



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Διατμηματικό Πρόγραμμα Μεταπτυχιακών Σπουδών
Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση Κατασκευών
Τομέας Δομοστατικής
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Χαλύβδινης Γέφυρας με Δύο Διαδοχικά Λοξά Τόξα και Σύμμικτο Κατάστρωμα



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Μίνωας - Βασίλειος Μπαμπάτσικος

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Επ. Καθηγητής

Αθήνα, Φεβρουάριος 2023

EMK ME 2023/02

Μπαμπάτσικος Β. Μ. (2023)
Σχεδιασμός Χαλύβδινης Γέφυρας με Δύο Διαδοχικά Λοξά Τόξα και Σύμμικτο Κατάστρωμα
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΜΕ 2023/02
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Bampatsikos V.M. (2023)
Structural Design of a Steel Bridge with two Consecutive Diagonal Arches and Composite Deck
Master of Science, MSc Thesis ΕΜΚ ΜΕ 2023/02
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

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 συγγραφέα. 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 συγγραφέα (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

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).

Περιεχόμενα

Περίληψη	8
Abstract	10
Ευχαριστίες	12
1 Τοξωτές Γέφυρες	13
1.1 Γενικά.....	13
1.2 Κατηγοριοποίηση.....	13
1.3 Γενική Λειτουργία Τοξωτών Φορέων	16
1.4 Διαγώνια Τόξα	19
2 Ανάλυση Περιοχής Μελέτης και Δομή Φορέα	23
2.1 Τοποθεσία Έργου.....	23
2.2 Περιορισμοί Ύψους Καταστρώματος και Αποστάσεων Βάθρων	23
2.3 Γεωμετρικές Απαιτήσεις.....	24
2.4 Δομικά Στοιχεία του Φορέα.....	27
3 Βάσεις Σχεδιασμού	31
3.1 Γενικά.....	31
3.2 Σημαντικά Σημεία Συνδυασμών Δράσεων	31
3.3 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ)	32
3.4 Οριακή Κατάσταση Σεισμού	37
3.5 Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)	38
3.6 Ανθεκτικότητα	43
4 Δομικά Υλικά	49
4.1 Σκυρόδεμα	49
4.2 Δομικός Χάλυβας.....	50
4.3 Χάλυβας Οπλισμού Σκυροδέματος	51
4.4 Διατμητικοί Ήλοι.....	51
4.5 Χάλυβας Προεντεταμένων Καλωδίων	52
5 Επιρροές Ερπυσμού και Συστολής Ξήρανσης	53
5.1 Γενικά.....	53
5.2 Συντελεστές Ισοδυναμίας Ερπυσμού και Συστολής Ξηράνσεως.....	54
5.3 Συστολή Ξήρανσης	58
5.4 Εφαρμογή στο Περιβάλλον του MIDAS Civil.....	59

6	Δράσεις Σχεδιασμού	63
6.1	Γενικά.....	63
6.2	Μόνιμες Δράσεις.....	64
6.3	Φορτία Κυκλοφορίας.....	76
6.4	Θερμοκρασιακά Φορτία.....	87
6.5	Φορτίο Χιονιού	99
6.6	Γενικές Παράμετροι Ροής Ανέμου	107
6.7	Παράμετροι Υπολογισμού Ροής σε Μεμονωμένες Διατομές	110
6.8	Φορτία Ανέμου σε Γέφυρες.....	114
6.9	Σεισμικό Φορτίο	126
7	Διαστασιολόγηση Τυπικής Σύμμικτης Διαδοκίδας	131
7.1	Γενικά.....	131
7.2	Συνεργαζόμενο Πλάτος Σκυροδέματος.....	131
7.3	Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Διατομής Διαδοκίδας 132	
7.4	Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.	135
7.5	Έλεγχοι σε ΟΚΛ	157
8	Ευστάθεια Διαδοκίδας - Φάση Σκυροδέτησης	163
8.1	Γενικά.....	163
8.2	Κατηγοριοποίηση Διατομής	163
8.3	Προσεγγιστική Μέθοδος – Ακλόνητες Πλευρικές Στηρίξεις.....	164
8.4	Γενική Περίπτωση EN 1993-1-1 §6.3.2.2	166
8.5	Στροφική Δέσμευση Άνω Πέλματος απο το Χαλυβδόφυλλο	168
8.6	Προσομοίωση Μέλους με Επίπεδα Πεπερασμένα Στοιχεία	190
8.7	Εξασφάλιση Διαδοκίδας στη Φάση Κατασκευής	193
8.8	Συμπέρασμα.....	199
9	Διαστασιολόγηση Χαλύβδινων Κύριων Δοκών.....	201
9.1	Γενικά.....	201
9.2	Διάταξη Δοκών	201
9.3	Προσομοίωση	204
9.4	Εντατικά Μεγέθη	204
9.5	Έλεγχοι σε Επίπεδο Διατομής	208
9.6	Έλεγχοι σε Επίπεδο Μέλους.....	213

9.7	Έλεγχος Κύρτωσης Κορμού Προερχόμενης απο το Πέλμα.....	220
9.8	Έλεγχος Ενδιάμεσων Εγκάρσιων Ενισχύσεων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες	221
9.9	Αντοχή Έναντι Συγκετρωμένων Δυνάμεων Καλωδίων	223
10	Διαστασιολόγηση Χαλύβδινων Τόξων	227
10.1	Γενικά.....	227
10.2	Ανάλυση 1 ^{ης} Τάξης	228
10.3	Εντατικά Μεγέθη	229
10.4	Έλεγχοι σε Επίπεδο Διατομής	232
10.5	Ευστάθεια Μέλους.....	234
10.6	Ανάλυση 2 ^{ης} Τάξης	240
10.7	Προπαραμόρφωση Τόξου (Pre-Camber).....	245
10.8	Συμπέρασμα.....	245
11	Διαστασιολόγηση Αναρτήρων.....	247
11.1	Γενικά.....	247
11.2	Στατική Συμπεριφορά Αναρτήρα	248
11.3	Θέση Αναρτήρων.....	251
11.4	Αρχική Προένταση	252
11.5	Διάταξη	253
11.6	Προσομοίωση στο MIDAS Civil.....	254
11.7	Γραμμική Ανάλυση.....	256
11.8	Γεωμετρικώς μη Γραμμική Ανάλυση	270
11.9	Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.	274
11.10	Έλεγχοι σε Ο.Κ.Λ.	275
11.11	Συμπέρασμα.....	276
12	Αντικατάσταση Αναρτήρα	277
12.1	Γενικά.....	277
12.2	Προσομοίωση και Αποτελέσματα	277
13	Τυχηματική Απώλεια Αναρτήρα	281
13.1	Γενικά.....	281
13.2	Προσομοίωση	281
13.3	Αποτελέσματα.....	282

14 Κόπωση.....	285
14.1 Γενικά.....	285
14.2 Μέθοδοι Υπολογισμού	285
14.3 Έλεγχος Κόπωσης.....	286
14.4 Πρότυπη Φόρτιση Κόπωσης και Απλοποιημένη Ανάλυση σε Κόπωση 289	
14.5 Έλεγχος Κόπωσης Δομικού Χάλυβα Διαδοκίδας	290
14.6 Έλεγχος Κόπωσης Δατμητικών Ήλων Διαδοκίδας.....	292
14.7 Έλεγχος Κόπωσης Σκυροδέματος	294
15 Διαστασιολόγηση Εφεδράνων	295
15.1 Γενικά.....	295
15.2 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα	295
15.3 Προσομοίωση	296
15.4 Έλεγχοι Εφεδράνων.....	300
16 Τυπικές Συνδέσεις Φορέα.....	309
16.1 Γενικά.....	309
16.2 Διασύνδεση MIDAS Civil με IDEA STATICA.....	309
16.3 Κοχλιωτή Σύνδεση Κύριας Δοκού-Διαδοκίδας.....	310
16.4 Πλήρης Αποκατάσταση Συνέχειας Κύριας Δοκού.....	312
16.5 Συγκόλληση Κύριων Τόξων με Δευτερεύοντα	316
16.6 Συγκόλληση Συνδετήριων Δοκών με τα Τόξα	318
16.7 Σύνδεση Αναρτήρα	319
16.8 Συνολικό Βάρος Φορέα	320
17 Αναλυτικό Προσομοίωμα	321
17.1 Γενικά.....	321
17.2 Ανωδομή	321
17.3 Υποδομή.....	324
17.4 Ανάλυση με Φάσεις Κατασκευής.....	330
18 Φωτορεαλιστική Απεικόνιση	337
19 Συμπεράσματα	343
20 Πηγές-Βιβλιογραφία.....	344
Παράρτημα Α : Σύγκριση Αριθμητικών Προσομοιωμάτων για Έλεγχο Ευστάθειας Διαδοκίδας στη Φάση Κατασκευής	345

Παράρτημα Β : Κατάλογος Σχημάτων.....	348
Παράρτημα Γ : Κατάλογος Πινάκων	354

Σχεδιασμός Χαλύβδινης Γέφυρας με Δύο Διαδοχικά Λοξά Τόξα και Σύμμικτο Κατάστρωμα

Μπαμπάτσικος Β.Μ. (Επιβλέπων:Θανόπουλος Π.)

Περίληψη

Η μελέτη πραγματεύεται τον πλήρη δομοστατικό σχεδιασμό ενός τοξωτού φορέα γέφυρας 2 συνεχών ανοιγμάτων των 100m, με δύο διαδοχικά τόξα χρησιμοποιώντας το λογισμικό στατικών και δυναμικών αναλύσεων γεφυροποιίας, MIDAS Civil. Η ιδιαιτερότητα της συγκεκριμένης γεωμετρίας, σχετίζεται με την λοξότητα των τόξων που αναρτούν το σύμμικτο κατάστρωμα και τους περιορισμούς λειτουργικότητας που απορρέουν από αυτή. Επισημαίνεται, ότι τα τοξωτά μέλη δεν συνδέονται με τις κύριες δοκούς ως τόξα ελυστήρα αλλά πακτώνονται εκτός του ορίου του οδοστρώματος απαιτώντας έτσι άκαμπτες στηρίξεις στο έδαφος.

Η στατική λειτουργία των λοξών τόξων μοιάζει αρκετά με την φιλοσοφία των παράλληλων τόξων, ωστόσο εδώ τα τόξα είναι μονά και φέρουν όλη την ένταση. Συχνά, προς ικανοποίηση της καλαισθησίας και της εκάστοτε αρχιτεκτονικής οπτικής απαίτησης, η γεωμετρία των μελών τείνει να συγκρούεται με την πλήρη αξιοποίηση των αντοχών μιας “μη συμβατικής” γεωμετρίας με αποτέλεσμα οι αναλύσεις να είναι συνθετότερες, ο φορέας να υπολειτουργεί σε κάποιο βαθμό και το έργο συνολικά να καθίσταται πιο δαπανηρό.

Οι δράσεις που λήφθηκαν υπόψη στην παρούσα μελέτη είναι αυτές που προδιαγράφονται στον *EN 1991-1* ενώ οι βάσεις σχεδιασμού αφορούν οριακές καταστάσεις αστοχίας, λειτουργικότητας, τυχηματικές και σεισμού. Διαστασιολογήθηκαν όλα τα επιμέρους μέλη του φορέα σε επίπεδο διατομών, μελών και αλληλεπίδρασης των ταυτόχρονων εντατικών μεγεθών, ακολουθώντας τις συστάσεις του *EN 1993-1* για τα αμιγώς χαλύβδινα μέλη και του *EN 1994-1* για τα σύμμικτα.

Μεταξύ των υπόλοιπων αναλύσεων, διερευνήθηκε ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός της διαδοκίδας στη φάση κατασκευής και πιο συγκεκριμένα διαπιστώθηκε σε τι βαθμό εξασφαλίζει το άνω πέλμα της δοκού ένα χαλυβδόφυλλο αυξημένου ύψους. Η υπό διερεύνηση δέσμευση προσομοιώθηκε με γραμμικά πλευρικά ελατήρια δυσκαμψίας που παρέχεται από την ενεργό δυσκαμψία της παραμόρφωσης του χαλυβδόφυλλου, την παραμόρφωση της σύνδεσης καθώς και την παραμόρφωση του άνω πέλματος της διαδοκίδας, σύμφωνα με τις διατάξεις του *EN 1993-1-3* για φύλλα ψυχρής έλασης.

Οι κύριες δοκοί, σχεδιάσθηκαν ως αμιγώς χαλύβδινες, ενώ κρίσιμος για την προκύπτουσα διατομή τους ήταν το τυχηματικό σενάριο θραύσης ενός από τους αναρτήρες. Όπως περιγράφεται, οι δύο δοκοί δεν φορτίζονται το ίδιο αφού λόγω της λοξότητας των τόξων, τα καλώδια απουσιάζουν σε ένα μεγάλο κομμάτι της μιας δοκού αντικαθιστώντας έτσι την ανάρτηση, με έδραση σε ένα επιπλέον εφέδρανο.

Πραγματοποιήθηκε 1^{ης} και 2^{ης} τάξης ανάλυση για τα κύρια τόξα με βάση τις ατέλειες που προδιαγράφονται από τον EN για εκτός επιπέδου μορφές μεμονωμένων μελών τόξων στον καθολικό φορέα του αναλυτικού μοντέλου. Η γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού για τα κατακόρυφα φορτία, επισήμανε ότι κρίσιμος για τα κύρια διαγώνια τόξα είναι ο εκτός επιπέδου λυγισμός, σε αντίθεση με τα δευτερεύοντα μέλη όπου λυγίζουν κυρίως στο επίπεδό τους.

Χρησιμοποιώντας τις δυνατότητες του λογισμικού και αξιοποιώντας το μητρώο επιρροής της προέκτασης για δεδομένους περιορισμούς κατακόρυφης μετακίνησης καταστρώματος, προέκυψε, ύστερα από αριθμό επαναλήψεων, η απαιτούμενη προέκταση ικανοποιώντας ταυτόχρονα τα όρια λειτουργικότητας και αστοχίας με βάση την διατομή του καλωδίου. Πραγματοποιήθηκε γραμμική ανάλυση με truss elements αλλά και γεωμετρική μη γραμμική ανάλυση με cable catenary elements και προέκυψε ότι η συμπεριφορά των καλωδίων των 2 αναλύσεων αποκλίνει ελάχιστα λαμβάνοντας υπόψη και την βύθιση του καλωδίου σε κάθε βήμα φορτίου με την επαναληπτική μέθοδο Newton-Raphson.

Εξετάστηκαν δύο σενάρια, αντικατάστασης και θραύσης καλωδίου στον φορέα. Το πρώτο αφορά την απλή αντικατάσταση ενός αναρτήρα λόγω φθοράς ή καιρικών συνθηκών υπό τα φορτία λειτουργίας της γέφυρας. Ωστόσο, το δεύτερο είναι ένα δυναμικό φαινόμενο και εξετάζεται με ισοδύναμο στατικό τρόπο στο αναλυτικό προσομοίωμα, για τα οινονεί μόνιμα φορτία, προσαυξάνοντας την φόρτιση με αντίστοιχο δυναμικό συντελεστή.

Σχετικά με την κόπωση, παρ'όλο που το συνολικό άνοιγμα της γέφυρας είναι 200m, κρίσιμος προέκυψε ο έλεγχος του κάτω πέλματος της διαδοκίδας, γεγονός αναμενόμενο αφού το μέλος δουλεύει σε μήκος 24m.

Παράλληλα, στα πλαίσια προδιαστασιολόγησης ελέγχθηκε η συμπεριφορά ελαστομεταλλικών εφεδράνων διαστάσεων 1000x1000x400 χωρίς αποσβεστήρες για τους διάφορους σεισμικούς και μη συνδυασμούς. Προέκυψε ωστόσο, ότι είναι αναγκαία η μόνωση του φορέα είτε με εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου ή με προσθήκη αποσβεστήρων σε σημεία στα βάθρα.

Ακολούθησε η διαστασιολόγηση τυπικών συνδέσεων της ανωδομής με πεπερασμένα στοιχεία και ελέγχθηκε ο περιορισμός τάσεων κατά VonMises στο όριο διαρροής, για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς.

Τελικά, για την πιο ελκυστική παρουσίαση της γεωμετρίας και την κατανόηση των περιορισμών λειτουργικότητας που προκύπτουν από την λοξότητα των τόξων, πραγματοποιήθηκε φωτορεαλιστική απεικόνιση του υπό μελέτη φορέα μέσα από λογισμικά 3D σχεδίασης και απεικόνισης.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

MASTER OF SCIENCE, MSc THESIS

EMK ME 2023/02

Structural Design of a Steel Bridge with two Consecutive Diagonal Arches and Composite Deck

Bampatsikos V.M. (supervised by Thanopoulos P.)

Abstract

This study deals with the complete structural design of an arch bridge of 2 main spans, 100m long each with two consecutive diagonal arches through the deck. The software that was used, is the specialized bridge analysis Korean software called Midas Civil. The main particularities of the understudy geometry, are related to the skewed main arches that suspend the deck below and the serviceability limitations that derive from it. It is noted also, that the arches are not connected to the main girders to form a tied arch bridge, but they are being fully fixed out of the bounds of the composite deck of the bridge, demanding solid and rigid foundations.

The structural behavior of diagonal arches is more or less similar to that of the parallel to the deck arches, however, while the second work as a compression frame system, the first tend to carry the whole load as sole members. So, in order to satisfy the elegance and the the demanded architectural approaches, the geometry of a structure tends to contravene with the expected exploitation of the resistance of a “noncompatible” geometry, something that leads to more complex analyses, the structure tends to underperform and eventually becoming more expensive material wise.

The loads that were taken into consideration on this particular case are those specified in the *EN 1991-1*, while the states of the design have to deal with ultimate loads, serviceability limits, accidental actions and seismic states. All of the members were designed for all the internal forces of the considered states as cross sections and members following the considerations of *EN 1993-1* for the steel parts and the *EN 1994-1* for the composite ones.

On the construction phase, it was examined to which extent, a thick and high steel sheet could laterally support the top flange of a typical cross girder that is prone to buckle from lateral-torsional effects because of its long span. This lateral support was simulated with axial side springs along the span of the beam, of a stiffness that is provided by the deformations of the active cross sectional area of the steel sheet, the connection between the sheet and the top flange and the deformations of the top flange, according to the specifications of *EN 1994-3* for category 4 cold form sheets.

The main girders were designed as steel members and not composite like the cross girders, while critical for their demanded final cross section, was the scenario of a cable snapping. Also, it is noted that because of the diagonal arches the loading is not symmetrical for the two girders, while one of them is not continuously suspended with cables but sitting on an extra bearing.

A 1st and 2nd order analysis is carried out for the main diagonal arches based on the member imperfections that are advised from EN for out of plane modes of fully fixed arches. The linear

buckling analysis for all the the vertical loads, indicated that for the main diagonal arches the out of plane buckling is critical whereas the secondary arched members mainly buckled inside their plane.

