσα από την οποία θα διέρχεται πρακτικά ο «πέιρος» του τεμαχίου σύνδεσης. Στον Table 27-5 δίνονται η μέγιστη και η ελάχιστη τιμή που θα πρέπει να έχει το πάχος του ελασματος *τουλάχιστον* μέσα στο ίδιο το τεμάχιο, και είναι $B_{1,min} = 247mm$ και $B_{1,max} = 269mm$, αντίστοιχα. Γίνεται αντιληπτό ότι τα πάχη αυτά είναι πάρα πολύ μεγάλα, αλλά όπως φαίνεται σε διάφορες υφιστάμενες κατασκευές το πάχος αυτό δεν χρειάζεται να είναι σταθερό σε όλο το ύψος του ελασματος σύνδεσης. Αντίθετα, πραγματοποιείται μια αύξηση του πάχους μόνο στην περιοχή που συνδέεται ο πέιρος ή ο κοχλίας του τεμαχίου σύνδεσης, όπως φαίνεται ενδεικτικά στο Figure 27.9. Τονίζεται ότι στις απεικονιζόμενες περιπτώσεις τα ελάσματα είναι παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας, σε αντίθεση με τη μελετώμενη γέφυρα όπου επιλέγεται να είναι τοποθετημένα εγκάρσια στο άνοιγμα της γέφυρας, έτσι ώστε να είναι εφικτή και η κλίση τους ως προς τον κατακόρυφο άξονα z.

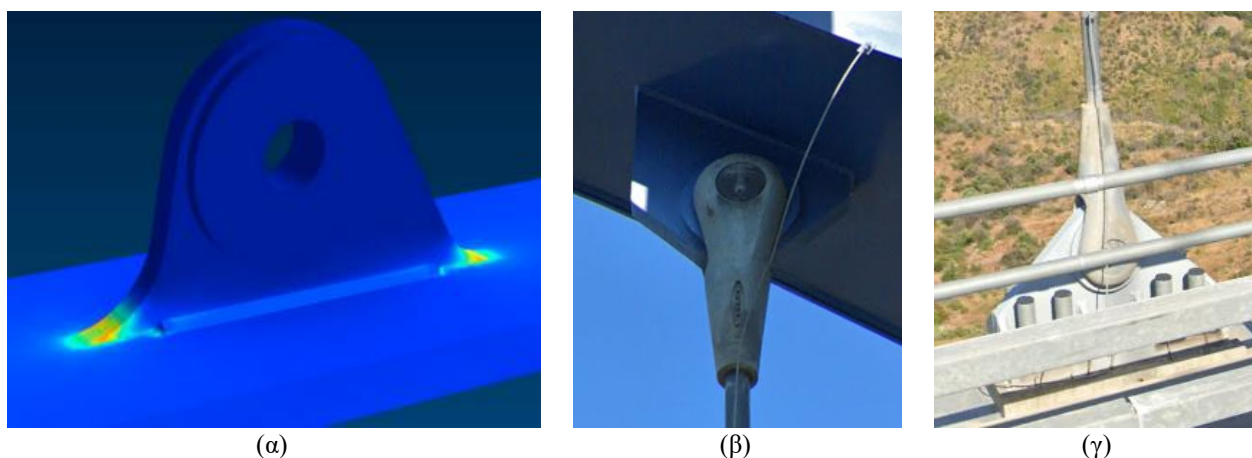


Figure 27.9: Παραδείγματα ελασμάτων σύνδεσης τεμαχίου αναρτήρων: (α) τρισδιάστατη απεικόνιση ελάσματος (από [19]) (β) σύνδεση αναρτήρα με τόξο και με (γ) κύρια δοκό στη γέφυρα Τσακώνας (από Google Maps)

Για λόγους πληρότητας δίνονται οι έλεγχοι που αφορούν τους πείρους. Οι σχέσεις που χρησιμοποιούνται δίνονται στον Πίνακα 3.10 του EN 1993-1-8:2005. Για την ΟΚΑ ελέγχεται η μέγιστη δύναμη των καλωδίων, η οποία προκύπτει από την τυχηματική απώλεια, ενώ για την ΟΚΛ λαμβάνεται μόνον η κατάσταση με όλα τα καλώδια.

1. Πάχος t για έλεγχο αντοχής σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd}$ του ελάσματος και του πείρου
-Θεωρώντας ότι το έλασμα έχει τη διαμόρφωση του Figure 27.9, ο υπολογισμός θα γίνει λαμβάνοντας ένα ενιαίο πάχος στην περιοχή του τεμαχίου ίσο με το άθροισμα του σταθερού πάχους του ελάσματος και των πρόσθετων παχών εκατέρωθεν και μία θεωρώντας τα πάχη αυτά χωριστά. Το άθροισμα αυτό λαμβάνεται ότι έχει πάχος ίσο με το ελάχιστο του Table 27-5, δηλ. $B_{1,min} = 247mm$. Από πρόσθετους πίνακες και σχέδια του κατασκευαστή λαμβάνεται ότι τα πάχη των ελασμάτων του ίδιου του τεμαχίου μπορεί να έχουν τιμές από 68mm μέχρι 78mm.

$$t = \min(B_{1,min}; 2 \cdot t_{socket\ plates}) = \min(247mm; 2 \cdot 68mm) = \min(247mm; 136mm) = 136mm$$

2. Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd}$ του ελάσματος και του πείρου σε ΟΚΑ

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot \frac{t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1,5 \cdot \frac{136mm \cdot 227mm \cdot 355 N/mm^2}{1} = 16.439kN > F_{b,Ed} = 9.163kN (56\%)$$

3. Εμβαδόν πείρου $A_{pin} = \pi \cdot d^2 / 4 = \pi \cdot (227mm)^2 / 4 = 40.471mm^2$

4. Έλεγχος σε διάτμηση πείρου $F_{v,Rd}$

$$F_{v,Rd} = n \cdot \left(0,6 \cdot \frac{A \cdot f_{up}}{\gamma_{M2}} \right) = 2 \cdot \left(0,6 \cdot \frac{40.471mm^2 \cdot 1.000 N/mm^2}{1,25} \right) = 2 \cdot 19.426kN = 38.852kN > F_{v,Ed} = 9.163kN (24\%)$$

5. Υπολογισμός δρώσας ροπής πείρου για ΟΚΑ

$$M_{Ed,pin} = \frac{F_{Ed}}{8} \cdot (b + 4 \cdot c + 2 \cdot a) = \frac{9.163kN}{8} \cdot (247mm + 4 \cdot 0 + 2 \cdot 68mm) = 438,7kNm$$

6. Ελαστική ροπή αντίστασης πείρου $W_{el,pin} = \pi \cdot d^3 / 32 = \pi \cdot (22,7cm)^3 / 32 = 1.148,3 cm^3$

7. Έλεγχος σε κάμψη πείρου M_{Rd}

$$M_{Rd} = 1,5 \cdot \frac{W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}} = 1,5 \cdot \frac{1.148,3cm^3 \cdot 90 kN/cm^2}{1} = 1.550,3kNm > M_{Ed,pin} = 438,7kNm (28\%)$$

8. Αντοχή σε αλληλεπίδραση κάμψης και διάτμησης πείρου σε ΟΚΑ

$$\left(\frac{M_{Ed,pin}}{M_{Rd,pin}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \Leftrightarrow (28\%)^2 + (24\%)^2 \leq 1 \Leftrightarrow 13,6\% \leq 1$$

9. Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας $F_{b,Rd,ser}$ του ελάσματος και του πείρου για αντικαταστάσιμο πείρο / σε ΟΚΑ – χαρακτ.

$$F_{b,Rd,ser} = 0,6 \cdot \frac{t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M6,ser}} = 0,6 \cdot \frac{136mm \cdot 227mm \cdot 355 N/mm^2}{1} = 6.576kN > F_{b,Ed,ser} = 4.638kN (71\%)$$

10. Υπολογισμός δρώσας ροπής για αντικαταστάσιμο πείρο / για ΟΚΑ – χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$M_{Ed,pin,ser} = \frac{F_{Ed,ser}}{8} \cdot (b + 4 \cdot c + 2 \cdot a) = \frac{4.638kN}{8} \cdot (247mm + 4 \cdot 0 + 2 \cdot 68mm) = 222kNm$$

11. Έλεγχος σε κάμψη πείρου για αντικαταστάσιμο πείρο $M_{Rd,ser}$ / σε ΟΚΑ – χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot \frac{W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M6,ser}} = 1,5 \cdot \frac{1.148,3cm^3 \cdot 90 kN/cm^2}{1} = 827kNm > M_{Ed,pin,ser} = 222kNm (27\%)$$

12. Τάση επαφής άντυνας πείρου για αντικαταστάσιμο πείρο / για ΟΚΑ – χαρακτηριστικός συνδυασμός
-Με βάση την EN 1993-1-8:2005 §3.13.2 (3), θα είναι:

$$\sigma_{h,Ed} = 0,591 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{b,Ed,ser} \cdot (d_0 - d)}{d^2 \cdot t}} = 0,591 \cdot \sqrt{\frac{21.000 kN/cm^2 \cdot 4.638kN \cdot (0,3cm)}{(22,7cm)^2 \cdot 13,6cm}} = 382MPa$$

13. Έλεγχος τάσης επαφής άντυνας πείρου για αντικαταστάσιμο πείρο / για ΟΚΑ – χαρακτηριστικός συνδυασμός
-Με βάση την EN 1993-1-8:2005 §3.13.2 (3), θα είναι:

$$f_{h,Rd} = 2,5 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M6,ser}} = 2,5 \cdot \frac{355MPa}{1} = 887,MPa > \sigma_{h,Ed} = 382MPa (43\%)$$

27.5 Ενδεικτικά ο κόμβος: τόξου CHS – ελκυστήρα Box – Ακραίας διαδοκίδας I

Για λόγους πληρότητας και τελείως ενδεικτικά δίνεται και μία πρόταση για τη σύνδεση τόξου-ελκυστήρα, αλλά και τη σύνδεση της ακραίας διαδοκίδας στον κόμβο αυτόν.

Αναφορικά με τις ακραίες διαδοκίδες, η τυπική σύνδεση διαδοκίδων ελκυστήρα που δίνεται στο Κεφάλαιο 27.1 δεν μπορεί να υλοποιηθεί και σε αυτήν την περίπτωση. Όπως έχει σημειωθεί ήδη στα αντίστοιχα κεφάλαια των διαδοκίδων, οι ακραίες δέχονται σημαντικές εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις λόγω της εγκάρσιας ώθησης του γειτονικού κεκλιμένου τόξου. Από τις περιβάλλουσες των μέγιστων αξονικών δυνάμεων, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη των ακραίων διαδοκίδων προκύπτει ίση με $N_{Ed,ten,max}=9.924kN$ και σε αυτήν την περίπτωση αντιστοιχεί και μία τέμνουσα δύναμη $V_{z,Ed,NEd,ten,max}=642kN$. Έτσι, για περισσότερη ασφάλεια προτείνεται να συγκολληθεί ένα μήκος της διατομής της διαδοκίδας ίσο με 1-1,5m στο τοίχωμα του κορμού του ελκυστήρα με αμφίπλευρες εξωραφές τόσο στον κορμό όσο και στα πέλματα. Στο πέρας αυτού του μήκους θα γίνει πλήρης αποκατάσταση συνέχειας. Η αποκατάσταση επιλέγεται να γίνει κοχλιωτή, όπου – και πάλι – θα γίνει χρήση προεντεταμένων κοχλιών. Πραγματοποιείται χρήση διπλών ελασμάτων αποκατάστασης συνέχειας (*splices*) τόσο στα πέλματα όσο και στον κορμό. Ακριβώς πίσω από τον κορμό της διατομής της διαδοκίδας προβλέπεται εγκάρσιο διάφραγμα το οποίο θα συγκολληθεί στα πέλματα και στους κορμούς της κιβωτιοειδούς διατομής του ελκυστήρα. Το διάφραγμα και πάλι θα φέρει οπή. Επίσης, προβλέπονται και οριζόντια ενισχυτικά ελάσματα που βρίσκονται στις θέσεις των πελμάτων των διαδοκίδων και έχουν το ίδιο πλάτος με αυτά. Τα ελάσματα αυτά θα συγκολληθούν στο εγκάρσιο διάφραγμα και στα τοιχώματα των κορμών του ελκυστήρα.

Σχετικά με τη σύνδεση τόξου-ελκυστήρα, πραγματοποιείται ενδεικτικά μια τομή (*cut*) της διατομής CHS του τόξου πάνω στο άνω πέλμα της κιβωτιοειδούς διατομής του ελκυστήρα και περιμετρική συγκόλληση εξωραφής. Στο πέρας και στην αρχή του περιτυπώματος της τομής της διατομής τοποθετούνται εγκάρσια διαφράγματα στο εσωτερικό του ελκυστήρα. Τονίζεται ότι όλη η διαδικασία γίνεται τελείως ενδεικτικά. Στην πραγματικότητα θα χρειαστούν πολλές ενισχύσεις στην διατομή του τόξου (ίσως με τον τρόπο που έχει δοθεί στο Figure 24.4). Για τη μελετώμενη γέφυρα τέτοιες λύσεις παρουσιάζουν κάποια δυσκολία η οποία έγκειται στο γεγονός της λοξότητας των τόξων.

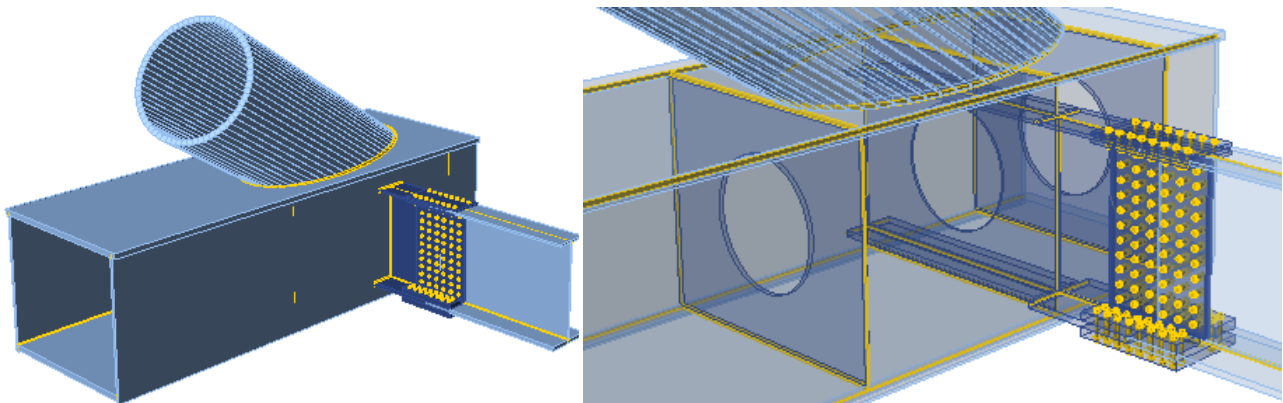


Figure 27.10: Ενδεικτικά η πρόταση για τη σύνδεση του κόμβου τόξου-ελκυστήρα και ακραίας διαδοκίδας-ελκυστήρα.

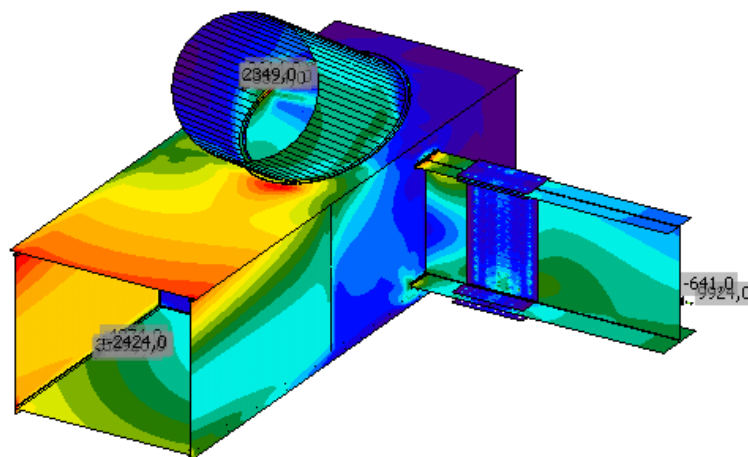


Figure 27.11: Ενδεικτικά οι αναπτυσσόμενες τάσεις για τα εντατικά της φόρτισης που δίνει την μέγιστη εφελκυστική αξονική στην ακραία διαδοκίδα.

28 Διερεύνηση προσομοιωμάτων με πλάκα σκυροδέματος

28.1 Επιρροή πλάκας σκυροδέματος στην αξονική δύναμη του ελκυστήρα

Ο σχεδιασμός της γέφυρας έχει πραγματοποιηθεί βάσει των αποτελεσμάτων του αριθμητικού προσομοιώματος που αποτελείται μόνον από πεπερασμένα στοιχεία δοκών. Σε αυτό το προσομοίωμα το διάγραμμα αξονικών δυνάμεων του ελκυστήρα χαρακτηρίζεται από σταθερές τιμές σε όλο το μήκος. Στο Figure 28.1 ενδεικτικά δίνεται η μορφή αυτή από την περιβάλλουσα των ελάχιστων αξονικών $\min N_{Ed}$ όλων των συνδυασμών σε ΟΚΑ με άνεμο.

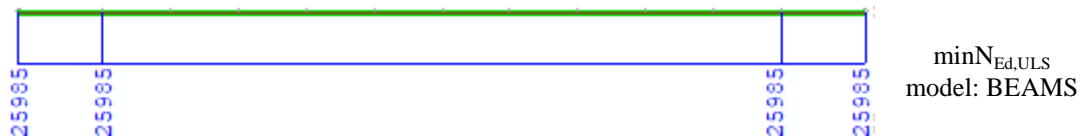


Figure 28.1: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων κατά μήκος του ελκυστήρα από περιβάλλουσα ΟΚΑ $\min N_{Ed}$ από το προσομοίωμα των πεπερασμένων στοιχείων δοκών που χρησιμοποιήθηκε κατά τον σχεδιασμό της γέφυρας

Από τις αναλύσεις με τα προσομοιώματα στα οποία πλέον μοντελοποιείται και η πλάκα σκυροδέματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία προκύπτουν αξονικές δυνάμεις της πλάκας κατά μήκος του ανοίγματος της γέφυρας, οι n_{xx} , οι οποίες οφείλονται στη λειτουργία μεμβράνης της πλάκας. Οι δυνάμεις αυτές επηρεάζουν τις τιμές του διαγράμματος αξονικών δυνάμεων κατά μήκος του ελκυστήρα, με αποτέλεσμα να παύει να ισχύει η μορφή σταθερής τιμής του Figure 28.1. Συγκεκριμένα, τόσο στο προσομοίωμα με σύμμικτες διαδοκίδες και ορθότροπη πλάκα όσο και στο προσομοίωμα με αμιγώς χαλύβδινες διαδοκίδες και ισόρροπη πλάκα σκυροδέματος, τα διαγράμματα αξονικών έχουν την τάση να παρουσιάζουν τις μέγιστες τιμές αξονικών δυνάμεων στα άκρα του ελκυστήρα και να μειώνονται όσο οι θέσεις των διατομών πλησιάζουν το μέσον του ανοίγματος.

Βέβαια, παρουσιάζονται κάποιες βασικές διαφορές στα δύο προσομοιώματα, οι οποίες οφείλονται στον διαφορετικό τρόπο ανάπτυξης των μεμβρανικών δυνάμεων της πλάκας σκυροδέματος στις δύο μοντελοποιήσεις. Στο Figure 28.2 επιλέγεται να παρουσιαστούν τα διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων του ελκυστήρα όπου εμφανίζεται πιο έντονα η μεταβολή των τιμών κατά μήκος του. Συγκεκριμένα, δίνονται οι τιμές από την περιβάλλουσα των ελάχιστων αξονικών $\min N_{Ed}$ όλων των συνδυασμών σε ΟΚΑ με άνεμο, όπου και στα δύο προσομοιώματα έχει εφαρμοσθεί το 100% του μέτρου ελαστικότητας κατά τη διεύθυνση του ανοίγματος της γέφυρας, E_x .

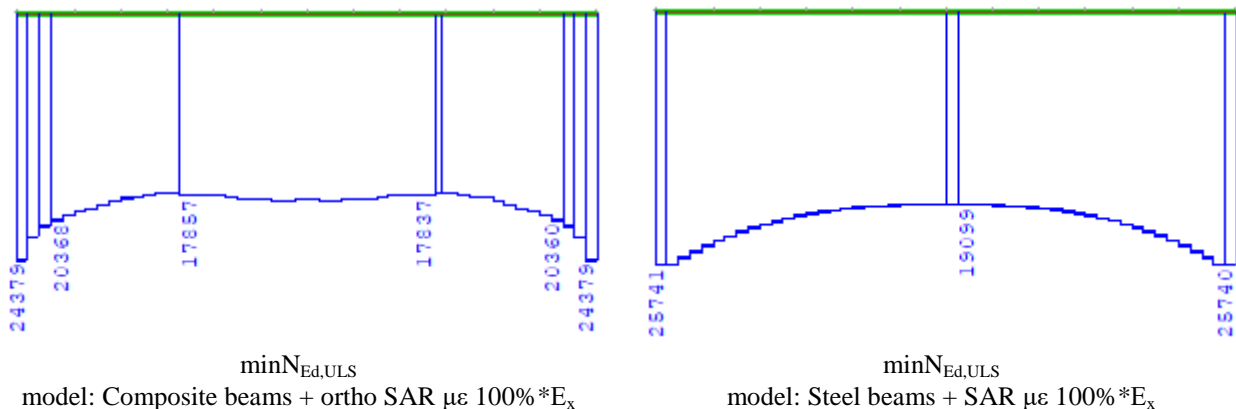


Figure 28.2: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων κατά μήκος του ελκυστήρα από περιβάλλουσα ΟΚΑ $\min N_{Ed}$ από τα προσομοιώματα με τα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία για την πλάκα με 100% E_x

Όπως φαίνεται στο προσομοίωμα με τις χαλύβδινες διαδοκίδες και την ισόρροπη πλάκα, οι τιμές στα άκρα της δοκού είναι σχεδόν ίδιες με το προσομοίωμα δοκών, ενώ παρουσιάζεται μια συνεχής μείωση των τιμών μέχρι μια σταθερή τιμή σε μια περιοχή εγγύτερη του μέσου του ανοίγματος. Αντίθετα, στο προσομοίωμα με τις σύμμικτες διαδοκίδες και την ορθότροπη πλάκα, εμφανίζεται μείωση της αξονικής δύναμης ήδη από τα άκρα του ελκυστήρα, η οποία στα συγκεκριμένα διαγράμματα είναι ίση με 1.659kN, και μια μεγάλη διαφορά στον τρόπο μεταβολής της τιμής αλλά και στο μέγεθος της ελάχιστης τιμής. Συγκεκριμένα, από τα άκρα του ελκυστήρα μέχρι περίπου μια απόσταση ίση με το 25% του μήκους του ελκυστήρα εμφανίζεται η ελάχιστη τιμή, η οποία εν συνεχεία αυξάνεται ελαφρώς μέχρι το μέσον του ελκυστήρα. Η ελάχιστη τιμή της τελευταίας περίπτωσης για τα συγκεκριμένα διαγράμματα είναι μικρότερη κατά 1.403kN από την πρώτη περίπτωση. Το μέγεθος αυτό τείνει προς την τιμή της μείωσης των 1.659kN που παρουσιάζεται στο άκρο του διαγράμματος. Παρόμοια μορφή έχουν και τα διαγράμματα των μέγιστων αξονικών $\max N_{Ed}$.

Γίνεται λοιπόν αντιληπτό, ότι πρακτικά μέρος των εφελκυστικών δυνάμεων του ελκυστήρα παραλαμβάνεται από τη μεμβρανική λειτουργία της πλάκας, με αποτέλεσμα να εμφανίζονται σε αυτήν εφελκυστικές μεμβρανικές δυνάμεις. Προφανώς, λόγω αυτού του εφελκυσμού η πλάκα ρηγματώνεται, και σίγουρα η συνεισφορά της αυτή στη μείωση της δύναμης του ελκυστήρα δεν είναι ίση με την περίπτωση που έχει εξεταστεί το 100% του μέτρου ελαστικότητας. Γι' αυτό πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για ποσοστά μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος της πλάκας καταστρώματος κατά τη διεύθυνση του ανοίγματος της γέφυρας, E_x , από 10% έως 100% - ανά 10%, και εξήχθησαν οι αξονικές δυνάμεις του ελκυστήρα από περιβάλλουσες μέγιστων (max) και ελάχιστων (min) αξονικών δυνάμεων. Λαμβάνοντας υπόψη τη μορφή του διαγράμματος αξονικών που αναλύθηκε στα προηγούμενα σημειώνονται οι τιμές των αξονικών στα άκρα του ελκυστήρα ($N_{Ed-tie, edge}$) και οι τιμές στο άνοιγμα του ελκυστήρα ($N_{Ed-tie, span}$) και για τις δύο περιπτώσεις περιβαλλουσών ($maxN_{Ed}$ και $minN_{Ed}$) για συνδυασμούς ΟΚΑ με άνεμο. Τα αποτελέσματα για το προσομοίωμα με ορθότροπη πλάκα και σύμμεκτες διαδοκίδες δίνονται στον Table 28-1 και στο Figure 28.3, ενώ τα αποτελέσματα για το προσομοίωμα με πλάκα σκυροδέματος και αμιγώς χαλύβδινες διαδοκίδες δίνονται στον Table 28-2 και στο Figure 28.4.