Using the vast variety of functions from the software and more specifically utilizing the influence matrix and unknown load factor method, for specific constraints of the vertical deformations of the deck, the demanded pretension loads emerged, after a big amount of iterations. A Linear and Geometric Nonlinear analysis (Newton Raphson method) was carried out with truss elements and cable catenary elements respectively and showed that the stiffness of the cables from the two analyses did not differ significantly on the last step.

In addition, two scenarios were examined, the replacement and the snap of a cable. The first has to do with the replacement of a cable because of time decay or extreme weather conditions, and is being carried out while the bridge is functioning. However, the second scenario is considered a dynamic phenomenon that is being examined as an equivalent static load case on the analytical model, using of course a magnified dynamic factor on the procedure.

Regarding the fatigue analysis of the bridge, the developing stresses showed that while the total span is not so prone to the phenomenon, the demanded cross section of the cross girder is susceptible to fatigue, especially the lower flange. A case that seems right, as the cross girders are 24m long.

Moreover, the behavior of 8 elastomeric bearings of dimensions 1000x1000x400 was examined, without damping systems for the ultimate and seismic states accordingly. The conclusion is that eventually a damping system is needed and that could be achieved again with elastomeric bearings with lead cores, or dampers on the abutments.

Additionally, typical connections of the superstructure with finite elements were designed, with the main criteria being the limitation of the stresses under the yield stress, according to the VonMises criterion for the limit states of the design.

Eventually, for the better understanding of the serviceability limitations and the attraction of the presentation of the structure, a 3D photorealistic rendering was carried out, using leading 3D design software and render engines to provide the reader with a more pleasant read.

Ευχαριστίες

*Μόνο ευγνωμοσύνη και σεβασμό θα μπορούσα να τρέφω απέναντι στον επιβλέποντα δάσκαλο, τόσο της Μεταπτυχιακής μου Εργασίας όσο και της Διπλωματικής Εργασίας στον Προπτυχιακό Κύκλο Σπουδών μου, **κ. Παύλο Θανόπουλο**, Επ. Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών. Ανιδιοτελής και ατέρμονη στήριξη σε όλους τους τομείς, όπου με έκανε να δεσμευθώ για την συγκεκριμένη μελέτη.*

Επιπλέον, θέλω να ευχαριστήσω προσωπικά τους,

***κ. Χάρη Γαντέ**, Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών, ως μέλος της επιτροπής της Μεταπτυχιακής μου Εργασίας αλλά και ως υπεύθυνο διδασκαλίας των επιλεγμένων μεταπτυχιακών μαθημάτων “Σχεδιασμός Καλωδιωτών Κατασκευών και Μembranών” και “Θαλάσσιες Μεταλλικές Κατασκευές” κατά το ακαδημαϊκό έτος 2021-2022.*

***κ. Δημήτριο Βαμβάτσικο**, Αναπληρωτή Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών, ως μέλος της επιτροπής της Μεταπτυχιακής μου Εργασίας αλλά και ως υπεύθυνο διδασκαλίας του επιλεγμένου μεταπτυχιακού μαθήματος “Σχεδιασμός Κτιρίων απο Χάλυβα” κατά το ακαδημαϊκό έτος 2021-2022.*

Τελικά, το μεγαλύτερο Ευχαριστώ πάει στους δικούς μου ανθρώπους, για την συνεχόμενη έμμεση και άμεση στήριξη σε όλη την ακαδημαϊκή μου πορεία.

Διότι, μόνος θα πας γρήγορα (μάλλον) αλλά με παρέα θα πας μακριά, ή κάπως έτσι...

1 Τοξωτές Γέφυρες

1.1 Γενικά

Οι τοξωτές γέφυρες που μπορεί να συναντήσει κάποιος με μια απλή αναζήτηση στο διαδίκτυο είναι πολυπληθής, τόσο σε διεθνές επίπεδο όσο και στον Ελλαδικό χώρο. Αν και στη χώρα μας, οι περισσότερες που υφίστανται προέρχονται από τα αρχαϊκά χρόνια με τη χρήση λίθων, υπάρχουν κάποια διεθνώς διακριθέντα παραδείγματα σύγχρονων τοξωτών φορέων, όπως για παράδειγμα η γέφυρα της Τσακώνας ή η σιδηροδρομική γέφυρα της Εκκάρας.

Το παρόν κεφάλαιο έχει ως στόχο την αναφορά και παράλληλα την ποιοτική ανάλυση μέσω απλών δισδιάστατων σχημάτων και φωτογραφιών, του φορέα κάθε αναφερόμενης γέφυρας, ώστε να γίνει κατανοητή στον αναγνώστη, Μηχανικό και μη, η λειτουργία των δομικών φορέων τέτοιου είδους κατασκευών και η συνεργασία των φερόντων και φερόμενων μελών ενός συνολικού φέροντος οργανισμού. Η αναφορά περιλαμβάνει τοξωτούς φορείς σε διεθνές και μη έδαφος από οπλισμένο σκυρόδεμα, χάλυβα αλλά και τη σύμμικτη συνεργασία των δύο υλικών.

1.2 Κατηγοριοποίηση

Υπάρχουν 3 ειδών γενικότερες κατηγορίες τοξωτών γεφυρών, οι οποίες μπορούν να χωριστούν και σε υποκατηγορίες σε κάθε περίπτωση, ανάλογα το μέλος που εξετάζεται.

Deck Arch Bridge

Γέφυρες όπου το κατάστρωμα τοποθετείται πάνω από το τόξο και στηρίζεται με κατακόρυφα στοιχεία σε αυτό, μεταφέροντας του μέσω θλίψης όλα τα φορτία της ανωδομής.



Σχήμα 1.1 : New River Gorge Bridge, United States

Through Arch Bridge or Half-Through Arch Bridge

Όπου το τόξο διαπερνά το κατάστρωμα και συνεχίζει ώσπου να θεμελιωθεί στο έδαφος



Σχήμα 1.2 : Wuxia Yangtze River Half Through Arch Bridge, China



Σχήμα 1.3 : Humber Bay Through Arch Bridge, Ontario Lake



Σχήμα 1.4 : Τοξωτή Γέφυρα Τσακόνας

Bowstring Arch Bridge or Tied Arch Bridges

Είναι η αντιστοιχία της ελληνικής σημασίας ως τόξο ελκυστήρα, όπως περιγράφεται και παρακάτω, όπου οι κύριες δοκοί λειτουργούν ως ελκυστήρες στην ώθηση του τόξου.



Σχήμα 1.5 : River Usk Crossing, Newport

Corbel Archs

Απο πηγές θεωρείται ως η αρχαιότερη μονότοξη διατηρημένη γέφυρα του κόσμου και επιβεβαιωμένα της Ευρώπης



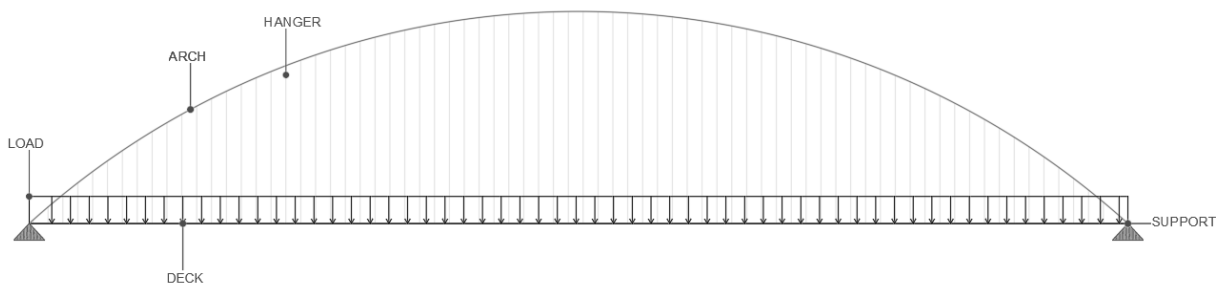
Σχήμα 1.6 : Αρκάδικο, Μυκήνες

1.3 Γενική Λειτουργία Τοξωτών Φορέων

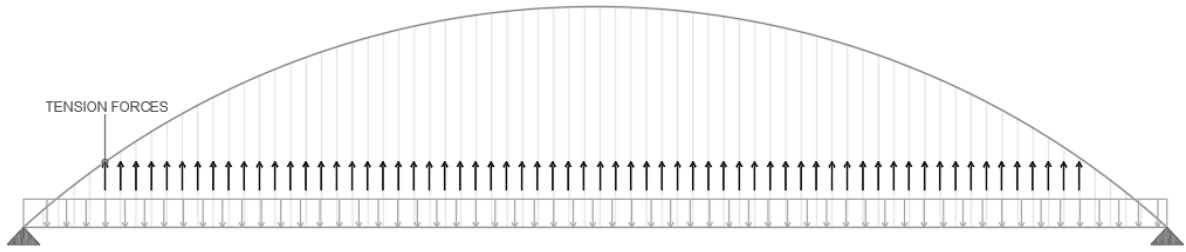
1.3.1 Γενικά

Ένας τοξωτός φορέας λειτουργεί μεταφέροντας όλα τα φορτία της ανωδομής στο κυρίαρχο θλιβόμενο φέρων στοιχείο, το τόξο. Με τη σειρά του, το τόξο τα μεταφέρει στην υποδομή της γέφυρας (ακρόβαθρα-μεσόβαθρα) και απο εκεί στη θεμελίωση.

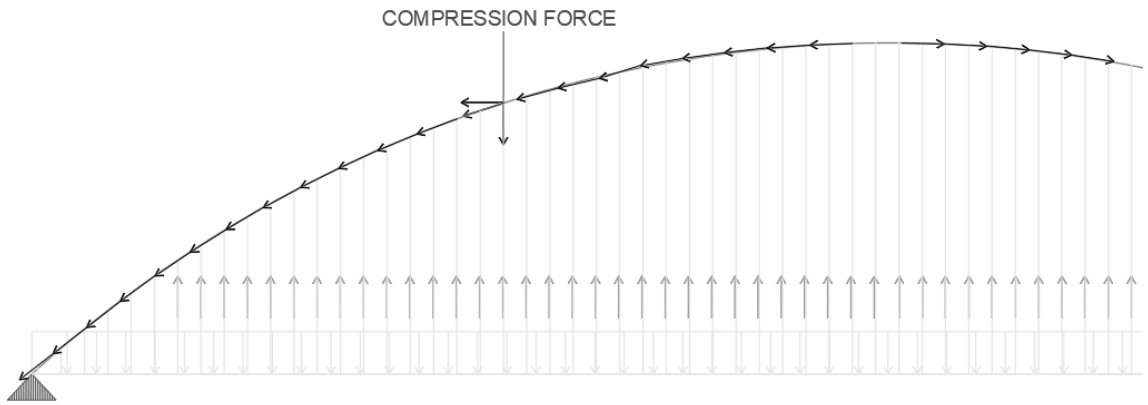
Τα ίδια βάρη των δομικών μελών και τα κινητά φορτία, όπως για παράδειγμα η κυκλοφορία των οχημάτων, ο άνεμος, οι θερμοκρασιακές μεταβολές κλπ, φορτίζουν το κατάστρωμα της γέφυρας όχι μόνο.



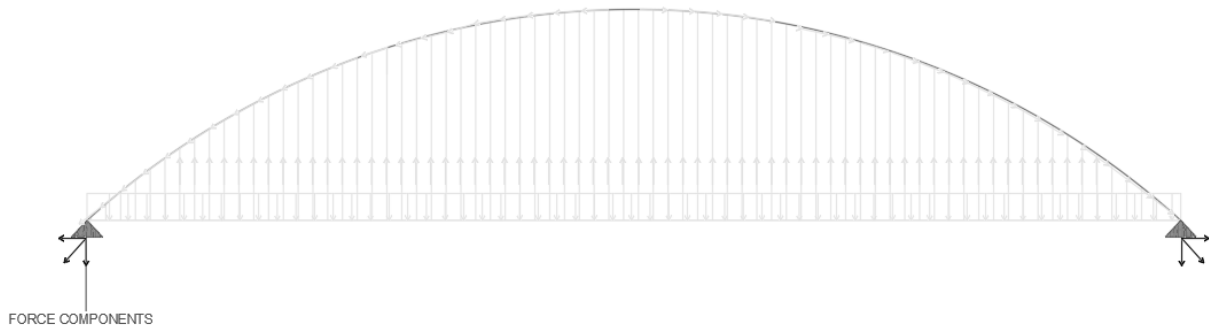
Το φοτίο αυτό στη συνέχεια ταξιδεύει και φορτίζει, μέσω εφελκυσμού των αναρτήρων ή χαλύβδινων στοιχείων δικτυώματος, τη διατομή του τόξου, εισάγοντας του μια κατακόρυφη δύναμη.



Η κατακόρυφη αυτή δύναμη είναι ίση και αντίθετη της εφελκυστικής δύναμης των αναρτήρων η οποία αποτελεί μέρος εκ των δύο συνιστωσών της θλίψης που αναπτύσσεται στο τόξο.



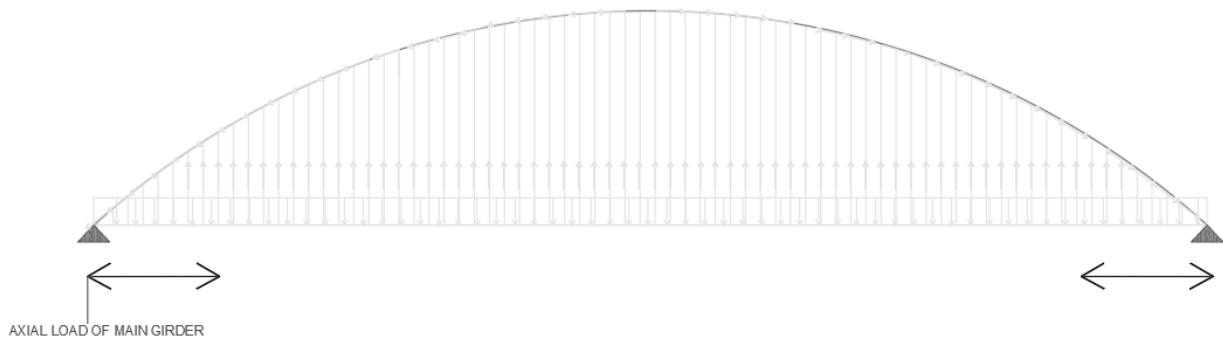
Τελικά η θλίψη αυτή ταξιδεύει στις στηρίξεις του τόξου.



Στο σημείο αυτό, εισάγονται οι δύο βασικές διαφορές της κατηγοριοποίησης που αναφέρεται παραπάνω και πως εναλλάσσουν την μεταφορά των φορτίων τους στα μέλη. Ωστόσο, σημειώνεται ότι υπάρχουν πολλές περισσότερες κατηγορίες ανάλογα το μέλος που εξετάζεται κάθε φορά με αυτές τις δύο ως τις πιο βασικές.

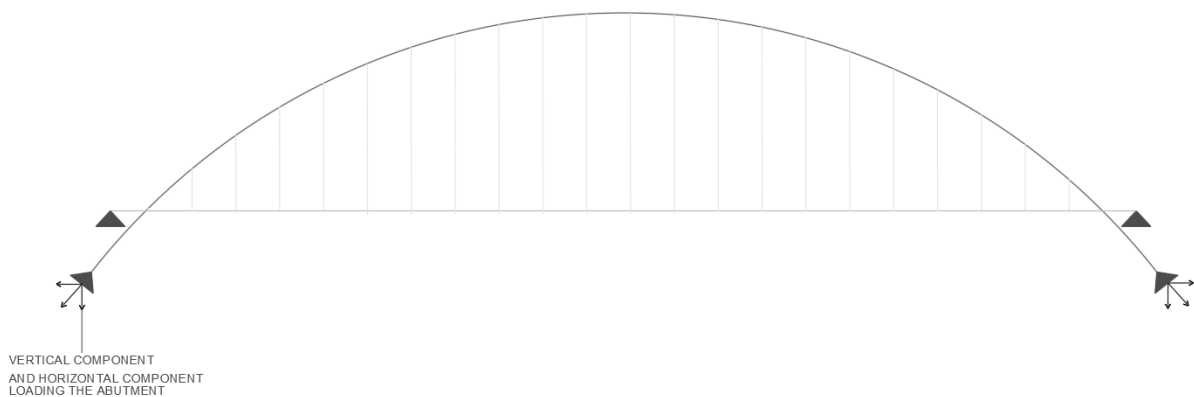
1.3.2 Τόξο Ελκυστήρα

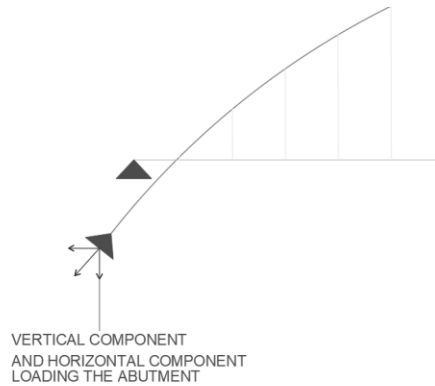
Το τόξο συνδέεται με την κύρια δοκό του καταστρώματος. Η οριζόντια συνιστώσα της θλιπτικής δύναμης τείνει να “ανοίξει” το τόξο. Η κύρια δοκός αντιδρά, λειτουργώντας ως ελκυστήρας, οπότε αναπτύσσεται μια ίση και αντίθετη δύναμη στην κύρια δοκό εισάγοντας έτσι μια σημαντική αξονική ένταση στο κατάστρωμα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, τελικά, η στήριξη του τόξου (ακρόβαθρα) να καταπονείται μόνο από την κατακόρυφη συνιστώσα. Συνεπώς η θεμελίωση σχεδιάζεται για μικρότερες εντάσεις ενώ στην κύρια δοκό μπορεί να γίνει κρίσιμος ο λυγισμός του μέλους λόγω θλίψης.



1.3.3 Τόξο Χωρίς Ελκυστήρα ή Πάκτωση Εκτός Ορίου Καταστρώματος

Στην περίπτωση αυτή, η οριζόντια συνιστώσα του τόξου δεν παραλαμβάνεται από την κύρια δοκό. Οι στηρίξεις του τόξου καταπονούνται όχι μόνο από την κατακόρυφη συνιστώσα αλλά και από σημαντική οριζόντια δύναμη λόγω της ώθησής του. Στις περιπτώσεις αυτές οι στηρίξεις σχεδιάζονται άκαμπτες και το βάθρο καλείται να παραλάβει σημαντικά μεγαλύτερες εντάσεις από ότι στο τόξο εκκυστήρα.