Αριθμητικό προσομοίωμα με ορθότροπη πλάκα και σύμμεκτες διαδοκίδες

Table 28-1: Αξονικές δυνάμεις ελκυστήρα από περιβάλλουσες μέγιστων (max) και ελάχιστων (min) αξονικών δυνάμεων. Δίνονται οι τιμές στα άκρα και στο μέσον του ελκυστήρα στο μοντέλο με τις δοκούς και στο μοντέλο με τις πλάκες για διάφορους συντελεστές του μέτρου ελαστικότητας και οι λόγοι των τιμών αυτών.

coef-E	$maxN_{Ed-tie, edge}$	$maxN_{Ed-tie, span}$	$minN_{Ed-tie, edge}$	$minN_{Ed-tie, span}$	$\frac{maxN_{Ed,SAR}}{maxN_{Ed,Beams-tie, edge}}$	$\frac{maxN_{Ed,SAR}}{maxN_{Ed,Beams-tie, span}}$	$\frac{minN_{Ed,SAR}}{minN_{Ed,Beams-tie, edge}}$	$\frac{minN_{Ed,SAR}}{minN_{Ed,Beams-tie, span}}$
%	kN	kN	kN	kN	[-]	[-]	[-]	[-]
BEAMS	44.727	44.184	25.985	25.985	100%	100%	100%	100%
10	43.682	41.272	25.640	23.700	97,66%	93,41%	98,67%	91,21%
20	43.215	39.550	25.381	22.432	96,62%	89,51%	97,67%	86,33%
30	42.855	38.471	25.180	21.584	95,81%	87,07%	96,90%	83,06%
40	42.555	37.675	25.012	20.927	95,14%	85,27%	96,25%	80,53%
50	42.303	36.882	24.874	20.229	94,58%	83,47%	95,72%	77,85%
60	42.066	36.468	24.737	19.891	94,05%	82,54%	95,20%	76,55%
70	41.859	35.966	24.621	19.380	93,59%	81,40%	94,75%	74,58%
80	41.671	35.506	24.514	18.788	93,17%	80,36%	94,34%	72,30%
90	41.498	35.080	24.417	18.233	92,78%	79,40%	93,96%	70,17%
100	41.338	34.681	24.326	17.703	92,42%	78,49%	93,62%	68,13%

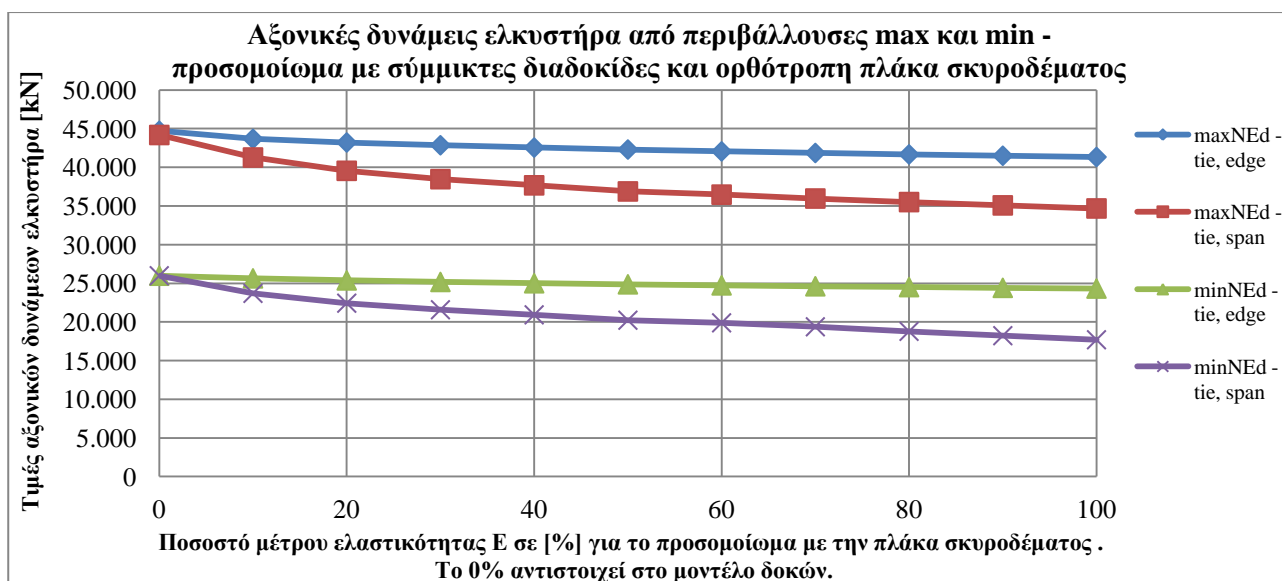


Figure 28.3: Διάγραμμα τιμών αξονικών δυνάμεων ελκυστήρα στα άκρα του και στο μέσον από τις περιβάλλουσες μέγιστων και ελάχιστων τιμών για διάφορα ποσοστά του μέτρου ελαστικότητας E της πλάκας.

Αριθμητικό προσομοίωμα με πλάκα σκυροδέματος και αμιγώς χαλύβδινες διαδοκίδες

Table 28-2: Αξονικές δυνάμεις ελκυστήρα από περιβάλλουσες μέγιστων (max) και ελάχιστων (min) αξονικών δυνάμεων. Δίνονται οι τιμές στα άκρα και στο μέσον του ελκυστήρα στο μοντέλο με τις δοκούς και στο μοντέλο με τις πλάκες για διάφορους συντελεστές του μέτρου ελαστικότητας και οι λόγοι των τιμών αυτών.

coef-E	$\max N_{Ed}$ -tie, edge	$\max N_{Ed}$ -tie, span	$\min N_{Ed}$ -tie, edge	$\min N_{Ed}$ -tie, span	$\frac{\max N_{Ed,SAR}}{\max N_{Ed,Beams}}$ -tie, edge	$\frac{\max N_{Ed,SAR}}{\max N_{Ed,Beams}}$ -tie, span	$\frac{\min N_{Ed,SAR}}{\min N_{Ed,Beams}}$ -tie, edge	$\frac{\min N_{Ed,SAR}}{\min N_{Ed,Beams}}$ -tie, span
%	kN	kN	kN	kN	[-]	[-]	[-]	[-]
BEAMS	44.727	44.184	25.985	25.985	100%	100%	100%	100%
10	44.774	41.766	25.949	24.444	100,10%	94,53%	99,86%	94,07%
20	44.732	40.168	25.889	23.389	100,01%	90,91%	99,63%	90,01%
30	44.695	38.892	25.853	22.552	99,93%	88,02%	99,49%	86,79%
40	44.661	37.816	25.827	21.847	99,85%	85,59%	99,39%	84,08%
50	44.631	36.880	25.805	21.236	99,78%	83,47%	99,31%	81,72%
60	44.602	36.051	25.786	20.694	99,72%	81,59%	99,24%	79,64%
70	44.576	35.307	25.770	20.208	99,66%	79,91%	99,17%	77,77%
80	44.551	34.631	25.755	19.766	99,61%	78,38%	99,11%	76,07%
90	44.527	34.012	25.741	19.363	99,55%	76,98%	99,06%	74,51%
100	44.504	33.442	25.728	18.991	99,50%	75,69%	99,01%	73,08%

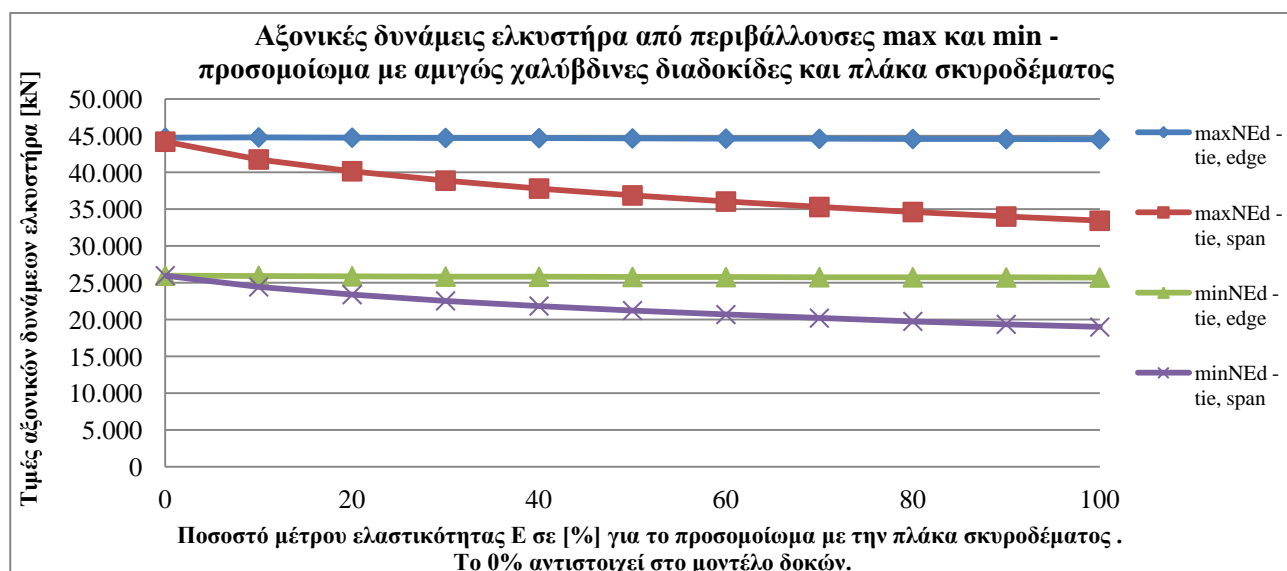


Figure 28.4: Διάγραμμα τιμών αξονικών δυνάμεων ελκυστήρα στα άκρα του και στο μέσον από τις περιβάλλουσες μέγιστων και ελάχιστων τιμών για διάφορα ποσοστά του μέτρου ελαστικότητας E της πλάκας.

28.2 Μεμβρανικές δυνάμεις πλάκας παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας

Στα δύο προσομοιώματα η πλάκα σκυροδέματος εμφανίζει διαφορετική συμπεριφορά, όπως φάνηκε ήδη και από τη διερεύνηση της επιρροής στην αξονική δύναμη του ελκυστήρα. Στο προσομοίωμα με την ορθότροπη πλάκα και τις σύμμικτες διαδοκίδες στην περιβάλλουσα των $\max-n_{xx}$ εμφανίζονται μεγάλες εφελκυστικές δυνάμεις στα δύο άκρα κατά πλάτος της γέφυρας, οι οποίες μειώνονται προς το μέσον του πλάτους. Όσον αφορά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας οι δυνάμεις είναι μεγαλύτερες στο άκρο και μειώνονται προς το εσωτερικό. Το φαινόμενο των μεγάλων εφελκυστικών αξονικών δυνάμεων εμφανίζεται και στην περιβάλλουσα $\min-n_{xx}$ με τη διαφορά ότι πλέον εμφανίζονται θλιπτικές δυνάμεις σε κάποιες περιοχές των άκρων και του μέσου κατά πλάτος της γέφυρας.

Διαφορετική συμπεριφορά παρουσιάζεται στο προσομοίωμα με τις αμιγώς χαλύβδινες διαδοκίδες και την ισόρροπη πλάκα σκυροδέματος. Στην περίπτωση της περιβάλλουσας $\max-n_{xx}$ διακρίνονται να μεν και πάλι μεγαλύτερες εφελκυστικές δυνάμεις στα άκρα σε σύγκριση με το μέσον κατά πλάτος της γέφυρας, αλλά αυτήν τη φορά υπάρχει σταδιακή αύξηση της τιμής κατά τη διαμήκη έννοια από την αρχή της γέφυρας μέχρι το μέσον της. Επίσης, μεγάλη διαφορά εμφανίζεται και στην περιβάλλουσα $\min-n_{xx}$ όπου πλέον στα άκρα κατά πλάτος της γέφυρας αναπτύσσονται θλιπτικές μεμβρανικές δυνάμεις οι οποίες στη διαμήκη έννοια έχουν μεγάλες τιμές στα άκρα της

γέφυρας, οι οποίες μειώνονται προς το εσωτερικό της γέφυρας. Στο εσωτερικό του πλάτους εμφανίζονται κυρίως εφελκυστικές δυνάμεις, οι οποίες αυξάνονται στη διαμήκη έννοια προς το εσωτερικό της γέφυρας.

Τα παραπάνω απεικονίζονται ενδεικτικά για τις αναλύσεις με το 50% E_x και για τα δύο μοντέλα στα Figure 28.5 και Figure 28.6.

Αριθμητικό προσομοίωμα με ορθότροπη πλάκα και σύμμεκτες διαδοκίδες

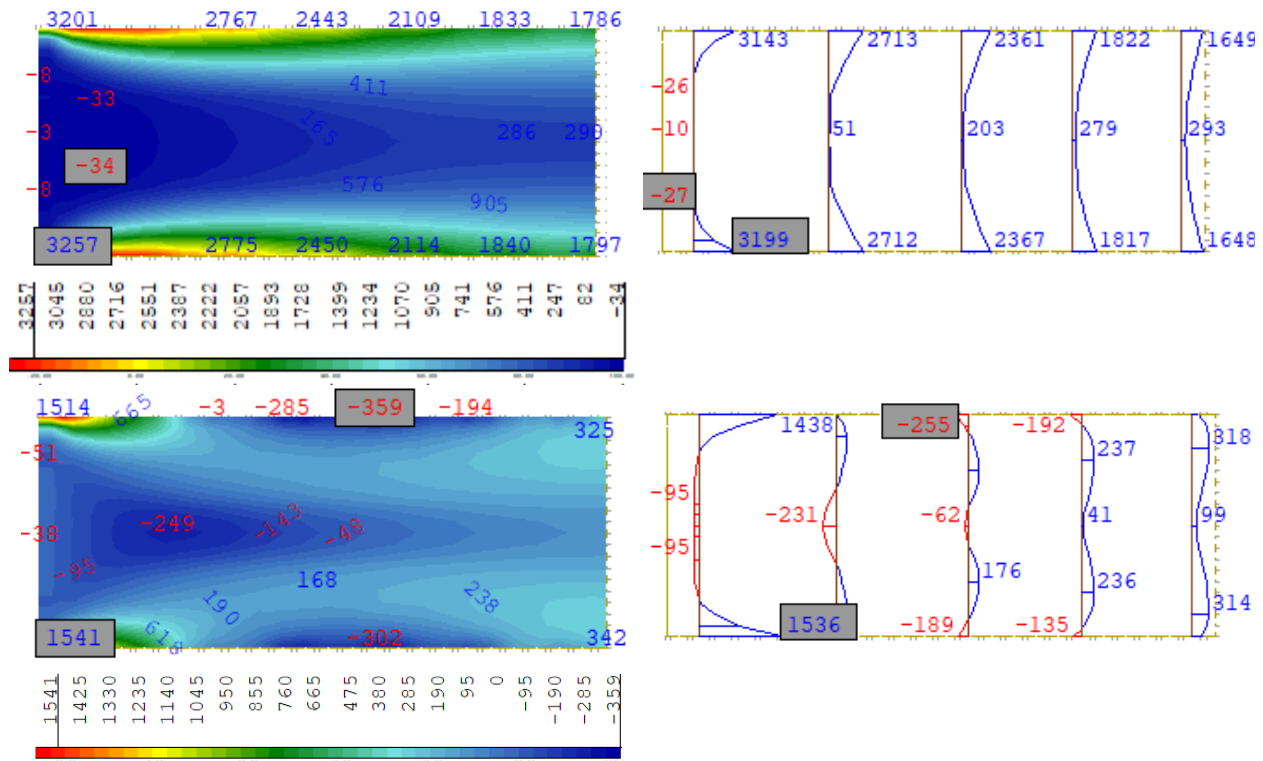


Figure 28.5: Μεμβρανικές δυνάμεις n_{xx} ορθότροπης πλάκας για 50% E_x . [kN/m]
Από περιβάλλουσες Α) άνω: max- n_{xx} , Β) κάτω: min- n_{xx} – Από $x=0m$ μέχρι $x=75m$ (μέσον γέφυρας)

Αριθμητικό προσομοίωμα με πλάκα σκυροδέματος και αμνώς γαλύβδινες διαδοκίδες

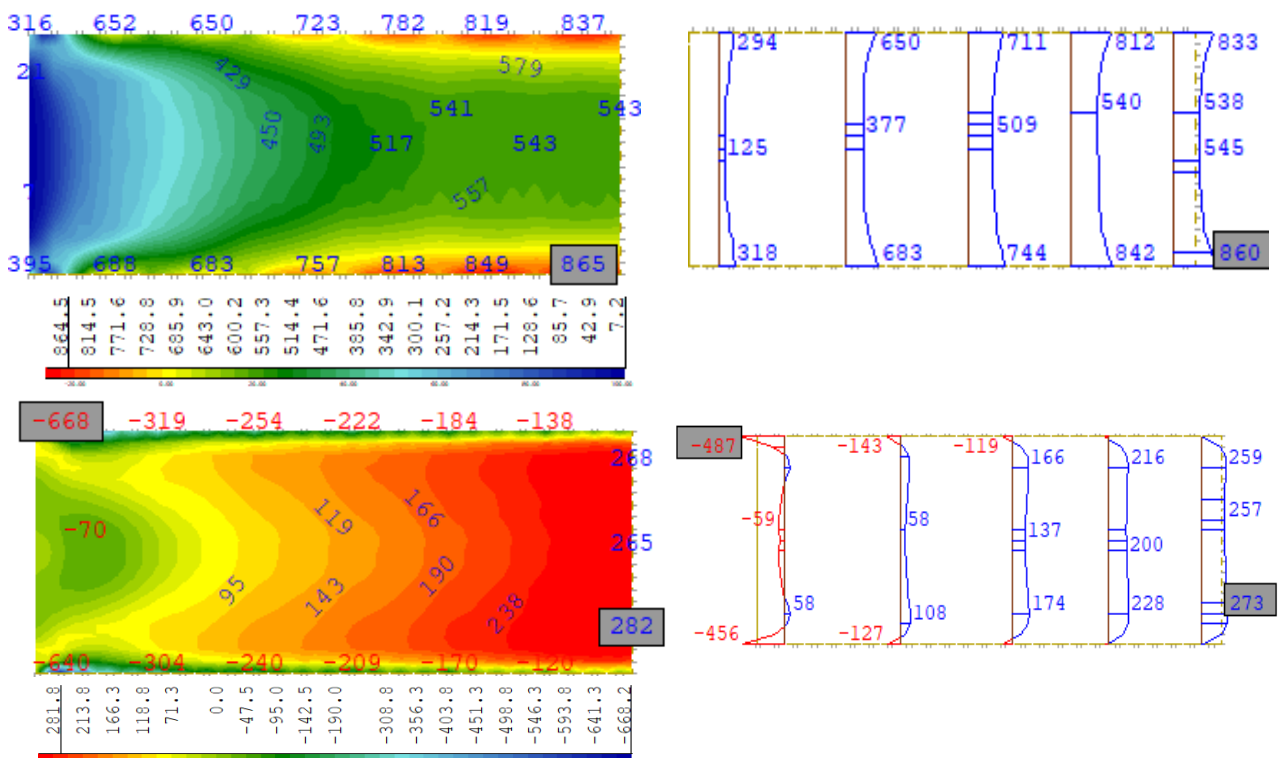


Figure 28.6: Μεμβρανικές δυνάμεις n_{xx} τσόρροπης πλάκας για 50% E_x . [kN/m]
Από περιβάλλουσες Α) άνω: max- n_{xx} , Β) κάτω: min- n_{xx} – Από $x=0m$ μέχρι $x=75m$ (μέσον γέφυρας)

28.3 Όπλιση πλάκας

Α. Αριθμητικό προσομοίωμα με πλάκα σκυροδέματος και αμιγώς γαλύβδινες διαδοκίδες

A1 – Όπλιση της πλάκας σκυροδέματος για τις ανάγκες της εργασίας

Αρχικά, θα πρέπει να σημειωθεί ότι στο προσομοίωμα αυτό εμφανίζονται πολύ μεγάλες τοπικές τιμές επιφάνειας απαιτούμενου οπλισμού ακριβώς στις 4 γωνίες της πλάκας. Οι αυξημένες αυτές τιμές αφορούν τόσο τον άνω οπλισμό όσο και των κάτω οπλισμό, με τις τιμές του κάτω να είναι σχεδόν διπλάσιες του άνω. Για μικρά ποσοστά του E_x οι τιμές είναι αρκετά κανονικές, αλλά αυξανόμενου του ποσοστού ξεπερνάνε τα $100\text{cm}^2/\text{m}$. Καθώς λοιπόν αφορούν μόνον τις γωνίες (τοπικά φαινόμενα – πρακτικά 1 με 2 πεπερασμένα στοιχεία), επιλέγεται να αμεληθούν για την υπόλοιπη διερεύνηση. Έτσι, η διερεύνηση για τον οπλισμό θα εξεταστεί από τη δεύτερη μέχρι την προ-τελευταία διαδοκίδα της γέφυρας.

Στον Table 28-3 δίνονται τα αποτελέσματα για τον μέγιστο οπλισμό παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας. Σημειώνεται ότι διακρίνονται διαφορετικές τιμές στα άκρα της πλάκας (δηλ. εγγύτερα των πλευρών που είναι παράλληλες με τον ελκυστήρα) και διαφορετικές στην ενδιάμεση περιοχή αυτών των δύο πλευρών. Αυτό σημαίνει ότι πρακτικά ορίζονται κάποιες ζώνες οπλισμού πάνω στην επιφάνεια της πλάκας. Ωστόσο, για τις ανάγκες της εργασίας, και προκειμένου να γίνει ένας απλοποιητικός οπλισμός, εν τέλει έχουν χρησιμοποιηθεί οι δύο μέγιστες τιμές, ήτοι $26,4\text{cm}^2/\text{m}$ άνω και $19,8\text{cm}^2/\text{m}$ κάτω. Οι τιμές αυτές χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς του Κεφαλαίου 17.4.

Table 28-3: Μέγιστος απαιτούμενος οπλισμός παράλληλα με το άνοιγμα της γέφυρας (διεύθυνση X) από τα αποτελέσματα του Sofistik. Μόνο για την επιφάνεια της πλάκας με $3\text{m} < X < 147\text{m}$.

Περιοχή κατά πλάτος: coef-E %	Άκρη πλάκας		Μέσον πλάκας	
	$A_{s,Top}$ cm^2/m	$A_{s,Bottom}$ cm^2/m	$A_{s,Top}$ cm^2/m	$A_{s,Bottom}$ cm^2/m
10	6,3	5,9	5,0	6,9
20	9,0	7,7	6,4	10,5
30	11,7	9,2	7,5	12,4
40	14,6	10,5	8,2	13,9
50	16,9	11,7	8,9	15,3
60	19,0	12,7	9,5	16,4
70	20,7	14,2	10,3	17,3
80	22,6	15,4	10,9	18,1
90	24,5	16,4	11,4	19,0
100	26,4	17,4	12,0	19,8

Το προσομοίωμα με την ισόρροπη πλάκα χρησιμοποιείται και για έναν απλοποιητικό οπλισμό της πλάκας στη διεύθυνση παράλληλα με τις διαδοκίδες, δηλ. παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος. Για τον άνω οπλισμό προκύπτουν δύο ζώνες οπλισμού: α) αυξημένες τοπικές απαιτήσεις για ένα μικρό πλάτος που βρίσκεται σε όλη την έκταση της πλευράς που είναι παράλληλη με τον ελκυστήρα με $\max A_{s,\acute{\alpha}\nu\omega} = 11,2\text{cm}^2/\text{m}$ στο μέσον της γέφυρας και αύξηση σε $\max A_{s,\acute{\alpha}\nu\omega} = 26,2\text{cm}^2/\text{m}$ στα άκρα της γέφυρας, και β) μικρές απαιτήσεις στο υπόλοιπο της πλάκας με $\max A_{s,\acute{\alpha}\nu\omega} = 2,4\text{cm}^2/\text{m}$. Για τον κάτω οπλισμό και πάλι προκύπτουν αυξημένες απαιτήσεις στις γωνίες της πλάκας. Το μεγαλύτερο τμήμα της πλάκας όμως απαιτεί $\max A_{s,\acute{\alpha}\nu\omega} = 4\text{cm}^2/\text{m}$.

A2 – Ενδείξεις για τον οπλισμό της πλάκας

Άνω (διαμήκης – παράλληλα με το άνοιγμα) οπλισμός:

- Εξετάζοντας την πλάκα κατά το πλάτος της (δηλ. παράλληλα με τη διαδοκίδα) παρατηρείται ότι τα άκρα της παρουσιάζουν μεγαλύτερο απαιτούμενο οπλισμό από το άνοιγμα της πλάκας.
- Γενικά εμφανίζονται τοπικές ανάγκες μεγαλύτερου οπλισμού για τα τμήματα της πλάκας που βρίσκονται πάνω από τις διαδοκίδες και συγκεκριμένα στα άκρα των διαδοκίδων αυτό.
- Σε συνέχεια της προηγούμενης παρατήρησης, ακόμα μεγαλύτερες απαιτήσεις εμφανίζονται στα άκρα εκείνων των διαδοκίδων που έχουν κοινό κόμβο με τους αναρτήρες.
- Για μικρές τιμές του E_x στα άκρα της πλάκας κατά το πλάτος της, επικρατεί ένας χαρακτήρας της όπλισης με μεγάλες τιμές ακριβώς πάνω από τις διαδοκίδες και μικρές τιμές στα ανοίγματα (Figure 28.7). Αυξανόμενου του E_x να μην συνεχίζεται αυτή η διακύμανση, αλλά μπορεί να θεωρηθεί ότι εμφανίζεται περισσότερο μια ζώνη αυξημένων απαιτήσεων όπλισης (Figure 28.8). Στον Table 28-4 έχει γίνει μια προσπάθεια εκτίμησης των διαστάσεων που έχει αυτή η ζώνη για τις διάφορες τιμές του E_x , προκειμένου να δοθεί μια ένδειξη για την προσοχή που θα πρέπει να δοθεί κατά την όπλιση της πλάκας. Προκύπτει ότι η ζώνη κατά μήκος της γέφυρας εμφανίζεται για κάθε E_x (εκτός των πολύ μικρών τιμών, 10%) κυρίως μέχρι και τα 26m με αρχή την άκρη της γέφυρας, που αντιστοιχεί στο $18\%L_{span}$. Όσον αφορά το πλάτος η διάσταση γενικά μειώνεται αυξανόμενης της απόστασης X κατά μήκος της γέφυρας. Συγκεκριμένα το πλάτος έχει μέγιστες τιμές 2,16m-2,81m (7%-9% του b_{slab}) και οι τιμές αυτές φαίνεται ότι σταθεροποιούνται (πρακτικά ξεκινάει ένα μοτίβο σταθερών μέγιστων τιμών στις θέσεις των διαδοκίδων και μικρότερων στα ανοίγματα μεταξύ των διαδοκίδων) σε ένα πλάτος 1m (3,3% του b_{slab}).