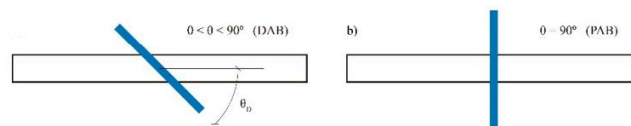




1.4 Διαγώνια Τόξα

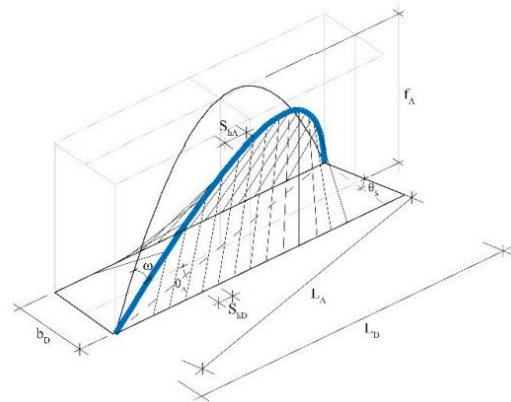
1.4.1 Μεταβλητές

Όπως αναφέρεται και παραπάνω, η κατηγοριοποίηση των τοξωτών φορέν είναι ευρεία, με τις δύο βασικές γενικές κατηγορίες να είναι αυτές που περιγράφονται στα §1.3.2 και §1.3.3. Ωστόσο, υπάρχουν και κάποια παραδείγματα, όπου το τόξο είναι λοξό κατά την διαμήκη έννοια, διασχίζοντας το κατάστρωμα στην εγκάρσια έννοια. Στη διεθνή βιβλιογραφία αναφέρονται ως **DAB** (diagonal arch bridge) όπου το τόξο σε κάτοψη, είναι στραμμένο κατά μια γωνία φ σε σχέση με το κατάστρωμα, αλλά και ως **PAB** (perpendicular arch bridge) όπου το τόξο σε κάτοψη είναι κάθετο στην οριζόντιο του καταστρώματος.

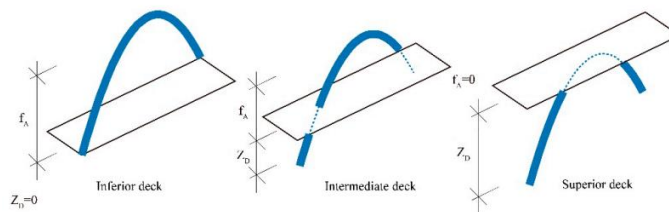


Σχήμα 1.7 : DAB and PAB Classification

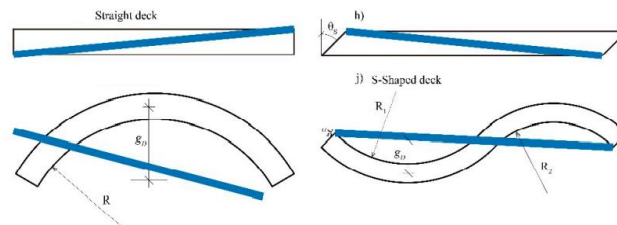
Η διάταξη αυτή παραμετροποιείται περαιτέρω με βάση το ύψος του τόξου σε σχέση με το ύψος του καταστρώματος καθώς και την οριζοντιογραφία της οδοποιΐας, αλλά και ως προς το πλήθος των τόξων και την διάταξη αυτών.



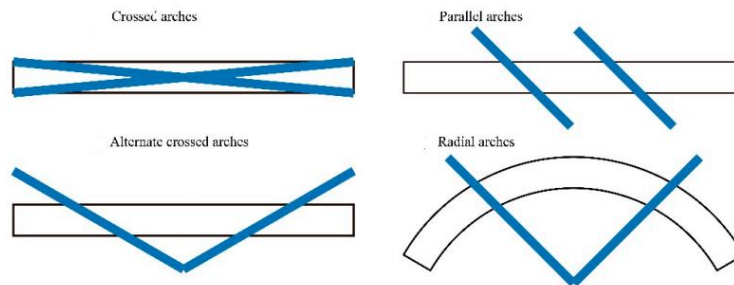
Σχήμα 1.8 : Χαρακτηριστικές Μεταβλητές Γέφυρας



Σχήμα 1.9 : Σχετική Κατακόρυφη Απόσταση Τόξου-Καταστρώματος



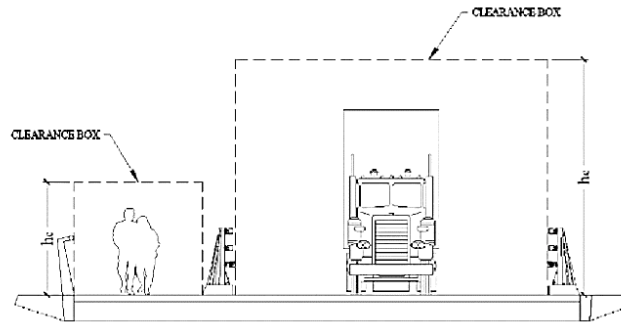
Σχήμα 1.10 : Διάταξη Καταστρώματος σε Κάτοψη



Σχήμα 1.11 : Διάταξη Τόξων

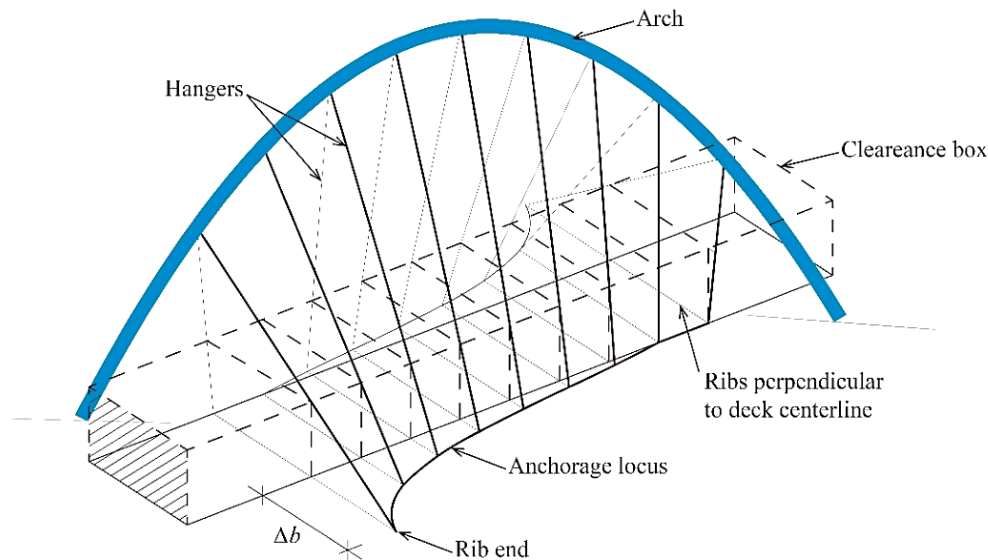
Ένας πρώτος περιορισμός από τον οποίο εξαρτώνται άμεσα βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά και διαστάσεις μιας γέφυρας με διαγώνια τόξα, είναι το ελεύθερο ύψος που οφείλουν να έχουν οι διάδρομοι των πεζών αλλά και τα οχήματα.

Εξαιτίας της λοξότητας των τόξων, οι αναρτήρες αγκυρώνονται στο κατάστρωμα υπό μεγάλες κλίσεις με αποτέλεσμα το πλάτος του καταστρώματος ή το ύψος του τόξου να είναι αυξημένο για λειτουργικούς λόγους.



Σχήμα 1.12 : Ελεύθερα Ύψη Πεζών και Οχημάτων

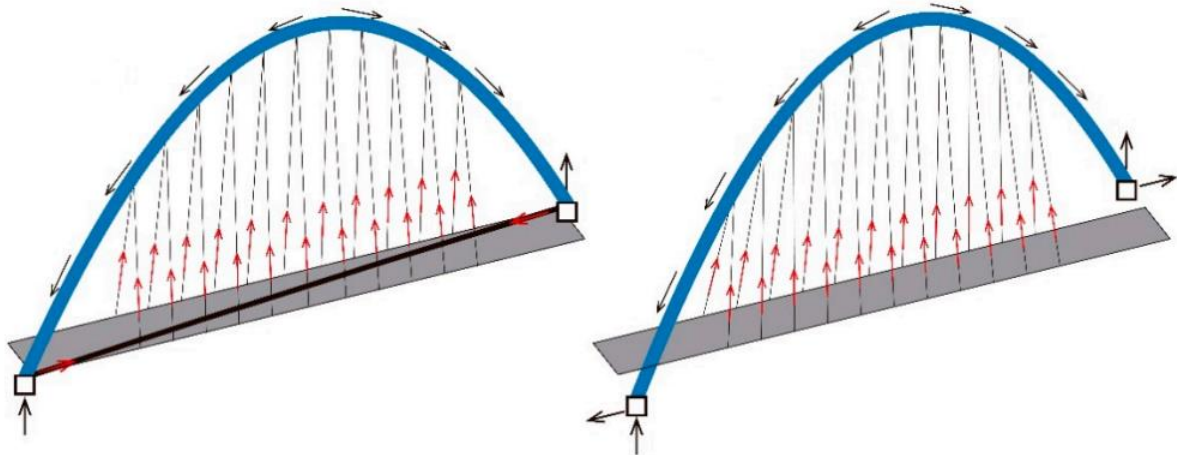
Έτσι σε πολλές περιπτώσεις, το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται είτε διαπλατώνοντας το κατάστρωμα τοπικά, στα σημεία όπου οι αναρτήρες τείνουν περισσότερο στην οριζόντιο είτε αυξάνοντας το ύψος του τόξου. Ωστόσο, αυξάνοντας το ύψος του τόξου, αυξάνεται η κρισιμότητα του φορτίου του εκτός επιπέδου λυγισμού του.



Σχήμα 1.13 : Διαπλάτνση Καταστρώματος λόγω Περιορισμού Ελεύθερου Ύψους

1.4.2 Διαγώνια με Τόξο Ελκυστήρα

Με την ίδια φιλοσοφία των παράλληλων με το κατάστρωμα τόξων σε κάτοψη, έτσι και στη διάταξη των διαγώνιων τόξων, η κύρια δοκός μπορεί να λειτουργήσει ως ελκυστήρας, απορροφώντας την οριζόντια συνιστώσα της εκτόνωσης του τόξου. Ωστόσο, η κύρια δοκός πρέπει να είναι λοξή σε κάτοψη ακολουθώντας την προβολή του τόξου, κάτι που κατασκευαστικά είναι πιο απαιτητικό.



Σχήμα 1.14 : Αριστερά Σχήμα με Ελκυστήρα, Δεξιά Πάκτωση Τόξου Εκτός Ορίου Καταστρώματος

2 Ανάλυση Περιοχής Μελέτης και Δομή Φορέα

2.1 Τοποθεσία Έργου

Η τοποθεσία που κρίθηκε απαραίτητη η κατασκευή του έργου βρίσκεται βόρεια της πόλης Linz της Αυστρίας και ονομάζεται Achleitnersiedlung. Με ένα γρήγορο desk study στη ευρύτερη περιοχή ενδιαφέροντος, εντοπίστηκε ότι οι κοντινότερες γέφυρες που υφίστανται σήμερα απέχουν μόλις 17.50 km βορειοδυτικά του Achleitnersiedlung και 7 km νοτιοανατολικά αυτού. Η αρχική θέση ήταν να τοποθετηθεί βορειότερα της υπό μελέτη περιοχής, στην περιοχή Ottensheim, ώστε να ισομοιραστεί η απόσταση που θα απέχουν οι αμέσως επόμενες γεφυρώσεις. Ωστόσο δεν καθίσταται εύκολο, ή μάλλον φαντάζει αρκετά πιο δαπανηρό δεδομένου ότι η περιοχή δεν συνδέεται άμεσα με κεντρική οδική αρτηρία εκατέρωθεν του Δούναβη, συνεπώς θα έπρεπε να πραγματοποιηθούν αρκετές αλλαγές στο δίκτυο οδοποιίας της περιοχής.



Σχήμα 2.1 : Αεροφωτογραφία από Google Earth Περιοχής Μελέτης

2.2 Περιορισμοί Ύψους Καταστρώματος και Αποστάσεων Βάθρων

Ο σημαντικότερος παράγοντας που οδήγησε στην καταλληλότερη επιλογή των γενικών παραμέτρων της γεωμετρίας είναι οι απαιτήσεις της περιοχής του έργου. Απο τον Δούναβη δραστηριοποιείται εμπόριο και διανέμονται προϊόντα μέσω ναυσιπλοΐας. Συνεπώς αποτελεί χάραξη εμπορευματοκιβωτιοφόρων πλοίων με σημαντικές διαστάσεις καθ' ύψος και κατά το πλάτος. Όλες οι γέφυρες λοιπόν πρέπει να συμμορφώνονται με τις απαιτήσεις αυτές ώστε να μην παρεμποδίζεται η κυκλοφορία της ναυσιπλοΐας, καθώς και να λαμβάνεται υπόψη και μια ανοχή σε περίπτωση ακραίων συνθηκών.

Προκειμένου να καθορισθεί το ελεύθερο ύψος του καταστρώματος καθώς και η τοποθέτηση των βάρων της γέφυρας, πραγματοποιήθηκε ένα desk study σχετικά με το μητρώο γεφυρών της περιοχής.

Πιο συγκεκριμένα, ύστερα απο εκτενή αναζήτηση, εντοπίστηκε το site [Danube Portal / Bridge Dimensions of Danube](#) στο οποίο μπορεί κάποιος να βρεί τα τρέχοντα στοιχεία σχετικά με το ελεύθερο ύψος του καταστρώματος αλλά και τις ελεύθερες αποστάσεις κατά το πλάτος του ποταμού οποιασδήποτε γέφυρας που είναι κατασκευασμένη στον Δούναβη.

Στην περιοχή λοιπόν της Linz και σε ακτίνα κάποιων δεκάδων χιλιομέτρων εκατέρωθεν της πολης, εντοπίστηκαν οι γέφυρες που παρατίθενται στον πίνακα με τα συνοδευόμενα χαρακτηριστικά τους.

Πίνακας 2.1 : Μητρώο Ελεύθερου Ύψους και Πλάτους Γεφυρών στην Περιοχή Μελέτης

Name	CLEARANCE WIDTH (m)	CLEARANCE HEIGHT (m)
Nibelungenbrücke (Linz)	90	7.6
Neue Donaubrücke Linz - NDL	170	997
Straßenbrücke Steyregg	70	8.6
Eisenbahnbrücke Steyregg	67	8.6
Eisenbahnbrücke Steyregg	67	8.6
Fussgängerbrücke Schleuse Aschach	24	8.3
Fussgängerbrücke Schleuse Aschach	24	8.3

Προκύπτει έτσι ένας μέσος όρος περί τα ελάχιστα επιτρεπόμενα όρια, **8.5 m ύψος** και **75 m πλάτος**. Χρησιμοποιώντας τις τιμές αυτές ως κάτω όριο, αποφασίσθηκε το ελεύθερο ύψος, απο την ανώτερη στάθμη του νερού έως την κάτω ίνα της κύριας δοκού, να ληφθεί ίσο με 10 m. Αντίστοιχα, τα βάθρα θα απέχουν 100 μέτρα μεταξύ τους αφήνοντας ένα πλάτος περάσματος κατά περίπου 20% μεγαλύτερο του μέσου όρου των γειτονικών κατασκευών.

2.3 Γεωμετρικές Απαιτήσεις

Η καθαρή απόσταση που πρόκειται να γεφυρωθεί, εννοώντας την καθαρή εγκάρσια απόσταση των υδάτων, ανέρχεται στα 300m περίπου. Είναι ένα αρκετά σημαντικό μήκος και σε συνδυασμό με το γεγονός οτι έχουμε περιορισμούς στον αριθμό βάρων, για ελεύθερη μετακίνηση εμπορικών

πλοίων και μη, μια γέφυρα απο οπλισμένο - προεντεταμένο σκυρόδεμα θα ήταν μάλλον ακατάλληλη ή καλύτερα όχι μονοσήμαντη λύση.

Μια χαλύβδινη γέφυρα με σύμμικτο κατάστρωμα φαντάζει ιδανική, λόγω μεγάλης δυσκαμψίας της σύμμικτης λειτουργίας των φερόντων στοιχείων της αλλά και της γρήγορης εγκατάστασής και τοποθέτησής της. Αυτό δεν σημαίνει ωστόσο οτι δεν υπάρχουν δυσκολίες, όπως οι εργοταξιακές συγκολλήσεις που οφείλουν να γίνουν σε ελεγχόμενο περιβάλλον, σε κλωβούς προστασίας ή το κόστος του χάλυβα.

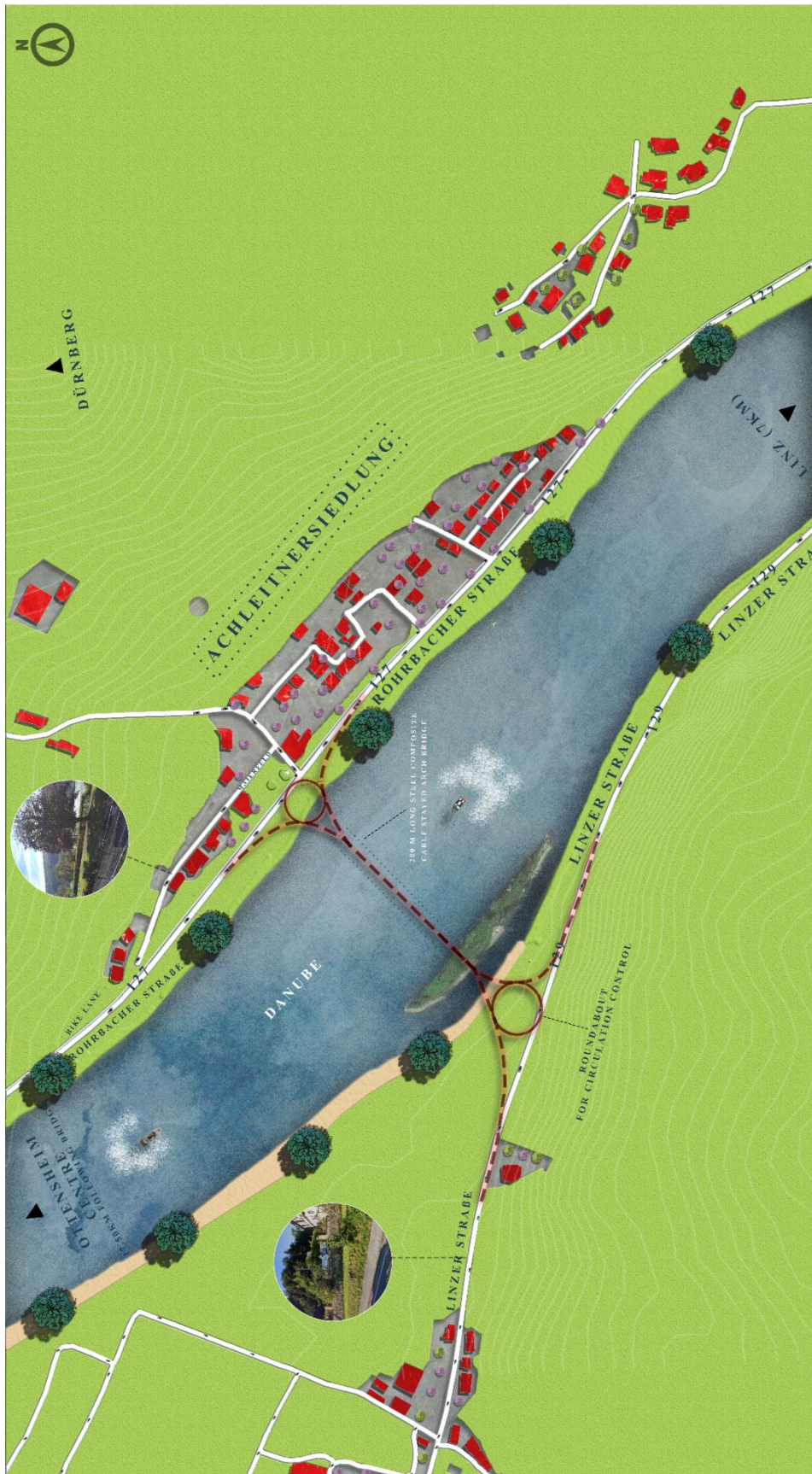
Έτσι λοιπόν, προτείνεται μια υβριδική λύση μεταξύ των 2 κυρίαρχων υλικών. Προκειμένου να υπάρξει συμμετρία κατά τη διαμήκη έννοια της γέφυρας σχεδιάζεται μια κεντρική, τοξωτή με σύμμικτο κατάστρωμα, συνεχής γέφυρα 2 ανοιγμάτων, 100m έκαστο και με συνολικό άνοιγμα τα 200m. Το κατάστρωμα έχει συνολικό πλάτος 24m για να εξυπηρετεί και κυκλοφορία πεζών και αποτελείται απο 50 σύμμικτες διαδοκίδες μεταβλητής διατομής, 2 κύριες χαλύβδινες δοκούς σταθερής διατομής και σύμμικτη πλάκα σκυροδέματος με χαλυβδόφυλλο. Οι κύριες δοκοί συνδέονται σε κάθε δεύτερη διαδοκίδα, με χαλύβδινους προεντεταμένους αναρτήρες οι οποίοι αναρτούν το σύμμικτο κατάστρωμα απο 2 κύρια λοξά χαλύβδινα τόξα, ένα ανά επιμέρους άνοιγμα. Τα κύρια αυτά τόξα είναι λοξά κατά τη διαμήκη έννοια, δηλαδή κατά το άνοιγμα της γέφυρας διασχίζουν εγκάρσια το κατάστρωμα και δεν συνδέονται με την κύρια δοκό ως τόξο ελκυστήρα αλλά πακτώνονται εκτός του ορίου του καταστρώματος.