Table 28-4: Διαστάσεις «ζώνης» αυξημένων απαιτήσεων οπλισμού για διάφορες τιμές του E_x

coef-E [%]	Μήκος πέρατος μεγάλων $A_{s,top}$ [m]	Πλάτος πέρατος μεγάλων $A_{s,top}$ [m]
10	$6,1\text{cm}^2$ (διαδοκίδα) $\rightarrow 1,1\text{cm}^2/\text{m}$ (άνοιγμα)	1,35 [4,5%b]
20	26 (17% L_{span})	2,16 \rightarrow 1,00 [7,3%b \rightarrow 3,3%b]
30	26 (17% L_{span})	2,25 \rightarrow 1,00 [7,6%b \rightarrow 3,3%b]
40	26 (17% L_{span})	2,34 \rightarrow 1,00 [7,9%b \rightarrow 3,3%b]
50	26 (17% L_{span})	2,34 \rightarrow 1,00 [7,9%b \rightarrow 3,3%b]
60	26 (17% L_{span})	2,34 \rightarrow 1,00 [7,9%b \rightarrow 3,3%b]
70	26 (17% L_{span})	2,34 \rightarrow 1,00 [7,9%b \rightarrow 3,3%b]
80	26 (17% L_{span})	2,77 \rightarrow 1,00 [9,4%b \rightarrow 3,3%b]
90	26 (17% L_{span})	2,77 \rightarrow 1,00 [9,4%b \rightarrow 3,3%b]
100	26 (17% L_{span})	2,81 \rightarrow 1,00 [9,5%b \rightarrow 3,3%b]

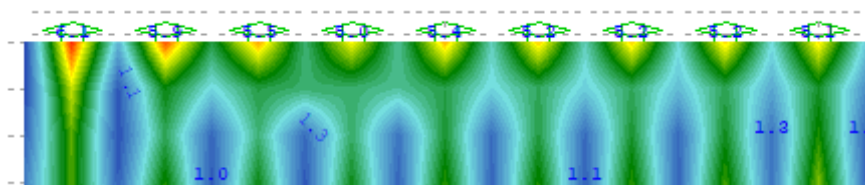


Figure 28.7: Μικρό τμήμα της πλάκας στην άκρη της - Τοπικές απαιτήσεις στις θέσεις στηριξεων (διαδοκίδες) και μειωμένες στα ανοίγματα - $A_{s,long,top}$ [cm^2/m] - $10\%E_x$

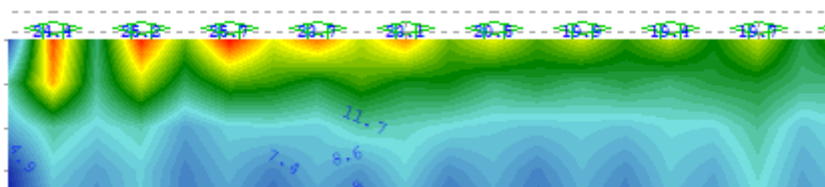


Figure 28.8: Μικρό τμήμα της πλάκας στην άκρη της - Έναρξη μετατροπής των τοπικών απαιτήσεων στις θέσεις στηριξεων (διαδοκίδες) περισσότερο σε μια ζώνη αυξημένων απαιτήσεων - $A_{s,long,top}$ [cm^2/m] - $100\%E_x$

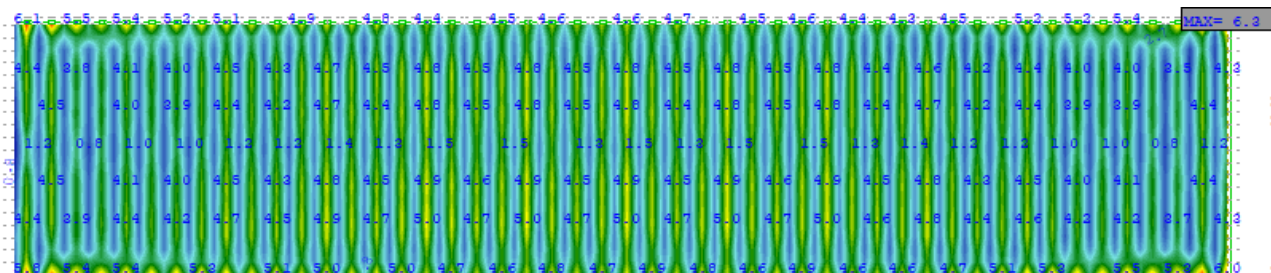


Figure 28.9: Κάτοψη πλάκας μεταξύ δεύτερης και προ-τελευταίας διαδοκίδας - $A_{s,long,top}$ [cm^2/m] - $10\%E_x$

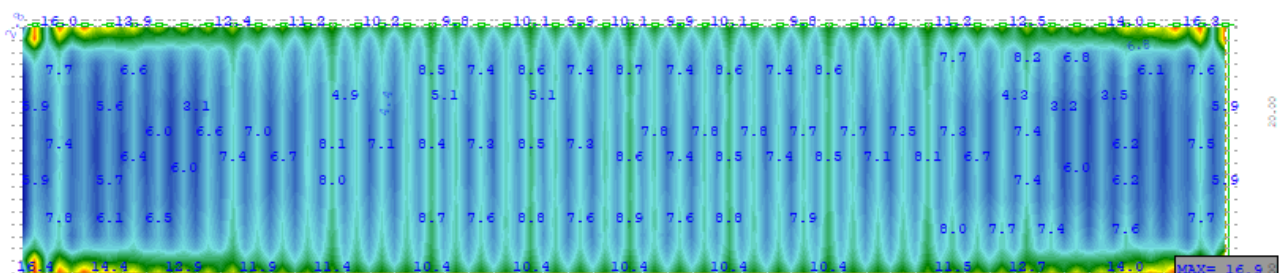


Figure 28.10: Κάτοψη πλάκας μεταξύ δεύτερης και προ-τελευταίας διαδοκίδας - $A_{s,long,top}$ [cm^2/m] - $50\%E_x$

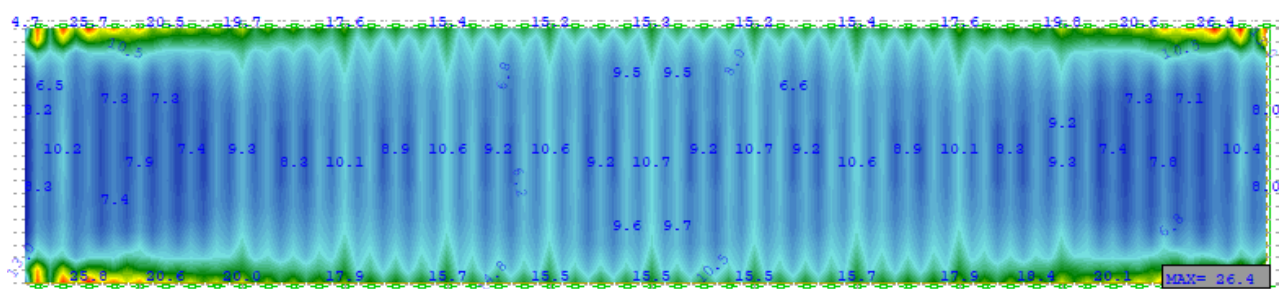


Figure 28.11: Κάτοψη πλάκας μεταξύ δεύτερης και προ-τελευταίας διαδοκίδας - $A_{s,long,top}$ [cm^2/m] - $100\%E_x$

Κάτω (διαμήκης – παράλληλα με το άνοιγμα) οπλισμός:

Ο κάτω οπλισμός όπως και ο άνω εμφανίζει και αυτός αυξημένες τιμές στις 4 γωνίες της πλάκας οι οποίες στην εργασία αυτήν αμελούνται. Εξετάζοντας την πλάκα και πάλι μεταξύ δεύτερης και προ-τελευταίας διαδοκίδας παρατηρείται ότι κατά το πλάτος της εμφανίζονται αυξημένες απαιτήσεις όπλισης στο μέσον της πλάκας σε σχέση με τα άκρα. Επίσης, απαιτείται μεγαλύτερος οπλισμός μεταξύ των διαδοκίδων (δηλ. στα ανοίγματα της πλάκας) σε σχέση με τις θέσεις των διαδοκίδων (κάτι που είναι αναμενόμενο).

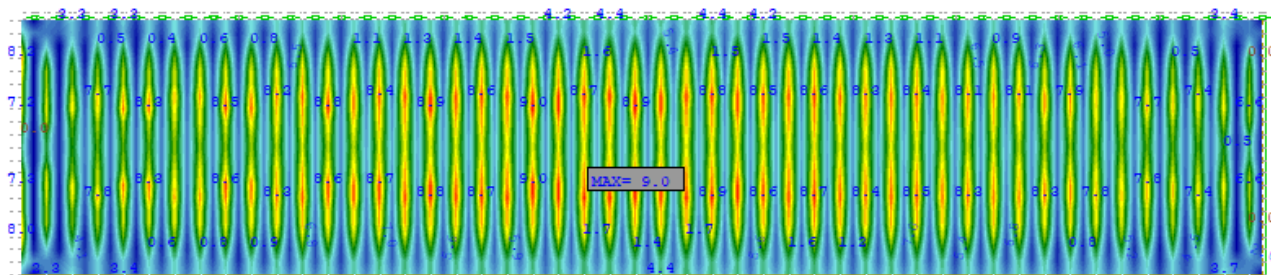


Figure 28.12: Κάτοψη πλάκας μεταξύ δεύτερης και προ-τελευταίας διαδοκίδας – $A_{s,long,bottom}$ [cm^2/m] – $10\% E_x$

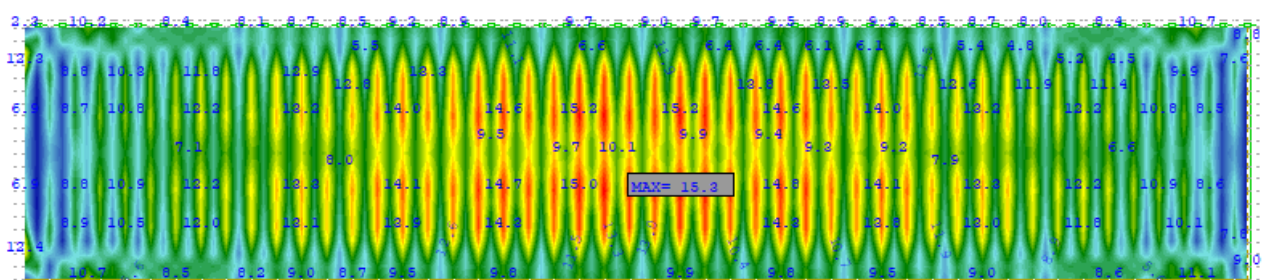


Figure 28.13: Κάτοψη πλάκας μεταξύ δεύτερης και προ-τελευταίας διαδοκίδας – $A_{s,long,bottom}$ [cm^2/m] – $50\% E_x$

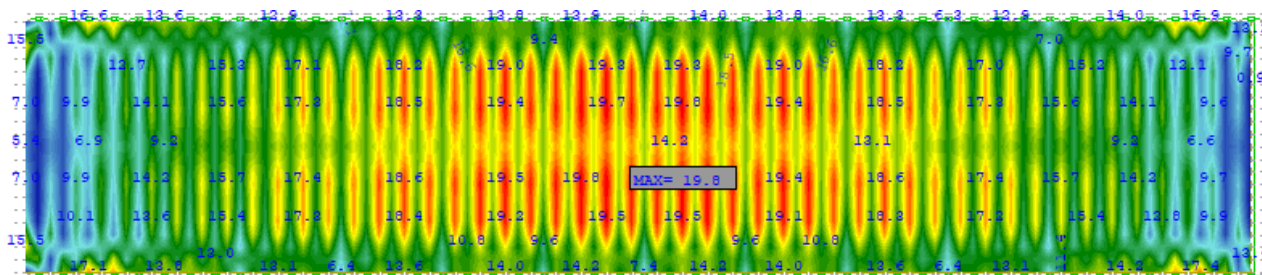


Figure 28.14: Κάτοψη πλάκας μεταξύ δεύτερης και προ-τελευταίας διαδοκίδας – $A_{s,long,bottom}$ [cm^2/m] – $100\% E_x$

Ελάχιστος οπλισμός: εγκάρσιος σύμμικτων διαδοκίδων/διαμήκης γέφυρας

Με βάση την EN 1994-1-1:2004 §6.6.6.3 (1) για κτήρια και την EN 1994-2:2005 §6.6.6.3 (1) για γέφυρες, ορίζεται ένας ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός για τον εγκάρσιο οπλισμό της σύμμικτης διαδοκίδας. Συγκεκριμένα, γενικά για σύμμικτες δοκούς θα ορίζεται ένα ελάχιστο ποσοστό των εγκάρσιων οπλισμών ίσο με το αντίστοιχο ελάχιστο ποσοστό εγκάρσιων οπλισμών (δηλ. συνδετήρων) σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως ορίζεται στην EN 1992-1-1:2004 §9.2.2 (5).

Υπενθυμίζεται ότι η εξεταζόμενη διαδοκίδα έχει διαμήκη άξονα παράλληλο με την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας. Επομένως, ο «εγκάρσιος οπλισμός» του κανονισμού είναι ο οπλισμός που είναι κάθετος στη διαδοκίδα, και παράλληλα αποτελεί και τον διαμήκη οπλισμό της πλάκας σκυροδέματος (δηλ. παράλληλος με το άνοιγμα της γέφυρας).

1. Το συνιστώμενο ελάχιστο γεωμετρικό ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ysk}} \quad (28.1)$$

2. Ο απαιτούμενος ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ysk}} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sf}}{S_f \cdot h_c} \right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ysk}} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sf}}{S_f} \right)_{min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ysk}} \cdot h_c \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sf}}{S_f} \right)_{min} = \rho_{w,min} \cdot h_c$$

όπου:

f_{ck} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε MPa

f_{ysk} η χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή εγκάρσιου οπλισμού σε MPa

h_c το ύψος τη πλάκας σκυροδέματος

-σε περίπτωση συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος θα είναι το συνολικό ύψος της πλάκας

-σε περίπτωση σύμμικτης πλάκας με χαλυβδόφυλλο θα είναι το ισοδύναμο (μέσον) ύψος της πλάκας συμπεριλαμβανομένου και του ponding effect

A_{sf} το εμβαδόν της διατομής των εγκάρσιων ολισμών. Γενικώς πρόκειται για το εμβαδόν της μια ράβδου στη σειρά του εγκάρσιου οπλισμού [σε cm^2]

s_f η απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων ράβδων [σε m]

A_{sf}/s_f [σε cm^2/m]

Υπολογισμοί για τη σύμμικτη διαδοκίδα

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{ysk}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}}{500 \text{ MPa}} \Leftrightarrow \rho_{w,min} = 0,000947 \text{ ή } 0,0947\%$$

$$h_c = h_{c,eq,ponding} \Leftrightarrow h_c \approx 30 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{min} = \rho_{w,min} \cdot h_c = 0,000947 \cdot 30 \text{ cm} = 0,0284 \text{ cm} = 0,0284 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 0,0284 \frac{\text{cm}^2}{10^{-2} \text{ m}} \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sf}}{s_f}\right)_{min} = 2,84 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Επομένως, ο τοποθετούμενος εγκάρσιος οπλισμός υπερκαλύπτει τον ελάχιστο απαιτούμενο οπλισμό του Κανονισμού.

29 Προμέτρηση, κοστολόγηση, ενδείξεις

Προμέτρηση υλικών και (εκτιμώμενη) κοστολόγηση.

Για την κοστολόγηση έχουν θεωρηθεί οι εξής τιμές:

–Δομικός χάλυβας: 2 €/kg ή 2.000 €/tn, στην οποία τιμή περιλαμβάνονται οι κοπές, η επεξεργασία κλπ.

–Σκυρόδεμα: 250 €/m³, στην οποία τιμή περιλαμβάνονται προμήθεια σκυροδέματος, μεταφορά, σκυροδέτηση, χάλυβας οπλισμού (προφανώς δεν απαιτείται ξυλότυπος λόγω χαλυβδόφυλλου)

Table 29-1: Προμέτρηση και εκτιμώμενη κοστολόγηση σκυροδέματος της πλάκας καταστρώματος

Σταθερές παράμετροι		
Πυκνότητα σκυροδέματος	2.500	kg/m ³
Εκτίμηση κόστους κυβικού μέτρου	250	€/m ³
Ισοδύναμο πάχος "σύμμικτης πλάκας"		
Πλάτος ισοδύναμου πάχους	29,5	m
Μήκος ισοδύναμου πάχους	150	m
Επιφάνεια του ισοδύναμου πάχους	4.425,00	m ²
Ισοδύναμο πάχος	0,29878	m
Όγκος ισοδύναμου πάχους	1.322,10	m ³
Βάρος ισοδύναμου πάχους	3.305.253,75	kg
Βάρος ισοδύναμου πάχους	3.305,25	tn
Περιοχές διακοπής χαλυβδόφυλλου		
Μήκος διακοπής	0,38	m
Πλάτος διακοπής	29,5	m
Επιφάνεια διακοπής	11,21	m ²
Πάχος διακοπής	0,1	m
Όγκος διακοπής	1,121	m ³
Πλήθος διακοπών	51	[-]
Συνολικός όγκος περιοχών διακοπής χαλυβδόφυλλου	57,171	m ³
Βάρος περιοχής διακοπής χαλυβδόφυλλου	142.927,50	kg
Βάρος περιοχής διακοπής χαλυβδόφυλλου	142,93	tn
Συνολικά		
Συνολικός όγκος σκυροδέματος	1.379,27	m ³
Συνολική επιφάνεια κάλυψης	4.425,00	m ²
Λόγος συνολικού όγκου προς τη συνολική επιφάνεια κάλυψης	0,3117	m ³ /m ²
Συνολικό βάρος σκυροδέματος	3.448,18	tn
Συνολικό (εκτιμώμενο) κόστος σκυροδέματος	344.818,13	€

Table 29-2: Προμέτρηση και εκτιμώμενη κοστολόγηση του δομικού χάλυβα του φέροντος οργανισμού

Προσαύξηση:	Χωρίς			Με		
	tn	€	Μερίδιο	tn	€	Μερίδιο
Στοιχεία χάλυβα						
Διαδοκίδες I-1.510-500-700-20-30-55	937,9	1.875.742	28%	1.125,4	2.250.890	30%
Διαδοκίδες I-1.510-500-700-20-30-75	93,1	186.114	3%	111,7	223.337	3%
Τόξα	1.071,5	2.143.010	33%	1.178,7	2.357.311	31%
Ελκυστήρες	941,2	1.882.493	29%	1.129,5	2.258.991	30%
Οριζόντια μέλη δικτύωσης τόξων	71,6	143.168	2%	71,6	143.168	2%
Χιαστί μέλη δικτύωσης τόξων	129,5	259.096	4%	129,5	259.096	3%
Αναρτήρες-καλώδια	51,6	103.225	2%	51,6	103.225	1%
Σύνολο	3.296,4	6.592.848		3.798,0	7.596.019	
Βάρος χάλυβα στην επιφάνεια κάλυψης	744,95	kg/m ²		858,31	kg/m ²	

Table 29-3: Πρόσθετες και τελικές εκτιμώμενες προμετρήσεις και κοστολογήσεις

Βασικά μεγέθη για εκτιμώμενο συνολικό βάρος και κόστος		
Συνολικό βάρος σκυροδέματος	3.448,18	tn
Συνολικό βάρος χαλυβδόφυλλου	97,4	tn
Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα χωρίς προσαύξηση	3.296,4	tn
Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα με προσαύξηση	3.798,0	tn
Συνολικό βάρος γέφυρας χωρίς προσαύξηση	6.841,96	tn
Συνολικό κόστος	7.132.367	€
Συνολικό βάρος γέφυρας με προσαύξηση	7.343,5	tn
Συνολικό κόστος	8.135.537	€
Πρόσθετα βάρη που δεν λαμβάνονται ή λαμβάνονται μέσω της προσαύξησης στα συνολικά βάρη		
Συνολικό βάρος οπλισμών πλάκας σκυροδέματος	277,9	tn
Συνολικό βάρος διατμητικών ήλων	14,0	tn
Συνολικό βάρος FPS	14,4	tn

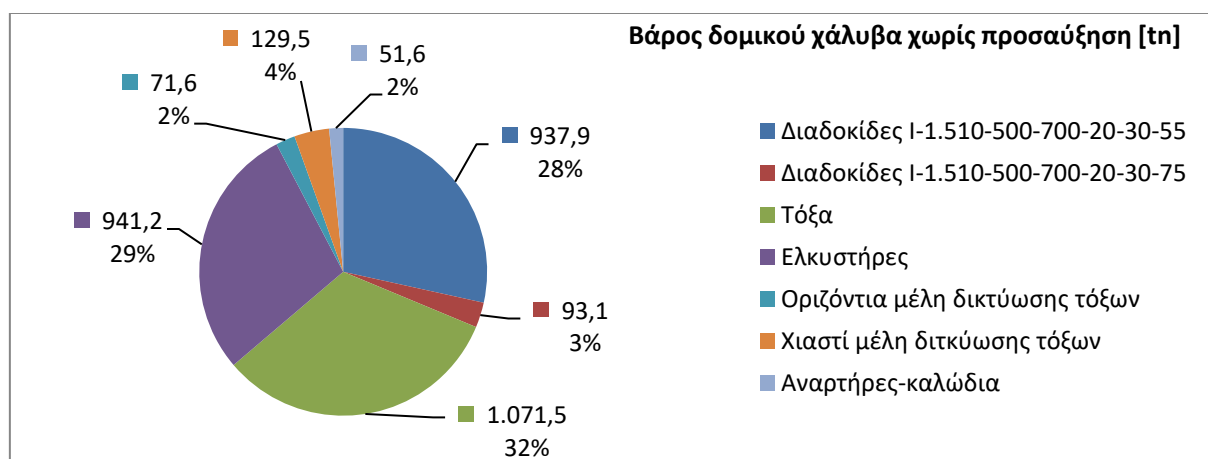


Figure 29.1: Ποσότητες δομικού χάλυβα φέροντος οργανισμού χωρίς προσαυξήσεις [σε tn]

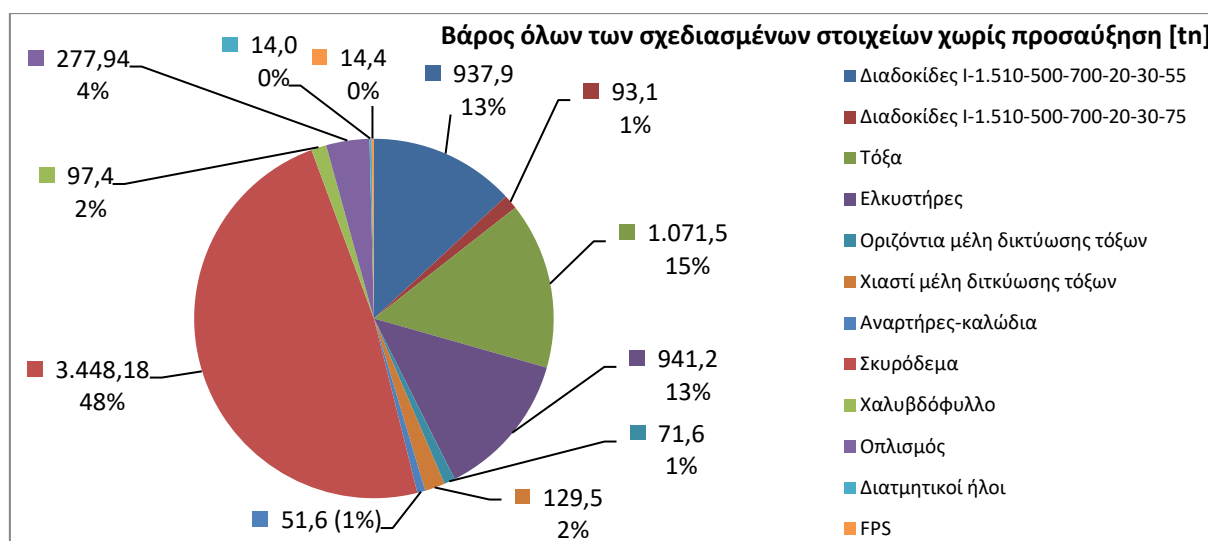


Figure 29.2: Ποσότητες των σχεδιασμένων στοιχείων χωρίς προσαυξήσεις [σε tn]

Ενδείξεις αναλύσεων και ελέγχων

-Για τις σύμμικτες διαδοκίδες κρίσιμος είναι ο έλεγχος της κόπωσης.

-Λόγω προσαύξησης του εύρους τάσεων σε απόσταση 6 μέτρα από τους αρμούς διαστολής προκύπτει η ανάγκη τοποθέτησης μεγαλύτερων διατομών στις δύο ακραίες διαδοκίδες, καθώς και στην πρώτη και τελευταία από τις ενδιάμεσες διαδοκίδες. Το γεγονός αυτό έγκειται και πάλι στην κρισιμότητα του ελέγχου κοπώσεως και του συντελεστή μεγεθύνσεως λόγω δυναμικών φαινομένων στις περιοχές εγγύτερα του αρμοκάλυπτρου.