Όπως αναφέρεται και στο §1.0, εξαιτίας της λοξότητας των κυρίων τόξων, υπάρχουν περιορισμοί συναρτήσεως του ελεύθερου ύψους που πρέπει να μένει τόσο στους διαδρόμους των πεζών, όσο στην κυκλοφορία. Προκειμένου λοιπόν να μπορέσουν να τοποθετηθούν όσοι αναρτήρες χρειάζεται εκατέρωθεν του πλάτους του καταστρώματος, τοποθετούνται και δύο επιπλέον δευτερεύοντα τόξα τα οποία δεν λειτουργούν τόσο ως φέροντα στοιχεία αλλά βοηθούν στην ανάρτηση και αγκύρωση των αναρτήρων. Τα κύρια με τα δευτερεύοντα τόξα συνδέονται μεταξύ τους με χαλύβδινες συνδετήριες δοκούς προς πλευρική εξασφάλιση των πρώτων. Τελικά, το σύστημα αυτό μεταφέρει τα φορτία της ανωδομής μέσω θλίψης στα 3 βάθρα (2 ακρόβαθρα και ένα μεσόβαθρο) μέσω των εφεδράνων και στις πακτώσεις των τόξων.

Η τοξωτή, με σύμμικτο κατάστρωμα, γέφυρα τοποθετείται ακριβώς στο μέσον του ελεύθερου πλάτους του ποταμού. Στα εναπομείναντα 100m συνολικά εκατέρωθεν, σχεδιάζονται δύο ξεχωριστές ανεξάρτητες γέφυρες προσέγγισης (approach bridges) απο προεντεταμένο σκυρόδεμα με διατομές κιβωτίων με οπές στα ανοίγματα και συμπαγείς στις θέσεις των βάθρων λόγω εμφάνισης σημαντικής τέμνουσας. Η γέφυρα προσέγγισης στη νότια μεριά θα έχει συνολικό μήκος 65m και στη βόρεια πλευρά 35m με 3 ανοίγματα των 22m περίπου και 2 ανοίγματα των 17.5m αντίστοιχα.

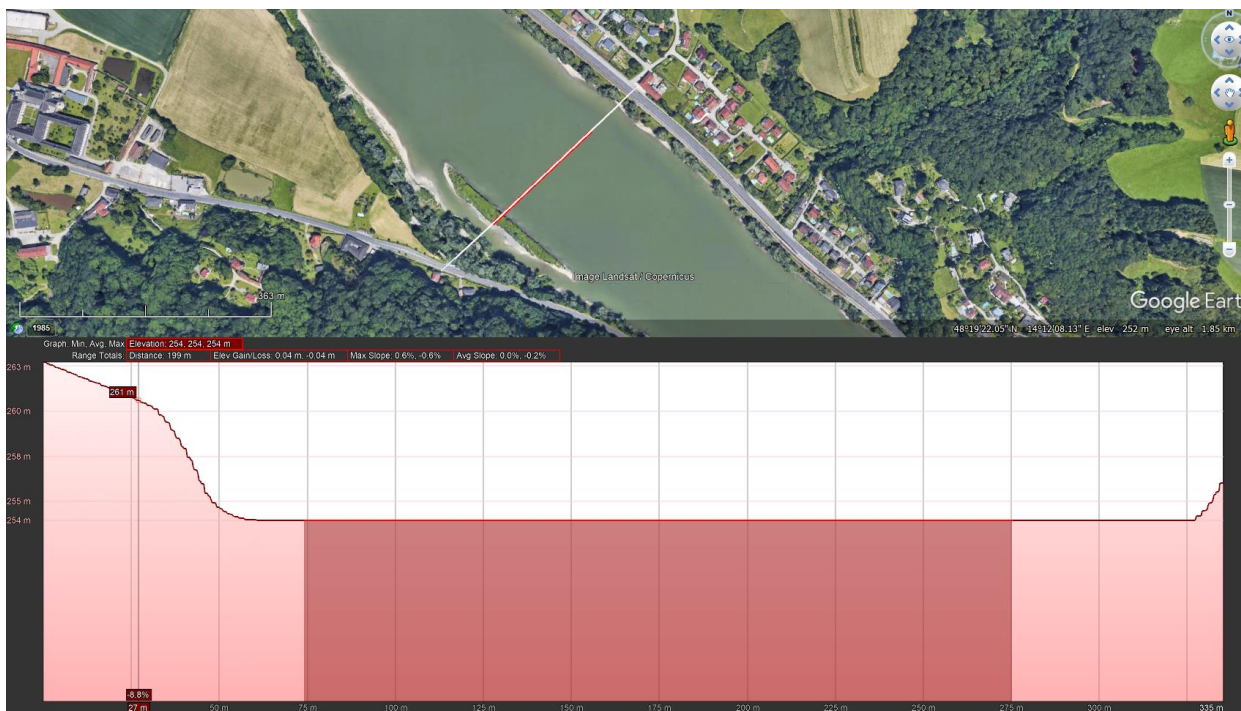
Τελικά, η σύνδεση της συνολικής γεφύρωσης θα πραγματοποιείται με 2 κυκλικές διασταυρώσεις (roundabouts) σε κάθε πλευρά, που θα επιτρέπει στους χρήστες να εισέρχονται, να εξέρχονται και να παρακάμπτουν σε κάθε περίπτωση την γέφυρα χωρίς να εμποδίζεται η κεντρική κυκλοφορία της περιοχής.

Λεπτομερέστερα, στην παρακάτω φωτογραφία φαίνεται το site plan analysis και πως εναρμονίζεται με την ευρύτερη περιοχή του Achleitnersiedlung.



Σχήμα 2.2 : Ανάλυση Περιοχής και Διάταξη Κατασκευής

Με κόκκινο χρώμα (διακεκομμένη) φαίνεται η νέα γέφυρα που μελετάται καθώς και οι δύο κυκλικές διασταυρώσεις που επιτρέπουν την διευκόλυνση της χρήσης της κατασκευής χωρίς να παρεμποδίζεται η κεντρική κυκλοφορία της περιοχής. Αντίστοιχα, με λευκό χρώμα, σημειώνονται οι τοπικές οδοί της περιοχής και πως συνδέονται με την κεντρική αρτηρία αλλά και με την υπό μελέτη γέφυρα.



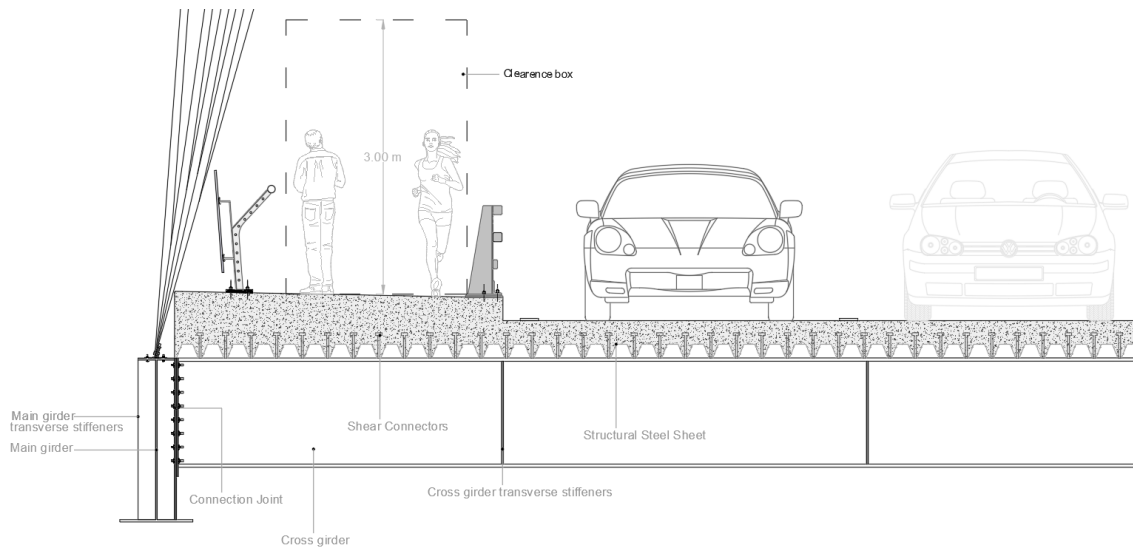
Σχήμα 2.3 : Τομή Εδάφους / Βάθος Πυθμένα

2.4 Δομικά Στοιχεία του Φορέα

2.4.1 Σύμμικτο Κατάστρωμα

2.4.1.1 Ελεύθερα Ύψη

Όπως αναφέρεται και στο υποκεφάλαιο §2.3 το σύμμικτο κατάστρωμα έχει συνολικό πλάτος 24m. Η επιλογή του σημαντικού αυτού πλάτους, επιλέχθηκε για δύο λόγους. Ο πρώτος αφορά τον περιορισμό στο ελεύθερο ύψος των πεζών και των οχημάτων, λόγω της λοξότητας. Συγκεκριμένα, κατά τον σχεδιασμό λήφθηκε ο περιορισμός να υπάρχει ελεύθερο ύψος πάνω από τους πεζούς περί τα 3m ως ελάχιστο όριο. Ωστόσο, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 2.4** αυτό που πραγματικά προέκυψε είναι μεγαλύτερο.



Σχήμα 2.4 : Clearence Box for Pedestrians

Ο δεύτερος λόγος είναι εξαιτίας του μεγάλου πλάτους πεζοδρομίου αφού το πεζοδρομημένο κομμάτι προδιαγράφεται να έχει 8m πλάτος συνολικά, 4m σε κάθε πλευρά κατεύθυνσης, ώστε να εξυπηρετεί πεζούς, ποδηλάτες λόγω της ομορφιάς του περιβάλλοντος και όχι εξαιτίας της βαριάς κυκλοφορίας. Η κυκλοφορία στην ευρύτερη περιοχή είναι συνήθης οπότε, το εναπομένον πλάτος των 16m στο οδόστρωμα είναι υπέραρκετό να φιλοξενήσει την σχετική κυκλοφορία αφού οι λωρίδες των κεντρικών αρτηριών εκατέρωθεν είναι 1 ανά κατεύθυνση.

2.4.1.2 Μέλη Καταστρώματος

Κάθε κύρια δοκός έχει διατομή σχήματος I και αποτελείται από ελάσματα (S355-J2+N). Το συνολικό τους μήκος των 100m ανά άνοιγμα, χωρίζεται σε 2 μέλη των 10m και 7 μέλη των 24m, δηλαδή σε 10 τμήματα συνολικά, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με συνδέσεις πλήρους αντοχής οι οποίες πραγματοποιούνται μέσω διπλών ελασμάτων κορμού και πελμάτων και προεντεταμένων κοχλιών.

Οι διαδοκίδες έχουν θεωρητικό άνοιγμα 23.20m (καθαρό άνοιγμα 22.80m) και τοποθετούνται ανά αποστάσεις των 4m. Έχουν διατομή σχήματος I μεταβλητού ύψους, έτσι επιτυγχάνεται και η απαραίτητη εγκάρσια κλίση 2.5% του οδοστρώματος. Η διαδοκίδα συνδέεται με την κύρια δοκό μέσω μιας μετωπικής πλάκας και προεντεταμένων κοχλιών.

Η πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος (C35/45) σκυροδετείται πάνω σε γαλβανισμένα χαλυβδόφυλλα TATA STEEL 153/1.5 με μια νεύρωση στο άνω πέλμα και 2 επάλληλες νευρώσεις στους κορμούς και έχει συμπαγές πάχος 26 cm πάνω από το χαλυβδόφυλλο. Η διατμητική σύνδεση της πλάκας με τις κύριες και τις εγκάρσιες δοκούς εξασφαλίζεται μέσω διατμητικών ήλων κεφαλής Ø22/150 (S235J2+C460).

2.4.2 Καλώδια

Το σύμμικτο κατάστρωμα αναρτάται από τα τόξα μέσω 32 πλεκτών συρματοσχοίνων κλειστού τύπου (full locked coil) από χάλυβα υψηλής αντοχής ($f_u = 1570 \text{ MPa}$) και με ονομαστικές διαμέτρους 110mm. Τα συρματοσχοίνα έχουν τοποθετηθεί όσο το δυνατόν πιο κοντά στην κατακόρυφο, ώστε να ενεργοποιείται όσο πιο άμεσα γίνεται η εφελκυστική αξονική δυσκαμψία. Έχουν διαταχθεί ανά 8.00 m και συνδέονται με το τόξο και το κατάστρωμα μέσω αρθρωτών συνδέσεων με πείρους. Κάθε αναρτήρας φέρει στο άνω και κάτω άκρο του κεφαλή ανοικτού τύπου (open spelter socket) με άρθρωση διατεταγμένη κατά τη διαμήκη διεύθυνση. Τα συρματοσχοίνα έχουν ισχυρή αντιδιαβρωτική προστασία, για τις εσωτερικές στρώσεις (κυκλικά σύρματα) μέσω γαλβανίσματος και προστατευτικού κάλυματος και για τις εξωτερικές στρώσεις (καλώδια σχήματος Z) μέσω επένδυσης με Galfan ποιότητας A. Επιπλέον, εφαρμόζεται μία τελική εξωτερική προστατευτική επίστρωση επί εγκατεστημένων αναρτήρων. Το σύμμικτο κατάστρωμα είναι σεισμικά μονωμένο, καθώς στηρίζεται στον φορέα πρόσβασης και το ακρόβαθρο μέσω 6 ελαστομεταλλικών εφεδράνων συνήθους απόσβεσης διαστάσεων $1000 \times 1000 \times 408 \text{ mm}$.

2.4.3 Τόξα

Όπως αναφέρεται και στο §2.3, ο φορέας αναρτάται από 4 τόξα, 2 ως κύρια και 2 ως δευτερεύοντα, τα οποία πακτώνονται εκτός του ορίου του καταστρώματος. Η λοξότητα αλλά και η ανομοιομορφία των αναρτήρων προκαλούν επιπρόσθετη στρεπτική ένταση, πέραν της καμπυλότητας του στοιχείου ενώ τα δευτερεύοντα καμπύλα μέλη, τείνουν να ωθούν τα κύρια εκτός του επιπέδου τους.

Συνολικά, οι διατομές που έχουν επιλεγεί στα κύρια λοξά τόξα είναι κοίλες κυκλικές διαμέτρου 2.50m και πάχους τοιχώματος 80mm ενώ τα δευτερεύοντα καμπύλα μέλη είναι διαμέτρου 1.80m και 60mm πάχους. Μεταξύ των δύο κύριων μελών τοποθετούνται συνδετήριες δοκοί για την σύνδεση των 2 μελών. Τα μέλη αυτά, έχουν διάμετρο 0.914m με πάχος τοιχώματος 16mm.

3 Βάσεις Σχεδιασμού

3.1 Γενικά

Σύμφωνα με τον EN 1990 ορίζονται δύο οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας παύει να ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του, την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Ορίζονται επίσης οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού που θα πρέπει να επιλεγούν λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες υπό τις οποίες ο φορέας καλείτε να επιτελέσει τη λειτουργία του. Αυτές είναι:

- Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές περιπτώσεις συνθηκών οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα ή στην έκθεσή του, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή οι συνέπειες τοπικής αστοχίας.
- Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού, που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες είναι εφαρμόσιμες στον φορέα όταν αυτό εκτίθεται σε σεισμικά συμβάντα.

Θα πρέπει να ελέγχεται ότι σε όλες τις εμπλεκόμενες καταστάσεις σχεδιασμού, δεν υπάρχει υπέρβαση καμίας οριακής κατάστασης.