-Για τις σύμμικτες διαδοκίδες εξίσου σημαντικός με την κόπωση είναι και ο έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό κατά τη φάση κατασκευής. Ωστόσο, η ικανοποίηση αυτού του ελέγχου εξαρτάται από την πλευρική εξασφάλιση που θα δοθεί εν τέλει στο σύστημα, και γι' αυτό δεν αποτελεί εν τέλει τον έλεγχο βάσει του οποίου θα γίνει η τελική επιλογή της διατομής των διαδοκίδων.

-Για τον σχεδιασμό του τόξου και την επιλογή της διατομής του, κρίσιμος είναι ο έλεγχος σε ευστάθεια εκτός επιπέδου με χρήση της Γενικής Μεθόδου του Ευρωκώδικα, η οποία έγινε για τα εντός επιπέδου φορτία – όπως αναγράφεται στον κανονισμό. Σύμφωνα με τη διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε, ο έλεγχος αυτός επιδεινώνεται σε μεγάλο βαθμό, όταν γίνεται χρήση των τάσεων Von Mises για την εύρεση του μεγεθυντικού συντελεστή που θα οδηγήσει την κρίσιμη διατομή Κατηγορίας 1 σε διαρροή, σε σχέση με το να χρησιμοποιηθούν τα πλαστικά εντατικά μεγέθη αντοχής. Συγκεκριμένα, προκύπτει μια διαφορά μεταξύ της εφαρμογής των πλαστικών μεγεθών σε σχέση με την εφαρμογή με τις τάσεις Von Mises ίση με 1,45 για τους συνδυασμούς ΟΚΑ.

-Ο έλεγχος του τόξου όπως και στην περίπτωση των καλωδίων δίνει αυξημένους βαθμούς εκμετάλλευσης κατά τον έλεγχο με απώλεια καλωδίων. Από τις δύο περιπτώσεις απώλειας ενός καλωδίου, ήπιας αντικατάστασης και τυχηματικής, η δεύτερη είναι η πλέον καθοριστική για τον σχεδιασμό των καλωδίων και τόξων. Σε αυτές τις περιπτώσεις ο έλεγχος με Von Mises τείνει στην μονάδα, ενώ ο έλεγχος με πλαστικά μεγέθη προκύπτει μεγαλύτερος κατά 1,5-1,7 φορές.

-Ο έλεγχος με βάση την απώλεια των καλωδίων κατά την οποία εξετάζεται η απώλεια του 2^{ου} καλωδίου είναι καθοριστικός για την επιλογή της θέσης πέρατος της πρώτης διατομής του τόξου (δηλ. της CHS 1800x80, η οποία είναι και η μεγαλύτερη διατομή). Στον αρχικό σχεδιασμό είχε ληφθεί θέση πέρατος πριν τη θέση του 2^{ου} καλωδίου, που είναι στα 27m. Σε αυτήν την περίπτωση αναπτυσσόταν πολύ μεγάλη τάση στο τόξο με αποτέλεσμα να μην ικανοποιείται ο έλεγχος του τόξου σε λυγισμό εκτός επιπέδου με τη Γενική Μέθοδο. Εν τέλει έγινε η επιλογή η διατομή να αλλάζει στα 30m που έλυσε το πρόβλημα αυτό.

-Για τα καλώδια ανάρτησης οι μέγιστοι βαθμοί εκμετάλλευσης του ελέγχου σε ΟΚΑ που οδηγούν στην τελική επιλογή των διατομών προκύπτουν κατά τον έλεγχο με τυχηματική απώλεια καλωδίων.

-Οι δρώσες αξονικές δυνάμεις των καλωδίων για τυχηματική απώλεια καλωδίου με τη χρήση της EN 1993-1-11:2006 §2.3.6 (2) Note 2 προέκυψαν κατά (κυρίως) 30% μικρότερες (ευμενέστερες) σε σχέση με τις αναλύσεις όπου εφαρμόστηκαν τα τυχηματικά φορτία αποκοπής. Τα αποτελέσματα αφορούσαν τον ίδιο δυναμικό συν/στη k.

-Οι σημαντικές διαστάσεις της γέφυρας, που είναι το αποτέλεσμα του ανοίγματος και της μεικτής λειτουργίας, οδηγούν στην απόρριψη στηρίξεως της γέφυρας σε ελαστομεταλλικά εφένδρανα. Έτσι, αναγκαία είναι η σεισμική μόνωση της γέφυρας με εφένδρανα ολίσθησης τύπου εκκρεμούς σε σφαιρική επιφάνεια. Στους υπολογισμούς της εργασίας έγινε η επιλογή χρήσης «έτοιμων» FPS από κατάλογο. Από αυτήν την διαδικασία και την κρισιμότητα του ελέγχου επανακέντρωσης, συμπεραίνεται ότι σε αυτές τις περιπτώσεις ο μελετητής θα πρέπει να επιλέγει την καμπυλότητα και τον συντελεστή τριβής, και επομένως η επιλογή του εφενδράνου είναι πλέον θέμα ειδικής παραγγελίας και όχι επιλογής από κατάλογο.

30 References

Books

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. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
5. Βαρδάκη Σ., Γλάρος Γ., Κανελλαΐδης Γ., Μερτζάνης Φ. (2017). «Σημειώσεις γεωμετρικού σχεδιασμού των οδών». Σημειώσεις ΕΜΠ. Αθήνα.
6. Κωτσόβολος Κ.Χ. (1998). «Συγκοινωνιακά έργα. Τεύχος Α': Οδοποιία». Ίδρυμα Ευγενίδου. Αθήνα.
7. Μαλακάτας Ν., Τρέζος Κ. (2011). «Εκπαιδευτικές σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων: EN 1990: Βάσεις σχεδιασμού των φερουσών κατασκευών, EN 1991: Δράσεις επί κατασκευών». Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος. Αθήνα.
8. Σταυρίδης Λ. Θ. (2006). «Στατική των δομικών φορέων. Μια βασική προσέγγιση στη φέρουσα συμπεριφορά και το σχεδιασμό τους. Μέρος Α': Φέρουσα λειτουργία στο επίπεδο». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
9. Borges L., Davaine L., Nussbaumer A., (2011). "Fatigue Design of Steel and Composite Structures: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-9 Fatigue. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures". ECCS - European Convention for Constructional Steelwork
10. Bouassida Y., Bouchon E., Crespo P., Croce P., Davaine L., Denton S., Feldmann M., Frank R., Hanswille G., Hensen W., Koliass B., Malakatas N., Mancini G., Ortega Cornejo M., Sedlacek G., Tsionis G., authors Athanasopoulou A., Poljansek M., Pinto Vieira A., editors. (2012). "Bridge Design to Eurocodes – Worked examples". EUR 25193 EN. Luxembourg (Luxembourg): Publications Office of the European Union; 2012. JRC68415.
11. Calgaro J.-A., Gulvanessian H. , Tschumi M. (2010) "Designers' Guide to Eurocode 1: Actions on Bridges. EN 1991-2, EN 1991-1-1, -1-3 to -1-7 and EN 1990 Annex A2". Thomas Telford Limited, 40 Marsh Wall, London E14 9TP, UK.
12. Ellobody E. (2014). "Finite Element Analysis and Design of Steel and Steel-Concrete Composite Bridges". Butterworth-Heinemann. USA.
13. Iliopoulos A., Vayas I. (2014). "Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes". CRC Press
14. Natzschka H. (2014). «Οδοποιία: Σχεδιασμός και κατασκευή». Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.
15. Sigmund C. (2014). "Worked Examples in accordance with European Standards CEN/TC 250: Structural Eurocodes (EN 1990/EN 1991)". Ebook. First Edition.

Papers

16. Βλάχος Σ., Θανόπουλος Π., Κοτσανόπουλος Π., Σπυρόπουλος Ι., Σταθόπουλος Κ., Σταθόπουλος Σ. (2014). «Σχεδιασμός τοξωτής γέφυρας Τσακώνας». Conference paper.
17. Ainalis D., Kouroussis G., Olivier B., Zhai W., Zhu S. (2019). "Railway ground vibrations and designing dynamic vibration absorbers for urban rail transit". Proceedings of the 26th International Congress on Sound and Vibration, Montréal (Canada) July 7–11, 2019.
18. Alexander S.J. (2003). "How concrete shrinkage affects composite steel beams". New Steel Construction article.
19. Berthelley J. (2018). "Evaluation regarding fatigue for various type of hangers used for tied arch bridges". Procedia engineering, Vol. 213, Pages 426-436
20. Brunn B., Schanack F., Steimann U., (2004). "Network arches for railway bridges". Arch Bridges IV. Advances in Assessment, Structural Design and Construction.
21. Criste E. (2009) "Beam cambering methods and costs". Structure magazine, April 2009, 25-26
22. Cristea B., Danciu A.D., Gutiu S.I., Moga C. (2021). "Aspects regarding EC3-2 procedure for stability verification of the free-standing circular arches", Bul. Inst. Polit. Iași, Vol. 67 (71), Nr. 3, 2021.
23. Danciu A.D., Gutiu S.I., Moga C., Suciu M. (2021). "Influence of design parameters on general stability of tied arches with an upper bracing", Bul. Inst. Polit. Iași, Vol. 67 (71), Nr. 4, 2021
24. Domenico B., Lonetti P., Pascuzzo A., (2018). "A numerical study on network arch bridges subjected to cable loss". International Journal of Bridge Engineering 6, 41–59.

25. Do L., Herman I., Hurák Z., (2020). “Onboard model-based prediction of tram braking distance”
26. Kabrt L., Koucky R., Petrak J., Sasek L. “Design and architecture of Troja arch bridge in Prague”.
27. Keenahan J., Moore N., (2022). “Wind forces on medium-span bridges: A comparison of Eurocode 1 Part 4 and Computational Fluid Dynamics”. *CivilEng* 2022, 3, 794-808. <https://doi.org/10.3390/civileng3030046>
28. Koliás B., Fardis M. N., Pecker A., (2012). “Designers’ Guide to Eurocode 8: Design of Bridges for Earthquake Resistance”, ICE publishing
29. Kecur R., Lukasic S. (2005). “The impact of the geometry of rail welds on noise level in urban environments”. *ACOUSTICS 2005 / Duncan, A.; Mcminn, T. J. (ur.)*. Perth : Australian Acoustical Society, p. 221-225.
30. Meng D., Wang P., Yi Q., Zhao C. (2015). “Viability analysis of waste tires as material for rail vibration and noise control in modern tram track systems”, *Shock Vib.* 2015, Article ID 725808, 12 pages
31. Mouzakis Ch., Raftoyiannis I.G., Spyarakos C.C. (2018). “Condition assessment and strengthening of a concrete bridge for tram passage”. *International Journal of Bridge Engineering (IJBE)*, Vol. 6, No. 1, (2018), pp. 23-34.
32. Pięciórak E. (2014). “The influence of support widths of trapezoidal sheets on local transverse resistance of the web according to PN-EN 1993-1-3”. *Czasopismo techniczne, Budownictwo, zeszyt 4-B*.
33. Pipinato A. (2018). “Structural Optimization of Network Arch Bridges with Hollow Tubular Arches and Chords”. *Modern Applied Science*, Vol. 12, No. 2. Italy.
34. Vasdravellis, G., Uy, B., Tan, E.L. and Kirkland, B. (2012). “The effects of axial tension on the sagging-moment regions of composite beams”, *Journal of Constructional Steel Research*, 72, 240–253
35. Vasdravellis, G., Uy, B., Tan, E.L. and Kirkland, B. (2015). “Behaviour and design of composite beams subjected to sagging bending and compression”, *Journal of Constructional Steel Research*, 110, 29-39

Technical Reports

36. (2013). «Προμήθεια τροχαίου υλικού (σειρά II) του τροchioδρόμου της Αθήνας». Αττικό μετρό Α.Ε.
37. Constantinou M.C., Tsopelas P., Kasalanati A. and Wolff E.D. (1999). “Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings”, Buffalo, New York
38. Denton S., Tsionis G. authors. Acun B., Athanasopoulou A, Pinto Vieira A. editors. (2012) “The evolution of Eurocodes for bridge design”. EUR 25399 EN. Luxembourg (Luxembourg): Publications Office of the European Union. JRC72677.

Theses

39. Κιδικούδης Χ. (2013). «Βασικές αρχές σχεδιασμού, κατασκευής και λειτουργίας εγκαταστάσεων αμαξοστάσιου τραμ – εκτίμηση του εμβαδού χωροθέτησης». Μεταπτυχιακή εργασία. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
40. Κοντώση Ε. (2015). «Διερεύνηση επιρροής ανέμου και χαρακτηριστικών παραμέτρων του στον σχεδιασμό τοξωτής μεταλλικής γέφυρας». Διπλωματική εργασία. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
41. Kirkland B. J. (2014). “Behaviour and design of composite steel-concrete beams subjected to flexure and axial load”. PhD thesis. Institute for Infrastructure Engineering. University of Western Sydney. Australia.
42. Niklison, A., (2010). “Statical Analysis of Network Arch Bridges”. Graduation thesis. Stuttgart University.
43. Sikirić M., (2018). “Analysis of Tram Systems and Their Implementation in Wiesbaden”. Master’s thesis. University of Zagreb.