3.2 Σημαντικά Σημεία Συνδυασμών Δράσεων

Όπως σε όλες τις κατασκευές και είδη γεφυρών, έτσι και στις οδικές, υπάρχουν κάποιοι περιορισμοί σχετικά με το είδος των δράσεων που θα συνδυάζονται, αφού μερικές ταυτόχρονες φορτίσεις μπορεί να λειτουργούν ευμενώς για την ανωδομή. Ειδικά για οδικές γέφυρες, ισχύουν τα παρακάτω

- i. Ο άνεμος συνδυάζεται μόνο με την ομάδα φόρτισης gr1a των φορτίων κυκλοφορίας
- ii. Το χιόνι δεν συνδυάζεται με φορτία κυκλοφορίας, εκτός εάν η γέφυρα στεγάζεται. Αυτό συμβαίνει διότι όταν χιονίσει η κυκλοφορία σταματά έως ότου απομακρυνθεί το φορτίο από τις ερπύστριες. Συνεπώς δεν δρουν ταυτόχρονα.
- iii. Ο άνεμος και η θερμοκρασία δεν εξετάζονται ταυτόχρονα
- iv. Η ομάδα φόρτισης gr1b δεν συνδυάζεται με άλλες μεταβλητές δράσεις μη κυκλοφορίας
- v. Σε ειδικές περιπτώσεις οι θερμοκρασιακές συνιστώσες ΔT_N και ΔT_M συνδυάζονται και θεωρούνται ως ενιαία δράση όπως υπολογίζεται στο κεφάλαιο

- vi. Αν είναι επιθυμητή η εξέταση και των μη γραμμικών συνιστωσών θερμοκρασίας τότε στους συνδυασμούς πρέπει η ΔT_M να αντικατασταθεί από τη ΔT
- vii. Η μέγιστη τιμή του συνδυασμού των φορτίων ανέμου με τα φορτία κυκλοφορίας πρέπει να υπολογίζεται για μειωμένη βασική ταχύτητα ανέμου ίση με 23 m/s

3.3 Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ)

3.3.1 Βασικές Αρχές Υπολογισμού Συνδυασμών Δράσεων ΟΚΑ

Αναφέρονται σε οριακές καταστάσεις που σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων και τη ασφάλεια του φορέα. Όπου είναι εφαρμόσιμες θα ελέγχονται οι ακόλουθες μορφές οριακών καταστάσεων αστοχίας:

- EQU: Απώλεια στατικής ισορροπίας του, θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος, φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, όπου:
- STR: Εσωτερική αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του φορέα ή δομικών μελών, όπως πέδιλων θεμελίωσης, πασσάλων, τοιχωμάτων υπογείων κλπ., όπου η αντοχή των δομικών υλικών είναι καθοριστική.
- GEO: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους, όπου οι αντοχές των εδαφών ή των πετρωμάτων είναι σημαντικές στην επίτευξη αντίστασης.
- FAT: Αστοχία λόγω κόπωσης του φορέα ή των δομικών μελών.

Οι συνδυασμοί δράσεων για τις διάφορες καταστάσεις σχεδιασμού, που ελέγχονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας, δίνονται παρακάτω

1. Βασικοί Συνδυασμοί

→ Για καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

→ Σε φάσεις κατασκευής

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf} + \gamma_p P_k + \gamma_Q Q_{ck} +$$

2. Τυχηματικοί συνδυασμοί

→ Στη φάση λειτουργίας

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj,inf} + P_k + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

→ Στη φάση κατασκευής

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} G_{kj,inf} + \gamma_p P_k + \psi_2 Q_{c,k}$$

3.3.2 Βασικοί Συνδυασμοί**3.3.2.1 Φάση Λειτουργίας (Κυκλοφορίας και Μη)**→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Φορτία Κυκλοφορίας**

Δυσμενής Επίδραση

- 1) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.35 \times Q_{gr1a} + 1.50 \times 0.60 \times W_{tr}^{+Y}$
- 2) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.35 \times Q_{gr1a} + 1.50 \times 0.60 \times W_{tr}^{-Y}$
- 3) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.35 \times Q_{gr1a} + 1.53 \times 0.63 \times T^+$
- 4) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.35 \times Q_{gr1a} + 1.53 \times 0.63 \times T^-$
- 5) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.35 \times Q_{gr1a} + 1.50 \times 0.60 \times W_{tr}^{+Z}$
- 6) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.35 \times Q_{gr1a} + 1.50 \times 0.60 \times W_{tr}^{-Z}$
- 7) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.35 \times Q_{gr1a} + 1.50 \times 0.60 \times W_{tr}^{+X}$
- 8) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.35 \times Q_{gr1a} + 1.50 \times 0.60 \times W_{tr}^{-X}$

Ευμενής Επίδραση

- 9) $1.35 \times G + 1.35 \times Q_{gr1a}$

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Θερμοκρασία**

Απο τον συνδυασμό των διάφορων θερμοκρασιών και λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμική συνιστώσα επιλέγεται δυσμενέστερος ο συνδυασμός των διαφόρων θερμοκρασιών ως

Και συνδυάζεται ως μόνιμη μεταβλητή δράση με

Δυσμενής Επίδραση

$$10) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times T^+ + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$11) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times T^- + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

Ευμενής Επίδραση

$$12) 1.35 \times G + 1.50 \times T^+$$

$$13) 1.35 \times G + 1.50 \times T^-$$

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Χιόνι**

Δυσμενής Επίδραση

$$14) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times Snow + 1.53 \times 0.63 \times T^+$$

$$15) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times Snow + 1.53 \times 0.63 \times T^-$$

$$16) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times Snow + 1.50 \times 0.6 \times W_{tr}^{-Y}$$

$$17) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times Snow + 1.50 \times 0.6 \times W_{tr}^{+Y}$$

$$18) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times Snow + 1.50 \times 0.6 \times W_{tr}^{-X}$$

$$19) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times Snow + 1.50 \times 0.6 \times W_{tr}^{+X}$$

$$20) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times Snow + 1.50 \times 0.6 \times W_{tr}^{+Z}$$

$$21) 1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times Snow + 1.50 \times 0.6 \times W_{tr}^{-Z}$$

Ευμενής Επίδραση

$$22) 1.35 \times G + 1.50 \times Snow$$

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Άνεμος σε φορτισμένη Γέφυρα**

Δυσμενής Επίδραση

- 23) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{-Y} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 24) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{+Y} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 25) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{-X} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 26) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{+X} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 27) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{-Z} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 28) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{+Z} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$

Ευμενής Επίδραση

- 29) $1.35 \times G + 1.50 \times W_{tr}^{+Y} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 30) $1.35 \times G + 1.50 \times W_{tr}^{-Y} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 31) $1.35 \times G + 1.50 \times W_{tr}^{-X} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 32) $1.35 \times G + 1.50 \times W_{tr}^{+X} + 1.35 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.35 \times 0.40 \times Q_{UDL}$

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Άνεμος σε αφόρτιστη Γέφυρα**

Δυσμενής Επίδραση

- 33) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{+Y}$
- 34) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{-Y}$
- 35) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{+X}$
- 36) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{-X}$
- 37) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{-Z}$
- 38) $1.35 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.50 \times W_{tr}^{+Z}$

Ευμενής Επίδραση

- 39) $1.0 \times G + 1.50 \times W^{+Y}$
 40) $1.0 \times G + 1.50 \times W^{-Y}$
 41) $1.0 \times G + 1.50 \times W^{+X}$
 42) $1.0 \times G + 1.50 \times W^{-X}$
 43) $1.0 \times G + 1.50 \times W^{+Z}$

3.3.2.2 Φάση Κατασκευής

- 44) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{-Z}$
 45) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{-Y}$
 46) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{+Y}$
 47) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{+Z}$
 48) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{+Y}$
 49) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{-Y}$
 50) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{-Y}$
 51) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times T^+$
 52) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times T^-$
 53) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.60 \times T^+$
 54) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.60 \times T^-$
 55) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times T^+$
 56) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times T^-$

Το χιόνι δεν λαμβάνεται υπόψη στις φάσεις κατασκευής, αφού δεν προτείνεται να λειτουργεί το εργοτάξιο σε τέτοιες καιρικές συνθήκες. Διαφορετικά θα έπρεπε να συνδυαστεί ξεχωριστά με τον άνεμο και ξεχωριστά με την θερμοκρασία αφού όπως σημειώνεται παραπάνω άνεμος και θερμοκρασία δεν εξετάζονται ταυτόχρονα.

- 1) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times T^+ + 1.50 \times 0.60 \times Snow$
 2) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times T^- + 1.50 \times 0.60 \times Snow$
 3) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times W_c^{+Z} + 1.50 \times 0.60 \times Snow$
 4) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times W_c^{+Y} + 1.50 \times 0.60 \times Snow$
 5) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times G_{wet} + 1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times W_c^{-Y} + 1.50 \times 0.60 \times Snow$
 6) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.60 \times T^+ + 1.50 \times 0.60 \times Snow$
 7) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.60 \times T^- + 1.50 \times 0.60 \times Snow$
 8) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{+Z} + 1.50 \times 0.60 \times Snow$
 9) $1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{+Y} + 1.50 \times 0.60 \times Snow$

$$10) 1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{-Y} + 1.50 \times 0.60 \times Snow$$

$$11) 1.35 \times G_{st} + 1.50 \times 0.80 \times W_c^{-Y} + 1.50 \times 0.60 \times Snow$$

3.4 Οριακή Κατάσταση Σεισμού

3.4.1 Βασικές Αρχές Υπολογισμού Συνδυασμών Σεισμικών Δράσεων

Η κατακόρυφη συνιστώσα δεν λαμβάνεται συνήθως υπόψη για τον έλεγχο της ανωδομής, αλλά λαμβάνεται υπόψη για τον έλεγχο των εφεδράνων και των συνδέσμων, αν είναι σημαντική και δίνει μεγαλύτερες δυνάμεις από τους βασικούς συνδυασμούς.

Η σεισμική δράση A_{Ed} προκύπτει ως γνωστόν από τον συνδυασμό των δύο οριζοντίων συνιστωσών

$$A_{Ed} = A_{Ed,x} + 0.30A_{Ed,y} \quad \text{ή} \quad A_{Ed} = 0.30A_{Ed,x} + A_{Ed,y}$$

1. Σεισμικοί Συνδυασμοί

→ Για οδικές με συνήθη κυκλοφορία

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \gamma_I A_{Ed}$$

→ Για φάσεις κατασκευής

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + Q_{c,k}$$

όπου

γ_I Συντελεστής σπουδαιότητας

A_{Ed} Σεισμική δράση

3.4.2 Σεισμικοί Συνδυασμοί ΟΚΑ

Δεν λαμβάνεται υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα για την ανωδομή

- 1) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ + 1.0 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 2) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- + 1.0 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 3) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ + 1.0 \times A_{Ed,x} - 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 4) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- + 1.0 \times A_{Ed,x} - 0.3 \times A_{Ed,y}$

- 5) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ + 0.3 \times A_{Ed,x} + 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 6) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- + 0.3 \times A_{Ed,x} + 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 7) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ + 0.3 \times A_{Ed,x} - 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 8) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- + 0.3 \times A_{Ed,x} - 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 9) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ - 1.0 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 10) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- - 1.0 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 11) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ - 1.0 \times A_{Ed,x} - 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 12) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- - 1.0 \times A_{Ed,x} - 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 13) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ - 0.3 \times A_{Ed,x} + 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 14) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- - 0.3 \times A_{Ed,x} + 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 15) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ - 0.3 \times A_{Ed,x} - 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 16) $G + 1.0 \times S_{sec} + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- - 0.3 \times A_{Ed,x} - 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 17) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ + 1.0 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 18) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- + 1.0 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 19) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ + 1.0 \times A_{Ed,x} - 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 20) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- + 1.0 \times A_{Ed,x} - 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 21) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ + 0.3 \times A_{Ed,x} + 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 22) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- + 0.3 \times A_{Ed,x} + 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 23) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ + 0.3 \times A_{Ed,x} - 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 24) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- + 0.3 \times A_{Ed,x} - 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 25) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ - 1.0 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 26) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- - 1.0 \times A_{Ed,x} + 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 27) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ - 1.0 \times A_{Ed,x} - 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 28) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- - 1.0 \times A_{Ed,x} - 0.3 \times A_{Ed,y}$
- 29) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ - 0.3 \times A_{Ed,x} + 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 30) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- - 0.3 \times A_{Ed,x} + 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 31) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^+ - 0.3 \times A_{Ed,x} - 1.0 \times A_{Ed,y}$
- 32) $G + 0.2 * Q_{UDL} + 0.5 \times T^- - 0.3 \times A_{Ed,x} - 1.0 \times A_{Ed,y}$

3.5 Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

3.5.1 Βασικές Αρχές Υπολογισμού Συνδυασμών Δράσεων ΟΚΛ

Αποτελούν οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για μέλη ή το σύνολο του φορέα επηρεάζοντας την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών και την άνεση των χρηστών.

Τέτοιες καταστάσεις εμφανίζονται όταν υπάρχουν μεγάλες παραμορφώσεις, μετακινήσεις, ταλαντώσεις κλπ. Οι συνδυασμοί δράσεων στην ΟΚΛ είναι 3 και εφαρμόζονται σε διαφορετικούς ελέγχους.

1. Χαρακτηριστικός Συνδυασμός

- Χρησιμοποιείται για τον έλεγχο τάσεων δομικού χάλυβα και οπλισμών
- Για τον έλεγχο τάσεων σκυροδέματος κατηγορίας XS, XF, XD
- Για τον προσδιορισμό του ελάχιστου οπλισμού ρηγματωμένων περιοχών
- Συντονισμός σιδηροδρομικών γεφυρών

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} Q_{ki}$$

2. Συχνός Συνδυασμός

- Χρησιμοποιείται για τις παραμορφώσεις και δονήσεις οδικών γεφυρών
- Για την αναπνοή κορμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$

3. Οιονεί Μόνιμος Συνδυασμός

- Χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των τάσεων του σκυροδέματος
- Για τον έλεγχο ανοίγματος ρωγμών

Στα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβάνονται στην ΟΚΛ οι πρωτογενείς και δευτερογενείς επιρροές λόγω συστολής ξήρανσης και ερπυσμού.

όπου:

+	Επαλληλία με
$G_{kj,sup}$	Χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων με δυσμενή επίδραση
$G_{kj,inf}$	Χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων με ευμενή επίδραση
P	Χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,i}$	Χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
A_d	Τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	Τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
γG_j	Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p	Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Q,i}$	Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i
γ_i	Συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2i}$	Συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων
$Q_{c,k}$	Κατασκευαστικά φορτία

3.5.2 Χαρακτηριστικοί Συνδυασμοί

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Φορτία Κυκλοφορίας**

Δυσμενής Επίδραση

$$57) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Q_{gr1a} + 1.0 \times 0.60 \times W_{tr}^{+Y}$$

$$58) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Q_{gr1a} + 1.0 \times 0.60 \times W_{tr}^{-Y}$$

$$59) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Q_{gr1a} + 1.0 \times 0.63 \times T^{+}$$

$$60) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Q_{gr1a} + 1.0 \times 0.63 \times T^{-}$$

$$61) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Q_{gr1a} + 1.0 \times 0.60 \times W_{tr}^{+Z}$$

$$62) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Q_{gr1a} + 1.0 \times 0.60 \times W_{tr}^{-Z}$$

$$63) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Q_{gr1a} + 1.0 \times 0.60 \times W_{tr}^{+X}$$

$$64) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Q_{gr1a} + 1.0 \times 0.60 \times W_{tr}^{-X}$$

Ευμενής Επίδραση

$$65) 1.0 \times G + 1.0 \times Q_{gr1a}$$

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Θερμοκρασία**

Απο τον συνδυασμό των διάφορων θερμοκρασιών και λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμική συνιστώσα επιλέγεται δυσμενέστερος ο συνδυασμός των διαφόρων θερμοκρασιών ως

Και συνδυάζεται ως μόνιμη μεταβλητή δράση με

Δυσμενής Επίδραση

$$66) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times T^+ + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$67) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times T^- + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

Ευμενής Επίδραση

$$68) 1.0 \times G + 1.0 \times T^+$$

$$69) 1.0 \times G + 1.0 \times T^-$$

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Χιόνι**

Δυσμενής Επίδραση

$$70) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Snow + 1.0 \times 0.63 \times T^+$$

$$71) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Snow + 1.0 \times 0.63 \times T^-$$

$$72) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Snow + 1.0 \times 0.6 \times W_{tr}^{-Y}$$

$$73) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Snow + 1.0 \times 0.6 \times W_{tr}^{+Y}$$

$$74) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Snow + 1.0 \times 0.6 \times W_{tr}^{-X}$$

$$75) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Snow + 1.0 \times 0.6 \times W_{tr}^{+X}$$

$$76) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Snow + 1.0 \times 0.6 \times W_{tr}^{+Z}$$

$$77) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times Snow + 1.0 \times 0.6 \times W_{tr}^{-Z}$$

Ευμενής Επίδραση

$$78) 1.0 \times G + 1.0 \times Snow$$

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Άνεμος σε φορτισμένη Γέφυρα**

Δυσμενής Επίδραση

$$79) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{-Y} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$80) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{+Y} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$81) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{-X} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$82) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{+X} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$83) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{-Z} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$84) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{+Z} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

Ευμενής Επίδραση

$$85) 1.0 \times G + 1.0 \times W_{tr}^{+Y} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$86) 1.0 \times G + 1.0 \times W_{tr}^{-Y} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$87) 1.0 \times G + 1.0 \times W_{tr}^{-X} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

$$88) 1.0 \times G + 1.0 \times W_{tr}^{+X} + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$$

→ **Κύριο μεταβλητό φοτίο : Άνεμος σε αφόρτιστη Γέφυρα**

Δυσμενής Επίδραση

$$89) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{+Y}$$

$$90) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{-Y}$$

$$91) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{+X}$$

$$92) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{-X}$$

$$93) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{-Z}$$

$$94) 1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 1.0 \times W_{tr}^{+Z}$$

Ευμενής Επίδραση

$$95) 1.0 \times G + 1.0 \times W^{+Y}$$

$$96) 1.0 \times G + 1.0 \times W^{-Y}$$

$$97) 1.0 \times G + 1.0 \times W^{+X}$$

$$98) 1.0 \times G + 1.0 \times W^{-X}$$

$$99) 1.0 \times G + 1.0 \times W^{+Z}$$

$$100) \quad +1.50 \times Q_c + 1.50 \times 0.60 \times T^-$$

Στη φάση κατασκευής η λειτουργικότητα δεν έχει νόημα.

3.5.3 Συχνοί Συνδυασμοί

Δυσμενής Επίδραση

- 1) $1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 0.50 \times T^+ + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 2) $1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 0.50 \times T^- + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 3) $1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 0.50 \times T^+ + 0.2 \times Q_{UDL}$
- 4) $1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 0.50 \times T^- + 0.2 \times Q_{UDL}$

Ευμενής Επίδραση

- 1) $1.0 \times G + 0.50 \times T^+ + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 2) $1.0 \times G + 0.50 \times T^- + 1.0 \times 0.75 \times Q_{TS} + 1.0 \times 0.40 \times Q_{UDL}$
- 3) $1.0 \times G + 0.50 \times T^+ + 0.2 \times Q_{UDL}$
- 4) $1.0 \times G + 0.50 \times T^- + 0.2 \times Q_{UDL}$

3.5.4 Οιονεί Μόνιμοι Συνδυασμοί

Δυσμενής Επίδραση

- 5) $1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 0.20 \times Q_{UDL} + 0.50 \times T^+$
- 6) $1.0 \times G + 1.0 \times S_{sec} + 0.20 \times Q_{UDL} + 0.50 \times T^-$

Ευμενής Επίδραση

- 7) $1.0 \times G + 0.20 \times Q_{UDL} + 0.50 \times T^+$
- 8) $1.0 \times G + 0.20 \times Q_{UDL} + 0.50 \times T^-$

3.6 Ανθεκτικότητα

3.6.1 Γενικά

Μια κατασκευή ανθεκτική σε διάρκεια πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις λειτουργικότητας, αντοχής και ευστάθειας καθ' όλη τη διάρκεια του επιδιωκόμενου χρόνου ζωής σχεδιασμού, χωρίς σημαντικές απώλειες χρηστικότητας ούτε υπερβολική και απρόβλεπτη συντήρηση.