Norms and Guidelines

44. (2001). «Οδηγίες μελετών οδικών έργων (OMOE). Τεύχος 2: Διατομές (OMOE-Δ). Υπουργείο Ανάπτυξης, Ανταγωνιστικότητας, Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων, Ελληνική Δημοκρατία.
45. (2001). «Οδηγίες μελετών οδικών έργων (OMOE). Τεύχος 4: Κύριες αστικές οδοί (OMOE-KAO). Υπουργείο Ανάπτυξης, Ανταγωνιστικότητας, Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων, Ελληνική Δημοκρατία.
46. (2018). “Tramway principles and guidance. First edition”. Office of Rail and Road ORR. United Kingdom.
47. (2021). “Design manual for roads and bridges. CD 127. Cross-sections and headrooms. Version 1.0.1”. Highways England.
48. American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition” Washington, D.C
49. Kim Y.J. (2018) “Design guidelines for bridges subjected to light rail transit loads”. Transportation Research Board
50. “Guidelines For The Design Of Railway Infrastructure And Rolling Stock”

Websites

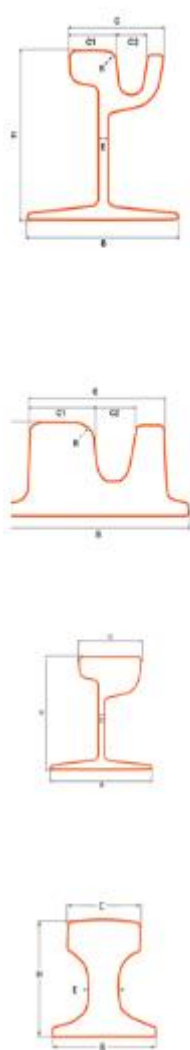
51. Alstom SA. (2014). “Alstom SA: Citadis X05, The latest evolution of Citadis, Saint-Ouen”
<https://www.manualzz.com/download/8548398>
52. DaCoTA Manual. “Road component width”. Ορισμοί για ορθές μετρήσεις ερεισμάτων οδών.
<https://www.dacota-investigation-manual.eu/English/1202>
53. TLT. “Tram fleet.”. Στοιχεία για διάφορα οχήματα τροχιοδρομικών μέσων.
<https://www.tlt.ee/en/about-us/vehicle-fleet-and-history/trams/tram-fleet/>

Notes and Lectures

54. Wingle F.A. (2021). “Road embedded rail tracks for city tram, light rail transit and metro-lite”. drwingle.com
55. Σημειώσεις μαθήματος ΕΜΠ: «Γεφυροποιία 1»

31 Παράρτημα Α. Διατομές ραγών τροχιοδρομικών μέσων

Παρακάτω δίνεται ο πίνακας των διατομών για τις ράγες τροχιοδρομικών μέσων που παράγονται από την ArcelorMittal. Οι διατομές από αυτόν τον πίνακα χρησιμοποιήθηκαν κατά τη μελέτη της γέφυρας.



RAIL PROFILE	EQUIVALENT PROFILE	MASS / M kg/m	DIMENSIONS (mm)						
			R	C1	C2	H	B	E	C
51R1	RI52	51,37	13/80/300	55,83	42,35	130,00	150,00	12,00	113,00
53R1	RI53	52,98	13/80/300	55,83	36,34	130,00	150,00	12,00	113,00
54G1 54R1	41GPU	54,26	13/60/200	56,16	41,09	152,50	141,50	13,00	116,82
54G2	RI54G2	54,55	13/80/200	55,91	41,55	152,50	141,50	13,00	116,82
55G1	35GP	54,77	10/225	56,23	35,94	152,50	141,50	13,00	111,82
55G2	41GP10	55,33	10/225	56,23	40,94	152,50	141,50	13,00	116,82
55G3	41GP13	55,27	13/225	55,61	40,18	152,50	141,50	13,00	116,82
55R1	RI55NK	55,45	13/80/300	56,00	36,00	150,00	150,00	12,00	113,00
57R1	Ph37	56,54	9/210	51,92	60,46	182,00	150,00	11,00	127,00
59R1	RI59	58,97	10/225	56,00	42,00	180,00	180,00	12,00	113,00
59R2	RI59N	58,20	13/80/300	55,83	42,35	180,00	180,00	12,00	113,00
60R1	RI60	60,59	10/225	55,00	36,00	180,00	180,00	12,00	113,00
60R2	RI60N	59,75	13/80/300	55,83	36,35	180,00	180,00	12,00	113,00
62R1	NP40M	62,37	10/225	56,03	34,44	180,00	180,00	12,00	116,00
62R2	NP40S	61,91	13/80/300	56,86	36,98	180,00	180,00	12,00	116,00
67R1	Ph37A	66,76	13/80/300	60,03	58,66	180,00	180,00	13,00	135,00
53K2	MSzTS52	53,34	10/225	56,00	45,00	70,00	156,00	-	116,00
57K2	LK1	57,68	13/80/300	56,00	36,00	72,00	156,00	-	115,00
58K2	112T	58,29	13/60/200	56,20	41,50	72,00	156,00	-	120,00
73C1	VKRi60	72,73	-	-	-	180,00	180,00	12,00	113,10
MRS125	-	125,00	-	-	-	180,00	180,00	40,00	120,00

Figure 31.1: Οι διατομές για τις ράγες τροχιοδρομικών μέσων (από rails.arcelormittal.com)

32 Παράρτημα Β. Διατμητικοί ήλοι Nelson

Παρακάτω δίνεται ο πίνακας των διατμητικών ήλων Nelson που χρησιμοποιήθηκαν ως διατμητικοί σύνδεσμοι για τις σύμμικτες διαδοκίδες της γέφυρας. Από τον πίνακα ουσιαστικά λαμβάνεται το διαθέσιμο ύψος του ήλου ανάλογα με την επιλεγόμενη διάμετρο του κορμού.

Shear Studs held in stock

D Diameter	Nominal Length	L Length	A	H	Burn off
M13	50	54	8	25	4
M13	100	104			
M13	150	154			
M16	65	69	8	32	4
M16	100	104			
M16	150	154			
M16	50	55	10	32	5
M19	75	80			
M19	80	85			
M19	95	100			
M19	100	105			
M19	125	130			
M19	150	155			
M19	175	180			
M19	200	205			
M19	250	255			
M19	300	305	10	35	5
M22	100	105			
M22	125	130			
M22	150	155			
M22	200	205			
M22	250	255	13	41	6
M25	100	106			
M25	125	131			
M25	200	206			

Figure 32.1: Οι διατμητικοί ήλοι Nelson (από τον αντίστοιχο κατάλογο)

33 Παράρτημα Γ. Περιβάλλουσες αξονικών δυνάμεων διαδοκίδων

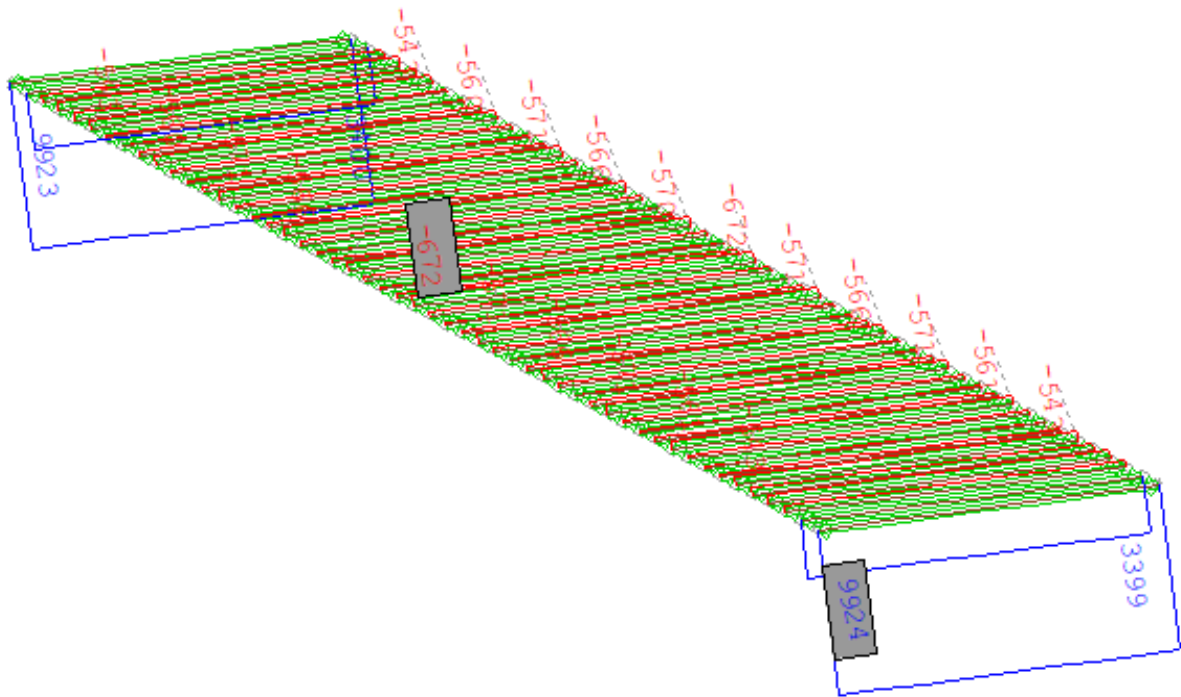


Figure 33.1: Περιβάλλουσα ΟΚΑ μέγιστων αξονικών δυνάμεων N_{Ed} (προοπτικό όλων των διαδοκίδων)

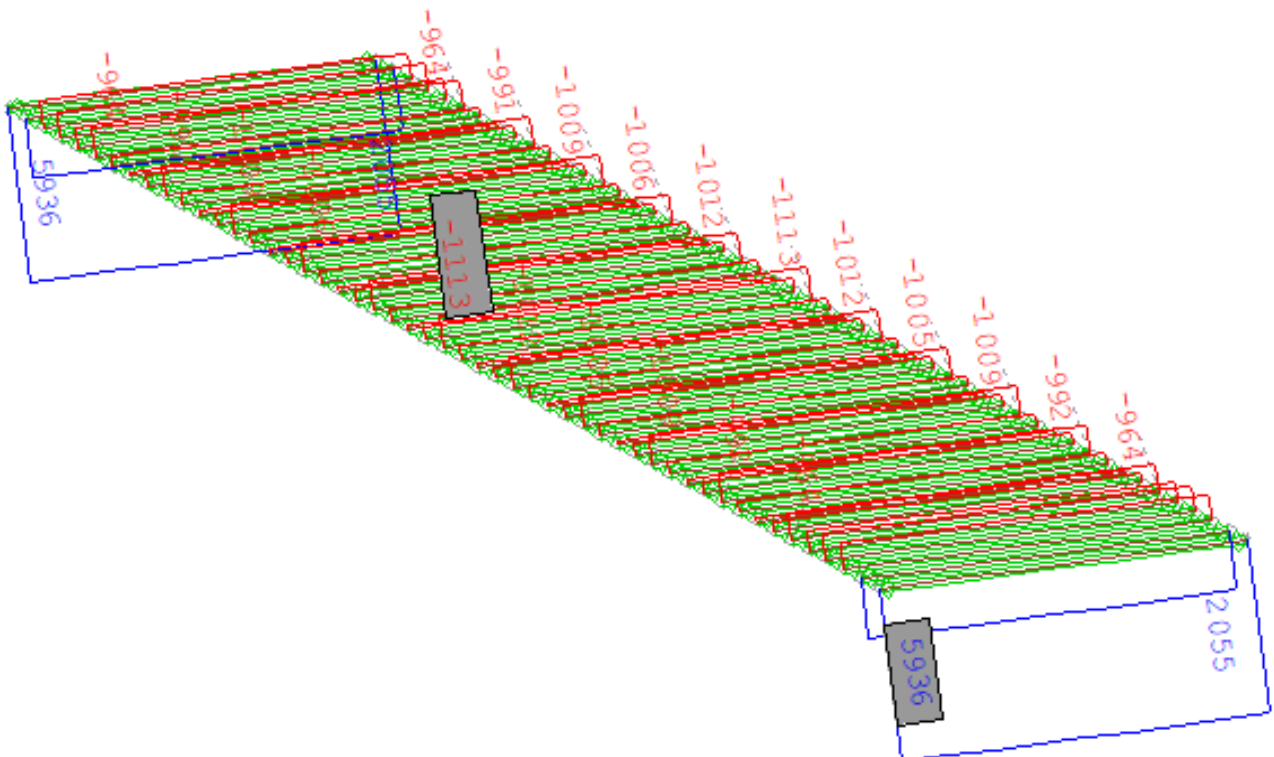


Figure 33.2: Περιβάλλουσα ΟΚΑ ελάχιστων αξονικών δυνάμεων N_{Ed} (προοπτικό όλων των διαδοκίδων)