Η απαιτούμενη προστασία της κατασκευής πρέπει να υλοποιείται λαμβάνοντας υπόψη την επιδιωκόμενη χρήση της, τον χρόνο ζωής της (EN 1990), το πρόγραμμα συντήρησης και τις αντίστοιχες δράσεις.

Πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πιθανή σημασία των άμεσων και έμμεσων δράσεων, των περιβαντολλογικών συνθηκών και των συνακόλουθων επιδράσεων.

Η προστασία του χάλυβα οπλισμού από διάβρωση εξαρτάται από την πυκνότητα, την ποιότητα και το πάχος της επικάλυψης του σκυροδέματος καθώς και τις ρηγματώσεις. Η πυκνότητα και η ποιότητα της επικάλυψης επιτυγχάνεται ελέγχοντας τον μέγιστο λόγο νερού/τσιμέντο και την ελάχιστη περιεκτικότητα τσιμέντου (EN 206-1) και μπορεί να σχετίζεται με την κατηγορία ελάχιστης αντοχής του σκυροδέματος.

Όπου οι μεταλλικοί σύνδεσμοι είναι επιδέχονται επιθεώρησης και αντικατάστασης, μπορεί σε περιπτώσεις έκθεσης να χρησιμοποιούνται με προστατευτικές επιστρώσεις. Διαφορετικά, πρέπει να είναι κατασκευασμένοι από ανοξείδωτο υλικό.

Σε ειδικές περιστάσεις πρέπει να λαμβάνονται υπόψη περισσότερες απαιτήσεις από όσες δίνονται στην παρούσα ενότητα (π.χ. για κατασκευές μνημειακού χαρακτήρα, κατασκευές υποκείμενες σε ακραίες και μη συνήθεις δράσεις κ.λ.π.).

3.6.2 Περιβαντολλογικές Συνθήκες

Πίνακας 3.1 : Κατηγορίες Ανθεκτικότητας

Χαρακτηρισμός Κατηγορίας	Περιγραφή περιβάλλοντος	Πληροφοριακά παραδείγματα όπου οι κατηγορίες έκθεσης θα μπορούσαν να συμβούν
1 Χωρίς διακινδύνευση διάβρωσης ή προσβολής		
X0	Για άοπλο σκυρόδεμα ή σκυρόδεμα χωρίς ενσωματωμένο μέταλλο: όλες οι συνθήκες έκθεσης εκτός περιπτώσεων ύπαρξης ψύξης/απόψυξης, επιφανειακής τριβής ή χημικής προσβολής. Για οπλισμένο σκυρόδεμα: πολύ ξηρό	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με πολύ χαμηλή υγρασία αέρος
2 Διάβρωση από ενανθράκωση		
XC1	Ξηρό ή μόνιμα υγρό	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με μέτρια ή υψηλή υγρασία αέρος Σκυρόδεμα μόνιμα βυθισμένο στο νερό
XC2	Υγρό, σπανίως ξηρό	Επιφάνειες σκυροδέματος υπό μακροχρόνια επαφή με το νερό. Πληθώρα θεμελιώσεων.
XC3	Μέτρια υγρασία	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με πολύ χαμηλή υγρασία αέρος Εξωτερικό σκυρόδεμα προσβαλλόμενο από τη βροχή
XC4	Περιοδικά υγρό και ξηρό	Επιφάνειες σκυροδέματος σε επαφή με το νερό, εκτός της κατηγορίας έκθεσης XC2
3 Διάβρωση από γλωριούχα		

Χαρακτηρισμός Κατηγορίας	Περιγραφή περιβάλλοντος	Πληροφοριακά παραδείγματα όπου οι κατηγορίες έκθεσης θα μπορούσαν να συμβούν
XD1	Μέτρια υγρασία	Επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες σε αερομεταφερόμενα χλωριούχα.
XD2	Υγρό, σπανίως ξηρό	Πισίνες. Στοιχεία σκυροδέματος εκτεθειμένα σε βιομηχανικά απόβλητα που περιέχουν χλωριούχα.
XD3	Περιοδικά υγρό και ξηρό	Τμήματα γεφυρών εκτεθειμένα σε ψεκασμό χλωριούχων. Πεζοδρόμια. Πλάκες χώρων στάθμευσης αυτοκινήτων.
4 Διάβρωση από χλωριούχα θαλασσινού νερού		
XS1	Εκτεθειμένο σε άλατα θαλάσσης αερομεταφερόμενα αλλά χωρίς άμεση επαφή με το θαλασσινό νερό.	Κατασκευές κοντά ή επί της ακτής
XS2	Μόνιμα βυθισμένο σε θαλασσινό νερό	Τμήματα λιμενικών έργων
XS3	Ζώνες παλίρροιας, παφλασμού και πιτσιλίσματος.	Τμήματα λιμενικών έργων
5. Προσβολή ψύξης / απόψυξης		
XF1	Μέτριας κλίμακας υδρεμποτισμός χωρίς, παράγοντα απόψυξης	Κατακόρυφες επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες στη βροχή και τον πάγο
XF2	Μέτριας κλίμακας υδρεμποτισμός με παράγοντα απόψυξης	Κατακόρυφες επιφάνειες σκυροδέματος κατασκευών οδοποιίας εκτεθειμένες σε ψύξη και παράγοντες απόψυξης που μεταφέρονται με τον αέρα.
XF3	Εκτεταμένος υδρεμποτισμός χωρίς παράγοντα απόψυξης	Οριζόντιες επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες στη βροχή και τον πάγο
XF4	Εκτεταμένος υδρεμποτισμός με παράγοντα απόψυξης ή θαλασσινό νερό	Καταστρώματα οδών ή γεφυρών εκτεθειμένα σε παράγοντες απόψυξης. Επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες σε άμεσο ψεκασμό με παράγοντες απόψυξης. Ζώνες παφλασμού σε λιμενικά έργα εκτεθειμένα σε πάγο.
6. Χημική προσβολή		
XA1	Ελαφρώς επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 206-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα
XA2	Μετρίως επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 206-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα
XA3	Ιδιαίτερος επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 206-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα

3.6.3 Απαιτήσεις Ανθεκτικότητας

Προκειμένου να εξασφαλιστεί η απαιτούμενος χρόνος ζωής σχεδιασμού της κατασκευής, πρέπει να λαμβάνονται επαρκή μέτρα ώστε να προστατεύονται τα δομικά στοιχεία από σχετικές περιβαντολλογικές δράσεις.

Οι απαιτήσεις ανθεκτικότητας σε διάρκεια πρέπει να συνεκτιμώνται όταν εξετάζονται τα παρακάτω:

- σύλληψη σχεδιασμού,
- επιλογή των υλικών,
- κατασκευαστικές λεπτομέρειες,
- εκτέλεση,
- έλεγχος ποιότητας,
- επίβλεψη,
- έλεγχοι,
- ειδικά μέτρα (π.χ. χρήση ανοξειδώτου χάλυβα, επιστρώσεις, καθοδική προστασία).

3.6.4 Επικάλυψη Οπλισμών

Η παρούσα κατασκευή, είναι απολύτως εκτεθειμένη στο νερό οπότε κατατάσσεται στην κατηγορία έκθεσης

- XS1

Συνεπώς, επιλέγεται αρχική κατηγορία κατασκευής

- 6

Η οποία κατηγορία απομειώνεται κατά 2 εξαιτίας της επιλογής ποιότητας σκυροδέματος, κατηγορίας C35/45 αλλά και λόγω διαδικασίας παραγωγής.

Οπότε η τελική κατηγορία κατασκευής είναι

- 4

Πίνακας 3.2 : Απαιτήσεις Τιμών Ελάχιστης Επικάλυψης, $c_{min,dur}$, από Άποψη Ανθεκτικότητας σε Διάρκεια για Χάλυβα Οπλισμού

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

Απο τον Πίνακα 3.2 επιλέγεται η ελάχιστη τιμή της επικάλυψης ίση με

- $c_{min,dur} = 0.035 m$

Πίνακας 3.3 : Απαιτήσεις Ελάχιστης Επικάλυψης $c_{min,b}$, από Άποψη Συνάφειας

Απαίτηση συνάφειας	
Διάταξη ράβδων	Ελάχιστη επικάλυψη $c_{min,b}$ *
Μεμονωμένες	Διάμετρος ράβδου
Δεσμίδα	Ισοδύναμη διάμετρος (ϕ_n)(βλ. 8.9.1)
* Εάν η μέγιστη ονομαστική διάσταση των αδρανών είναι μεγαλύτερη από 32 mm, τότε η $c_{min,b}$ πρέπει να προσαυξάνεται κατά 5 mm.	

Ενώ η μέγιστη διάμετρος οπλισμού που πρόκειται να χρησιμοποιηθεί η οποία ταυτίζεται με ελάχιστη επικάλυψη βάση απαίτησης συνάφειας σύμφωνα με το πίνακα του EN

- $c_{min,b} = d = 0.030 m$

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 παρέκλισης.

Η τιμή της Δc_{dev} για χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 10 mm.

- $\Delta c_{dev} = 0.010 m$

Η επικάλυψη των οπλισμών πρέπει να αυξάνεται κατά μια πρόσθετη παράμετρο ασφαλείας $\Delta c_{dur,\gamma}$. Η τιμή της $\Delta c_{dur,\gamma}$ για χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα με συνιστώμενη τιμή να λαμβάνεται 0 mm.

- $\Delta c_{dur,\gamma} = 0 m$

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 με συνιστώμενη τιμή, χωρίς άλλη προδιαγραφή, να λαμβάνεται 0 mm.

- $\Delta c_{dur,st} = 0 m$

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 με συνιστώμενη τιμή, χωρίς άλλη προδιαγραφή να λαμβάνεται 0 mm.

- $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ m}$

Όπου το χυτό επί τόπου σκυρόδεμα εντυπίζεται επί άλλων στοιχείων σκυροδέματος (προκατασκευασμένων ή χυτών επί τόπου) η ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος στη διεπιφάνεια δεν επιτρέπεται να είναι μικρότερη από την τιμή που αντιστοιχεί στην απαίτηση συνάφειας υπό την προϋπόθεση ότι:

- η κατηγορία αντοχής του σκυροδέματος είναι τουλάχιστον C25/30,
- ο χρόνος έκθεσης της επιφάνειας του αρχικού σκυροδέματος σε περιβάλλον υπαίθρου είναι μικρός (< 28 ημερών),
- η επιφάνεια έχει εκτραχυνθεί.

Αναφορικά με τη φθορά στο σκυρόδεμα από επιφανειακή τριβή πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στα αδρανή σύμφωνα με το EN 206-1. Προαιρετικά, η επιφανειακή φθορά από τριβή στο σκυρόδεμα μπορεί να επιτρέπεται δια της αύξησης της επικάλυψης του σκυροδέματος (στρώμα προς απώλεια). Στην περίπτωση αυτή, η ελάχιστη επικάλυψη c_{min} πρέπει να αυξάνεται κατά $k1$ για την Κατηγορία εκδοράς XM1, κατά $k2$ για την XM2 και κατά $k3$ για την XM3.

Τελικά, πρέπει να προβλέπεται ελάχιστη επικάλυψη c_{min} , προκειμένου να διασφαλιστεί:

- ασφαλής μεταφορά των δυνάμεων συνάφειας
- η προστασία του χάλυβα έναντι διάβρωσης (ανθεκτικότητα σε διάρκεια)
- επαρκής πυροπροστασία (EN 1992-1-2)

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

$$\Rightarrow c_{min} = 0.035$$

Η ονομαστική επικάλυψη πρέπει να καθορίζεται στα σχέδια. Ορίζεται ως η ελάχιστη επικάλυψη c_{min} , συν την σχεδιαστική ανοχή για την αντιμετώπιση αποκλίσεων, Δc_{dev}

- $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 0.035 + 0.010 = 0.045 \text{ m}$

Τελικά η καθαρή απόσταση του εξώτερου οπλισμού από την ελεύθερη επιφάνεια του σκυροδέματος στην μελέτη λήφθηκε ίση με

- $c_{nom,final} = 0.050 \text{ m}$

3.6.5 Επικάλυψη Διατμητικών Συνδέσμων

Η επικάλυψη σκυροδέματος διατμητικών συνδέσμων δεν μπορεί να είναι μικρότερη από αυτή που απαιτείται για τις ράβδους οπλισμού.

4 Δομικά Υλικά

4.1 Σκυρόδεμα

Σύμφωνα με τον EN 1994-2 (5.6) για σύμμικτες γέφυρες προβλέπεται η επιλογή κατηγοριών σκυροδέματος από C20/25 έως C60/75. Η συνηθέστερη κατηγορία για το κατάστρωμα είναι C35/45 η οποία επιλέχθηκε και στην παρούσα μελέτη. Οι ιδιότητες της κατηγορίας αυτής είναι οι εξής.

Πίνακας 4.1 : Χαρακτηριστικά Ποιότητας Σκυροδέματος

Μέση τιμή θλιπτικής αντοχής 28 ημερών	$f_{ck}(MPa)$	43
Μέση τιμή εφελκυστικής αντοχής	$f_{ctm}(MPa)$	3.2
Ποσοστημόριο 5% της εφελκυστικής αντοχής	$f_{ctk,0.05}(MPa)$	2.20
Ποσοστημόριο 95% της εφελκυστικής αντοχής	$f_{ctk,0.95}(MPa)$	4.20
Μέση τιμή μέτρου ελαστικότητας	$E_{cm}(MPa)$	34,000
Λόγος Poisson μη ρηγματωμένου σκυροδέματος	ν_c	0.20
Λόγος Poisson ρηγματωμένου σκυροδέματος	ν_c	0.00
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$a_T(\text{ανά } C)$	0.00001
Χαρακτηριστική τιμή θλιπτικής αντοχής κυλινδρικού δοκιμίου	$f_{ck}(MPa)$	35
Τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος σύμφωνα με τον EN 1994-1	$f_{cd}(MPa)$	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{35}{1.50} =$ $= 23.333 MPa$

	$f_{cd}(\mathbf{MPa})$	$f_{cd} = a_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85$
Τιμή σχεδιασμού θλιπτικής αντοχής σκυροδέματος σύμφωνα με τον EN 1992-1-1 για ελέγχους κάμψης μόνο		$\times \frac{35}{1.50}$
		$= 19.8333 \mathbf{MPa}$
Ειδικό βάρος ξηρού σκυροδέματος	$\gamma_c(\mathbf{kN/m^3})$	25
Ειδικό βάρος νεπού σκυροδέματος	$\gamma_{c,wet}(\mathbf{kN/m^3})$	26

4.2 Δομικός Χάλυβας

Η συνηθέστερη κατηγορία χάλυβα σε γέφυρες είναι η S355 ενώ η χρήση χαλύβων ποιότητας άνω των 460 MPa απαιτούν ειδική άδεια. Υπενθυμίζεται ότι η τιμή του ορίου διαρροής στο δομικό χάλυβα είναι η εγγυημένη ελάχιστη τιμή και όχι μια χαρακτηριστική τιμή ως ποσοστημόριο, όπως γίνεται στο σκυρόδεμα για παράδειγμα.

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε δομικός χάλυβας κατηγορίας S355 με

Πίνακας 4.2 : Χαρακτηριστικά Ποιότητας Δομικού Χάλυβα

Όριο διαρροής	$f_{ad}(\mathbf{MPa})$	$= \begin{cases} 355 \mathbf{MPa} & t \leq 40 \mathbf{mm} \\ 335 \mathbf{MPa} & 40 \mathbf{mm} < t \leq 80 \mathbf{mm} \end{cases}$
Όριο θράυσεως	$f_{au}(\mathbf{MPa})$	$= \begin{cases} 510 \mathbf{MPa} & t \leq 40 \mathbf{mm} \\ 470 \mathbf{MPa} & 40 \mathbf{mm} < t \leq 80 \mathbf{mm} \end{cases}$
Ειδικό βάρος χάλυβα	$\gamma_\alpha(\mathbf{kN/m^3})$	78.50
Μέτρο ελαστικότητας	$E_\alpha(\mathbf{MPa})$	210,000
Λόγος Poisson	ν_α	0.3
Μέτρο διάτμησης	$G_\alpha(\mathbf{MPa})$	$\frac{E_\alpha}{2 \times (1 + \nu_\alpha)} = 81,000$

Συντελεστής θερμικής διαστολής	a_T (ανά °C)	$a_T = 10 \times 10^6$ ή $a_T = 12 \times 10^6$
--------------------------------------	----------------	---

Η πρώτη τιμή του συντελεστή θερμικής διαστολής (10×10^6) χρησιμοποιείται στις σύμμικτες κατασκευές για απλοποίηση των υπολογισμών, αφού είναι κοινός με του σκυροδέματος.

Ωστόσο, για τον υπολογισμό της μήκυνσης και βράχυνσης της γέφυρας λόγω ομοιόμορφων θερμοκρασιακών μεταβολών χρησιμοποιείται η δεύτερη τιμή, που είναι ακριβέστερη.

4.3 Χάλυβας Οπλισμού Σκυροδέματος

Συμβολίζεται με s για να ξεχωρίζει με τον δομικό χάλυβα. Οι προδιαγραφές δίνονται στον EN 10080 (5.10) χωρίς να παρουσιάζονται κατηγορίες. Σημειώνεται ότι το όριο διαρροής των οπλισμών στις σύμμικτες γέφυρες κυμαίνεται από 400 MPa έως 600 MPa

Στην παρούσα μελέτη ο χάλυβας οπλισμού που χρησιμοποιήθηκε για τους υπολογισμούς είναι ποιότητας B500C όπου το πρώτο γράμμα συμβολίζει συγκολλησίμους οπλισμούς υψηλής συνάφειας ενώ το τελευταίο γράμμα C υποδηλώνει το λόγο εφελκυστικής αντοχής προς το όριο διαρροής $k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$ όπου για κατηγορία C ισχύει $1.08 \leq k < 1.35$

Πίνακας 4.3 : Χαρακτηριστικά Χάλυβα Οπλισμού

Ποσοστημόριο 5% του ορίου διαρροής f_{sk}	f_{sk} (MPa)	500
Μέτρο ελαστικότητας χάλυβα οπλισμού E_s	E_s (MPa)	210,000

Λαμβάνεται ίδιο με αυτό του δομικού χάλυβα το οποίο είναι μεγαλύτερο από αυτό που προδιαγράφεται στον EN 1992-1-1.

Οι υπόλοιπες ιδιότητες είναι ίδιες με αυτές του δομικού χάλυβα

4.4 Διατμητικοί Ήλοι

Προδιαγράφονται στο EN ISO 13918 (5.18). Προέρχονται συνήθως από κοινό δομικό χάλυβα κατηγορίας S235J2+C450 με $f_y = 350$ MPa και $f_u = 450$ MPa ή από χάλυβα κοχλιών 4.8. Η διάμετρος των ήλων d δίνεται σε m. Το ύψος τους h πρέπει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις επικάλυψης και επιπλέον τη συνθήκη $h \geq 3d$

Στην παρούσα μελέτη όπως αναφέρεται και στο σχετικό κεφάλαιο χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί σύνδεσμοι αντοχής $f_u = 450 \text{ MPa}$

4.5 Χάλυβας Προεντεταμένων Καλωδίων

Διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες. Η κατηγορία Α περιλαμβάνει ελκυστήρες απο ράβδους, η κατηγορία Β συρματόσχοινα και η κατηγορία C δέσμες παράλληλων συρμάτων ή συρματόσχοινων.

Το μέτρο ελαστικότητας στην κατηγορία Α είναι ίδιο με αυτό του δομικού χάλυβα, ενώ για τις κατηγορίες Β και C κινείται μεταξύ 80,000 MPa και 210,000 MPa. Πληροφορίες για τα καλώδια δίνονται στο EN 1993-1-11 (5.8).

Στη συγκεκριμένη μελέτη χρησιμοποιήθηκε χάλυβας προέντασης ποιότητας Y1570C. Αποτελεί έναν απο τους πιο συνηθισμένους χάλυβες για καλώδια προέντασης. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του είναι

Πίνακας 4.4 : Χαρακτηριστικά Χάλυβα Καλωδίων

Μέτρο Ελαστικότητας	$E \text{ (MPa)}$	160,000
Μέτρο Διάτμησης	$G \text{ (MPa)}$	81,000
Λόγος Poisson (Ελαστική)	ν	0.30
Εδικό Βάρος	$\gamma_{prtns} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	78.5
Όριο Διαρροής	$f_y \text{ (MPa)}$	1,300
Όριο Θράυσης	$f_u \text{ (MPa)}$	1,570

5 Επιρροές Ερπυσμού και Συστολής Ξήρανσης

5.1 Γενικά

Το σκυρόδεμα υπόκειται σε χρόνιες παραμορφώσεις λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, οι οποίες έχουν επιπτώσεις στις παραμορφώσεις και στα εντατικά μεγέθη του φορέα. Η χρόνια συμπεριφορά του σκυροδέματος λαμβάνεται υπ' όψην στις σύμμικτες δοκούς μέσω της τιμής του μέτρου ελαστικότητας και του συντελεστή n_L . Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από τον τύπο της φόρτισης που μπορεί να είναι μόνιμη (P), παροδικά μόνιμη (PT), επιβαλλόμενη μετατόπιση (D) ή συστολή ξήρανσης (S). Οι επιπτώσεις των χρόνιων παραμορφώσεων εξαρτώνται από το στατικό σύστημα.

Για **βραχυχρόνια** μεταβλητά φορτία, όπως φορτία κυκλοφορίας, άνεμο, θερμοκρασία, χιόνι, σεισμό ο λόγος ισοδυναμίας δίνεται με βάση τη σχέση

$$n_0 = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

και για τις διαφορετικές ποιότητες σκυροδέματος είναι οι συγκεκριμένες τιμές

Πίνακας 5.1 : Τιμές n_0 για Βραχυχρόνιες Φορτίσεις για Διαφορετικά Σκυροδέματα

	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
n_0	7.0	6.77	6.56	6.18	6.00	5.83	5.68	5.53	5.38

Για **μακροχρόνιες** φορτίσεις, ο λόγος ισοδυναμίας δίνεται από τη σχέση

$$n_L = n_0 [1 + \psi_L \times \varphi(t, t_0)]$$

όπου

- ψ_L : πολλαπλασιαστής ερπυσμού εξαρτώμενος από τον τύπο της δράσης

Πίνακας 5.2 : Πολλαπλασιαστής Ερπυσμού ψ_L

Τύπος Δράσης	Περιγραφή	ψ_L
Μόνιμη (P)	Μόνιμες δράσεις αμετάβλητες του χρόνου (π.χ. ίδια βάρη)	1.10
Δευτερογενείς επιρροές (PT)	Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού και συστολής ξήρανσης	0.55
Επιβαλλόμενες μετατοπίσεις (D)	Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων, διαφορικές καθιζήσεις	1.50

5.2 Συντελεστές Ισοδυναμίας Ερπυσμού και Συστολής Ξηράνσεως

Στην συγκεκριμένη μελέτη, το λογισμικό μας επιτρέπει την εισαγωγή συντελεστών ισοδυναμίας για βραχυχρόνιες και μακροχρόνιες φορτίσεις λαμβάνοντας έτσι πρωτογενείς και δευτερογενείς επιρροές υπόψη στους συνδυασμούς φορτίσεων σε ΟΚΑ και ΟΚΛ.

Η γέφυρα κατασκευάζεται απο ποιότητα χάλυβα S355 και ποιότητα σκυροδέματος C35/45 ενώ χρησιμοποιείται τσιμέντο τύπου N.

Συντεστές επιρροής σκυροδέματος

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} = 0.866$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} = 0.960$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5} = 0.902$$

Συντελεστής επίδρασης αντοχής σκυροδέματος στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.80}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.56198$$

5.2.1 Έλεγχος σε $t=\infty$

Ερπυσμός

Λαμβάνεται

- σχετική υγρασία περιβάλλοντος $RH = 70\%$
- Μέση ηλικία σκυροδέματος κατά τη φόρτιση $t_0 = 7 \text{ days}$

Όσο μικρότερη είναι η τιμή της t_0 τόσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής ερπυσμού, οπότε πιο συντηρητικό ο έλεγχος

Αρχικά ελέγχεται η περίπτωση αυτή, αφού είναι κρισιμότερη για τον χάλυβα. Για διάρκεια ζωής 100 χρόνων, λαμβάνεται $t_0 = 365.25 \times 100 = 36,525 \text{ days}$ (ισοδύναμη με την τιμή $t_0 = 30,000 \text{ days}$ που αντιστοιχεί σε άπειρο χρόνο)

- Συντελεστής επίδρασης της ηλικίας του σκυροδέματος κατά τη φόρτιση στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + 7^{0.2}} = 0.6346$$

- Το εμβαδό της διατομής της πλάκας σκυροδέματος λαμβάνεται με ισοδύναμο πάχος $h_{eff} = 35 \text{ cm}$ ώστε να ληφθεί υπ' όψη το σκυρόδεμα των πτυχώσεων του χαλυβδόφυλλου

$$A = b \times h_{eff} = 0.5 \times b \times h_{eff} = 12 \times 0.35 = 4.20 \text{ m}^2$$

- Η περίμετρος πλάκας που είναι σε επαφή με την ατμόσφαιρα, αγνοείται η άνω επιφάνεια (λόγω ασφαλιτοστρωσης) ενώ η κάτω λαμβάνεται κατά 50% λόγω ύπαρξης του χαλυβδόφυλλου

$$u = 0.5 \times b = 0.5 \times 12 = 6 \text{ m}$$

- Ισοδύναμο πάχος πλάκας, ιδεατό πάχος στοιχείου

$$h_0 = \frac{2 \times A}{u} = \frac{2 \times 4.20}{6} = 1.40 \text{ m}$$

- Συντελεστής για την επίδραση της σχετικής υγρασίας στον ιδεατό συντελεστή ερπυσμού

$$\text{εάν } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

↓

$$\varphi_{RH} = \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times a_1 \right) \times a_2 = \left(1 + \frac{1 - 0.70}{0.1 \times \sqrt[3]{1,400}} \times 0.866 \right) \times 0.96 = 1.18248$$

- Ιδεατός συντελεστής ερπυσμού

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1.92255$$

- Ορίζονται οι συντελεστές

$$\text{εάν } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

↓

$$\beta_H = \min\{1.5 \times [1 + (0.012 \times RH)^{18}] \times h_0 + 250; 1,500 \times \alpha_3\} = 1,353.29$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.30} = \left(\frac{36,525 - 7}{1,353.29 + 36,525 - 7} \right)^{0.30} = 0.98914$$

- Συντελεστής ερπυσμού

$$\varphi_g(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) = 1.90167$$

- Συντελεστής ισοδυναμίας ερπυσμού για μακροχρόνιες φορτίσεις σε $t=\infty$

$$n_g = n_0 [1 + \psi_g \times \varphi_g(t, t_0)] = 6.1764 \times [1 + 1.10 \times 1.90167] = 19.0967 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow n_g^{t=\infty} = \mathbf{19.0967}$$

Συστολή Ξήρανσης

Κατ'αντιστοιχία υπολογίζεται ο συντελεστής για τη συστολή ξήρανσης

- Μέση ηλικία σκυροδέματος, ειδικά για τη συστολή ξήρανσης

$$t_0 = 1 \text{ day}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = \frac{1}{0.1 + 1^{0.2}} = 0.909$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) = 1.1824 \times 2.56 \times 0.909 = 2.75149$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{36,525 - 1}{1,353.29 + 36,525 - 1} \right)^{0.30} = 0.9891$$

- Συντελεστής ερπυσμού

$$\varphi_s(t, t_0) = 2.75149 \times 0.9891 = 2.72149$$

- Συντελεστής ισοδυναμίας για συστολή ξήρανσης (S) σε $t=\infty$

$$n_s = n_0[1 + \psi_s \times \varphi_s(t, t_0)] = 6.1764 \times [1 + 0.55 \times 2.72149] = 15.42135 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow n_s^{t=\infty} = \mathbf{15.42135}$$

Με παρόμοιο τρόπο, υπολογίζονται οι συντελεστές ισοδυναμίας για κάθε κατηγορία φόρτισης και χρόνο ελέγχου

5.2.2 Έλεγχος σε $t=100$ days

Γίνεται η υπόθεση ότι σε χρόνο 100 ημερών γέφυρα θα δοθεί στην κυκλοφορία οπότε στην περίπτωση αυτή τροποποιούνται οι εξής συντελεστές

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{100 - 7}{1,353.29 + 100 - 7} \right)^{0.30} = 0.439003$$

$$\varphi_g(t, t_0) = 1.90167 \times 0.439003 = 0.834838$$

- Συντελεστής ισοδυναμίας ερπυσμού για μακροχρόνιες φορτίσεις σε $t=100$ days

$$n_g = n_0[1 + \psi_g \times \varphi_g(t, t_0)] = 6.1764 \times [1 + 1.10 \times 0.834838] = 11.90706 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow n_g^{t=100 \text{ days}} = \mathbf{11.90706}$$

Αντίστοιχα για συστολή ξήρανσης για $t=100$ days

$$\beta_c(t, t_0) = \left(\frac{100 - 1}{1,353.29 + 100 - 1} \right)^{0.30} = 0.44676$$

$$\varphi_s(t, t_0) = 2.75149 \times 0.44676 = 1.22925$$

- Συντελεστής ισοδυναμίας για συστολή ξήρανσης (S) σε $t=100$ days

$$n_s = n_0[1 + \psi_s \times \varphi_s(t, t_0)] = 6.1764 \times [1 + 0.55 \times 1.22925] = 10.35218 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow n_s^{t=100 \text{ days}} = \mathbf{10.35218}$$

5.3 Συστολή Ξήρανσης

5.3.1 Γενικά

Η συστολή ξήρανσης οφείλεται σε συρρίκνωση και σε αυτογενή ξήρανση του σκυροδέματος. Η πρώτη αναπτύσσεται αργά, η δεύτερη κατά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος. Λαμβάνεται υπόψη μόνο στις αρηγματώτες περιοχές γιατί θεωρείται αμελητέα στις ρηγματωμένες.

Στις σύμμικτες γέφυρες λαμβάνεται μόνο η συστολή λόγω συρρίκνωσης σύμφωνα με τον EN 1994-2. Η αυτογενής συστολή ξήρανσης αγνοείται γενικώς και μπορεί να συνυπολογίζεται για ελέγχους στην ΟΚΛ.

5.3.2 Βασική Ανηγμένη Παραμόρφωση λόγω Συρρίκνωσης

Υπολογίζεται για $t=\infty$ (100 χρόνια), καθώς η τιμή της είναι πολύ μικρή στην αρχή της ζωής της γέφυρας. Η ηλικία του σκυροδέματος κατά την έναρξη της συρρίκνωσης είναι $t_s = 1 \text{ day}$

$$\beta_{RH} = 1.55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{100\%} \right)^3 \right] = 1.55 \times \left[1 - \left(\frac{70\%}{100\%} \right)^3 \right] = 1.01835$$

Συνάρτηση χρονικής εξέλιξης συρρίκνωσης

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0.04 \times \sqrt{h_0^3}} = \frac{36,525 - 1}{36,525 - 1 + 0.04 \times \sqrt{1.40^3}} = 0.9998$$

Πίνακας 5.3 : Συντελεστές ads1 και ads2

Κατηγορία τιμέντου	S	N	R
$a_{ds,1}$	3	4	6
$a_{ds,2}$	0.13	0.12	0.11

Βασική ανηγμένη παραμόρφωση συρρίκνωσης

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \times \left[(220 + 110 \times a_{ds,1}) \times e^{(-a_{ds,2} \times \frac{f_{cm}}{10})} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} = 0.000341$$

Για $h_0 = 1400\text{mm} > 500\text{mm}$, προκύπτει συντελεστής $k_h = 0.70$

Ανηγμένη παραμόρφωση λόγω συρρίκνωσης στο χρόνο t

$$\varepsilon_{cd,t} = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} = 0.0002387$$

5.3.3 Ανηγμένη Παραμόρφωση Λόγω Αυτογενούς Ξήρανσης

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0.2 \times t^{0.5})} = 1.0$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 0.0000625$$

Ανηγμένη παραμόρφωση

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.0000625$$

Όπως αναφέρεται και στο §5.3.1 προκύπτει πολύ μικρή 0.0625‰

5.3.4 Συνολική Ανηγμένη Παραμόρφωση λόγω Συστολής Ξήρανσης

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd,t} = 0.0002387 + 0.0000625 = 0.0003012 = 301.2 \times 10^{-6}$$

5.4 Εφαρμογή στο Περιβάλλον του MIDAS Civil

Τα κεφάλαια Error! Reference source not found., Error! Reference source not found. και 5.3 αναφέρονται σε περίπτωση που το λογισμικό ανάλυσης δεν είναι ικανό να λάβει υπ'όψη τις μακροχρόνιες φορτίσεις. Στην παρούσα μελέτη, το λογισμικό δίνει τη δυνατότητα, ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης να λαμβάνονται υπόψη για οποιαδήποτε χρόνο φόρτισης ορίσει ο χρήστης. Συνεπώς, δεν υπολογίστηκε κάποιο εντατικό μέγεθος στο χέρι που να αντικαθιστά τις επιρροές αυτές.

Το λογισμικό, παρέχει ειδικό section “Creep/Shrinkage” όπου ορίζονται υλικά, χρονικώς εξαρτώμενα. Εισάγωντας βασικές παραμέτρους, όπως το ποσοστό υγρασίας, την ποιότητα του σκυροδέματος, τον τύπο του τσιμέντου και το ισοδύναμο πάχος της πλάκας που εκτίθεται, στη συνέχεια επιλέγεται ο επιθυμητός κανονισμός και ο χρόνος έναρξης της συρρίκνωσης .

Add/Modify Time Dependent Material (Creep / Shrinkage) ✕

Name : Code :

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (f_{ck}) : kN/m²

Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) : %

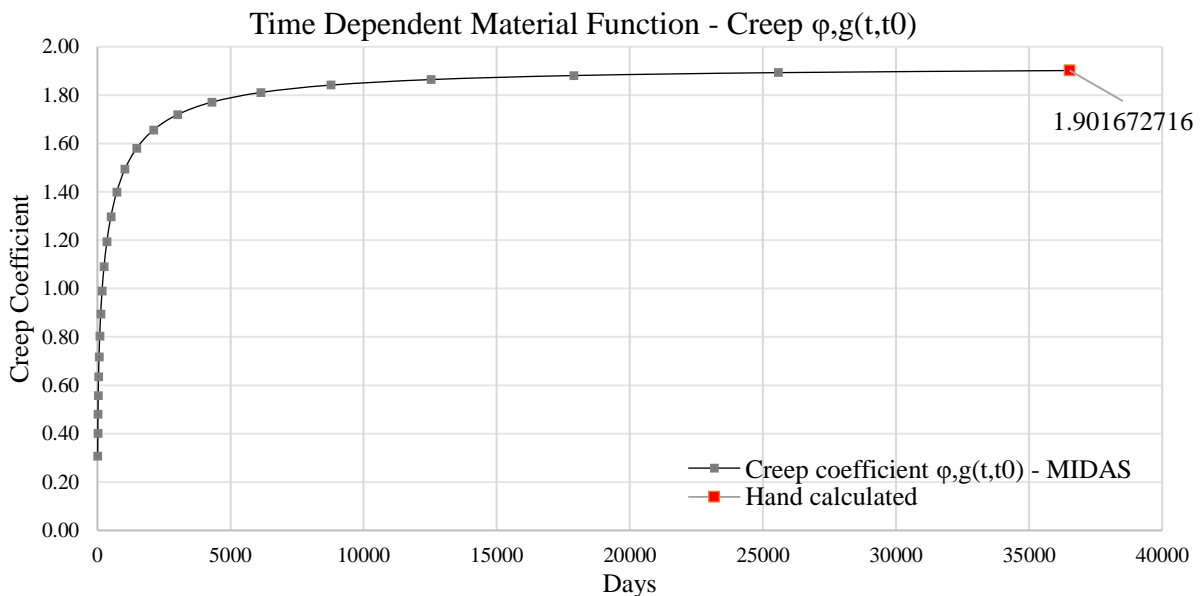
Notional size of member : m
 $h = 2 * A_c / u$ (A_c : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement
 Class S Class N Class R

Type of code
 EN 1992-1 (General Structure) Use of silica-fume
 EN 1992-2 (Concrete Bridge)

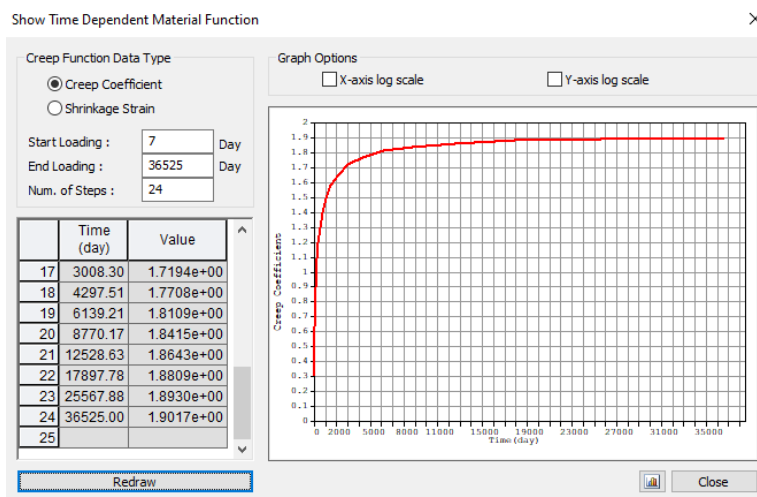
Age of concrete at the beginning of shrinkage : day

Σχήμα 5.1 : Παράμετροι που Εισάγονται στο Λογισμικό



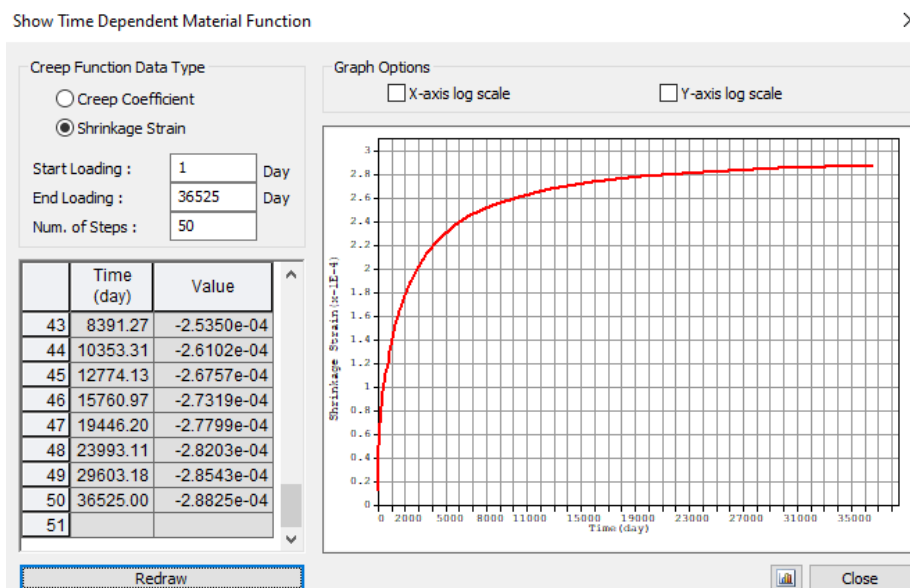
Σχήμα 5.2 : Συντελεστής Ερπυσμού

Επιλέγοντας “**Show Result**”, παράγεται το διάγραμμα του συντελεστή ερπυσμού συναρτήσει του χρόνου καθώς και το διάγραμμα συστολής ξήρανσης συναρτήσει χρόνου, όπου υπάρχει η δυνατότητα να επιλέξουμε άμεσα τον επιθυμητό χρόνο φόρτισης και να προκύψει το αναμενόμενο αποτέλεσμα.

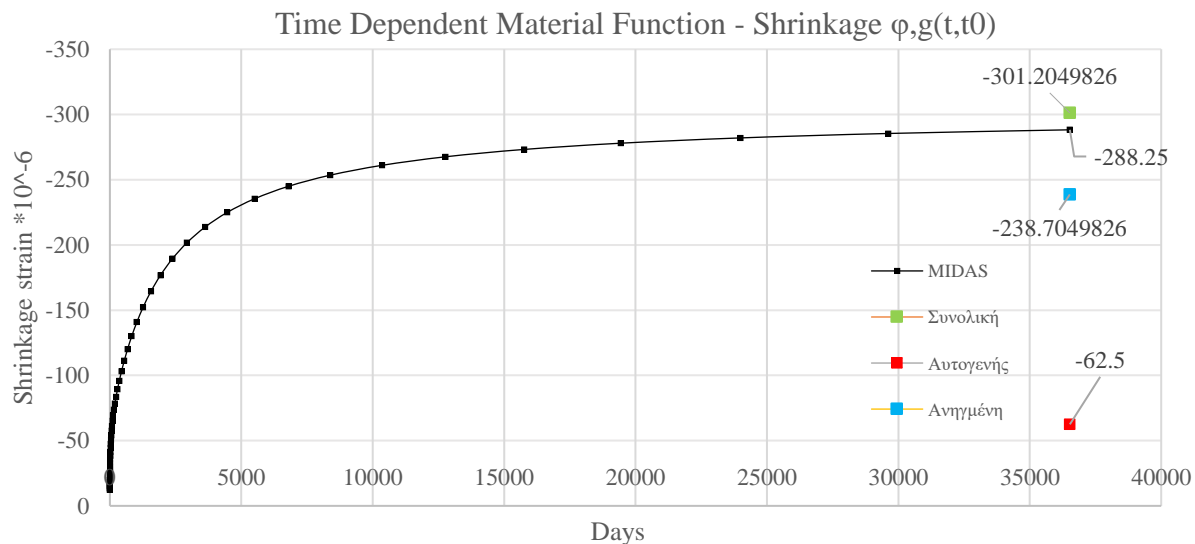


Σχήμα 5.3 : Συντελεστής Ερπυσμού στο Περιβάλλον του MIDAS

Αντίστοιχα, προκύπτει και η συστολή ξήρανσης, για δεδομένο χρόνο εκκίνησης και φόρτισης. Ωστόσο, δεν διευκρινίζεται εάν λαμβάνεται υπόψη και η αυτογενής ξήρανση



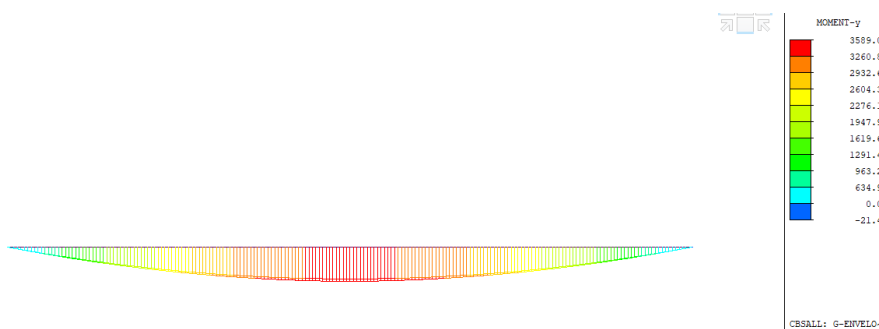
Σχήμα 5.4 : Συστολή Ξήρανσης στο Περιβάλλον του MIDAS



Σχήμα 5.5 : Σύγκριση Ανηγμένης Παραμόρφωσης Συστολής Ξηράνσεως

Όπως φαίνεται, το λογισμικό λαμβάνει υπόψη και την συστολή λόγω αυτογενούς συρρίκνωσης, με μια μικρή απόκλιση από τους υπολογισμούς στο χέρι, της τάξης του 4.50%.

Για να ληφθούν υπόψη οι επιρροές στα στοιχεία των διαδοκίδων του φορέα με την πλάκα σκυροδέματος, ο χρήστης χρειάζεται να δημιουργήσει αρχικά τόσα καινούρια loadcase όσοι είναι και οι χρόνοι φόρτισης που θα εξεταστούν. Στη συνέχεια, από το section **“Boundary Group Assignment”** εισάγονται οι συναρτήσεις της συστολής ξήρανσης και ερπυσμού για κάθε loadcase που ενδιαφέρει για τον χρόνο φόρτισης που εξετάζεται και προκύπτουν έτσι οι διαφορές των βραχυχρόνιων και μακροχρόνιων μεταβολών.



Σχήμα 5.6 : Περιβάλλουσα Ροπών για Βραχυχρόνια και Μακροχρόνια Φόρτιση

Όπως φαίνεται παραπάνω λοιπόν, οι επιρροές δεν είναι τόσο σημαντικές σε σχέση με τα μεγέθη του συνολικού φορέα, συνεπώς οι υπολογισμοί που ακολουθούν αναφέρονται στο βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας.

6 Δράσεις Σχεδιασμού

6.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός ενός φορέα οφείλει να εξασφαλίζει την ικανότητα να παραλάβει όλα τα φορτία που θα εμφανιστούν στην διάρκεια ζωής του, διατηρώντας ταυτόχρονα την καταλληλότητα του για την χρήση για την οποία προορίζεται. Ανάλογα με την μορφή, την θέση και το είδος του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Στα πλαίσια του σχεδιασμού, πρέπει να καθορίζεται και η διάρκεια ζωής του έργου, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της επιτελεστικότητας. Η παρούσα μελέτη που αφορά γεφυροποιία ανήκει στην Κατηγορία 5 με ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού τα 100 έτη.

Πίνακας 6.1 : Πίνακας Ενδεικτικών Τιμών Διάρκειας Ζωής Έργων

Κατηγορία διάρκειας ζωής σχεδιασμού	Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού σε έτη	Παραδείγματα
1	10	Προσωρινές κατασκευές
2	25	Δομικά στοιχεία με δυνατότητα αντικατάστασης
3	25	Αγροτικές και παρεμφερείς κατασκευές
4	50	Κτίρια και παρεμφερή
5	100	Μνημειακό κτίρια, γέφυρες και άλλα τεχνικά έργα

Οι δράσεις επί των κατασκευών ορίζονται από έναν Κανονισμό ο οποίος περιγράφει τόσο την ποιοτική όσο και την ποσοτική τους διάσταση. Στον Ελλαδικό χώρο όπως και σε άλλες Ευρωπαϊκές χώρες εφαρμόζεται ο EN 1991-1-1, ο οποίος παρέχει ιδιαίτερες πληροφορίες για κάθε χώρα, είτε μέσω Παραρτημάτων είτε μέσω Εθνικών Προσαρτημάτων. Ειδικότερα, διακρίνονται σε:

- Άμεσες (direct), που αντιστοιχούν σε συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα καταμεμημένα και πειφανειακά φορτία.
- Έμμεσες (indirect), που αντιστοιχούν σε επιβαλλόμενες παραμορφώσεις λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, καθώς και επιβαλλόμενης επιτάχυνσης λόγω σεισμού.

Επιπλέον, ως προς τον χρόνο, οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες G (permanent) όπως τα ίδια βάρη της κατασκευής, η προένταση κ.λπ.
- Μεταβλητές Q (variable) όπως τα επιβαλλόμενα φορτία στις οροφές, τα φορτία χιονιού ή ανέμου κ.λπ.
- Τυχηματικές A (accidental) όπως εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων

6.2 Μόνιμες Δράσεις

Ως μόνιμες νοούνται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς με αμελητέα διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο. Πρόκεινται για δράσεις σταθερής θέσης και κατακόρυφης διεύθυνσης.

6.2.1 Ίδια Βάρη Κατά την Φάση Κατασκευής-Σκυροδέτησης

6.2.1.1 Διαδοκίδες

Λαμβάνεται υπ' όψη το ίδιο βάρος των αμιγώς μεταλλικών διατομών των διαδοκίδων. Το στατικό σύστημα τους είναι επί αμφιέριστης εδράσεως, ενώ η διατομή τους επιλέχθηκε να μην είναι σταθερή κατά μήκος του ανοίγματός τους για να επιτευχθεί η κατασκευαστική εγκάρσια κλίση 2.50% του καταστρώματος

Στον Πίνακα 6.2 φαίνεται η διαβάθμιση των διατομών μιας τυπικής διαδοκίδας.

Πίνακας 6.2 : Γεωμετρία Διατομών Διαδοκίδων / Ίδιο Βάρος

Composite Cross-Girder			
		Στήριξη	Άνοιγμα
Άνω πέλμα	$b_{f,0}$ (mm)	500	500
	$t_{f,0}$ (mm)	22	25
Κάτω πέλμα	$b_{f,u}$ (mm)	700	700
	$t_{f,u}$ (mm)	25	35
Κορμός	h_{tot} (mm)	900	1200
	h_w (mm)	958	1140
	t_w (mm)	20	14
Γραμμικό φορτίο ιδίου βάρους (kN/m)		3.5764	4.1573

6.2.1.2 Κύριες Δοκοί

Οι κύριες δοκοί όπως αναλύεται στο §8 είναι αμιγώς μεταλλικές χωρίς να συνδέονται με την πλάκα του καταστρώματος. Η διαβάθμιση των διατομών που επιλέχθηκαν ήταν απόρροια της ανάλυσης. Κρίσιμη ήταν σαφώς η ροπή σε Ο.Κ.Α. στις στηρίξεις, η ροπή στο άνοιγμα όπου δεν αναρτάται απο καλώδια καθώς και το σενάριο απώλειας αναρτήρα. Όπως αναφέρεται στο σχετικό

κεφάλαιο των κύριων δοκών, GIRDER 1 ονομάζεται η δοκός όπου αναρτάται σε όλο της το μήκος από τους αναρτήρες, ενώ GIRDER 2 η δοκός όπου έχει ένα ελεύθερο άνοιγμα.

Στους δύο πίνακες φαίνονται οι διαβαθμίσεις των δοκών.

Πίνακας 6.3 : Γεωμετρία Διατομών Girder 1 / Ίδιο Βάρος

Main Girder 1		
	20m εκατέρωθεν του μεσοβάθρου	Υπόλοιπος φορέας
Άνω πέλμα		
$b_{f,0}$ (mm)	700	900
$t_{f,0}$ (mm)	30	40
Κάτω πέλμα		
$b_{f,u}$ (mm)	700	900
$t_{f,u}$ (mm)	40	60
Κορμός		
h_{tot} (mm)	1800	2000
h_w (mm)	1730	1895
t_w (mm)	20	55
Γραμμικό φορτίο ιδίου βάρους (kN/m)		
	6.5626	10.7937

Πίνακας 6.4 : Γεωμετρία Διατομών Girder 2 / Ίδιο Βάρος

Main Girder 2			
	0m~28m 72m~100m	36m~164m	28m~36m 164m~172m
Άνω πέλμα			
$b_{f,0}$ (mm)	1000	1000	1000
$t_{f,0}$ (mm)	45	30	65
Κάτω πέλμα			
$b_{f,u}$ (mm)	1100	1000	1000
$t_{f,u}$ (mm)	65	45	70
Κορμός			
h_{tot} (mm)	1800	1800	2000
h_w (mm)	1690	1725	1865
t_w (mm)	22	20	25
Γραμμικό φορτίο ιδίου βάρους (kN/m)			
	11.9	8.6	14.26

6.2.1.3 Χαλύβδινα Τόξα

Θλιβόμενα στοιχεία, απο τα οποία αναρτάται το σύμμικτο κατάστρωμα μέσω χαλύβδινων προεντεταμένων αναρτήρων. Εξασφαλίζουν την ομαλή μεταφορά των φορτίων λειτουργίας στην θεμελίωση.

Στην παρούσα μελέτη τα τόξα τοποθετήθηκαν με λοξή διάταξη, διασχίζοντας το κατάστρωμα εγκάρσιως, κατά μήκος του ανοίγματος της γέφυρας. Το στατικό τους σύστημα δεν εδράζεται αρθρωτά με τον ελκυστήρα – κύρια δοκό του καταστρώματος, αλλά πακτώνεται εκτός των ορίων αυτού. Στον πίνακα φαίνονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά ως απίτηση της διαστασιολόγησης.

Πίνακας 6.5 : Γεωμετρία Διατομής Κύριου Τόξου / Ίδιο βάρος

Κύρια Λοξά Τόξα		
Σταθερή διατομή σε όλο το μήκος		
Διάμετρος	D (mm)	2500
Πάχος τοιχώματος	t (mm)	80
Γραμμικό φορτίο ιδίου βάρους (kN/m)		33.145

6.2.1.4 Δευτερεύοντα Καμπύλα Μέλη

Εδράζονται στα κύρια λοξά τόξα και λειτουργούν κυρίως ως μέσω αγκύρωσης πρόσθετων αναρτήρων στο κατάστρωμα. Η διατομή τους είναι κοίλη κυκλική με χαρακτηριστικά

Πίνακας 6.6 : Γεωμετρία Διατομής Καμπύλων Δευτερευόντων Μελών / Ίδιο Βάρος

Δευτερεύοντα Καμπύλα Μέλη		
Σταθερή διατομή σε όλο το μήκος		
Διάμετρος	D (mm)	1800
Πάχος τοιχώματος	t (mm)	60
Γραμμικό φορτίο ιδίου βάρους (kN/m)		19.476

6.2.1.5 Συνδετήριες Δοκοί

Χαλύβδινες συνδετήριες δοκοί, κοίλης κυκλικής διατομής που συνδέουν τα κύρια με τα δευτερεύοντα καμπύλα μέλη.

Πίνακας 6.7 : Γεωμετρία Διατομής Συνδετήριων Δοκών / Ίδιο Βάρος

Δευτερεύοντα Καμπύλα Μέλη		
Σταθερή διατομή σε όλο το μήκος		
Διάμετρος	D (mm)	914
Πάχος τοιχώματος	t (mm)	25
Γραμμικό φορτίο ιδίου βάρους (kN/m)		5.481

6.2.1.6 Καλώδια

Προεντεταμένα χαλύβδινα καλώδια με καθαρά εφελκόμενη λειτουργία. Χαρακτηρίζονται μόνο από αξονική δυσκαμψία ενώ η συμπεριφορά τους υπό εγκάρσια φορτία είναι μη γεωμετρικώς γραμμική στο χώρο.

Πίνακας 6.8 : Γεωμετρία Διατομής Καλωδίων / Ίδιο Βάρος

Αναρτήρες		
Συμπαγής διάμετρος	D (mm)	110
Γραμμικό φορτίο ιδίου βάρους (kN/m)		0.437

6.2.1.7 Χαλυβδόφυλλο

Εδράζεται επί των διαδοκίδων ως αμφιέριστο. Διακόπτεται μεταξύ αυτών σε αντίθεση με τα κτιριακά έργα, όπου αντιμετωπίζεται ως συνεχές στατικό σύστημα και δεν διακόπτεται μεταξύ των δευτερευουσών δοκών.

Γενικά, η διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου μπορεί να γίνει χειροκίνητα, βρίσκοντας τις αντοχές της διατομής του σε καμπτικές και διατμητικές εντάσεις.

Παρ' όλα αυτά είναι μια αρκετά επίπονη διαδικασία μεταξύ άλλων, λόγω της κατηγορίας 4 που κατατάσσονται οι λεπτότοιχες διατομές των χαλυβδόφυλλων. Αυτό σημαίνει ότι για κάθε τοίχωμα του φύλλου θα πρέπει να υπολογιστούν τα ενεργά εμβαδά αλλά και να προσομοιωθούν οι ενισχύσεις τους ως ελατήρια με κατάλληλες δυσκαμψίες.

Προς αποφυγήν αυτής της διαδικασίας, συνηθέστερα, οι κατασκευαστές χαλυβδόφυλλων παρέχουν τα επιτρεπόμενα αυτά φορτία **σχεδιασμού**, με τα οποία στη συνέχεια ο μελετητής κρίνει την καταλληλότερη διατομή.

Στην παρούσα μελέτη η ανάλυση, όπως αναλύεται λεπτομερώς παρακάτω, κρίθηκε απαραίτητη η χρήση χαλυβδόφυλλου με ύψος 153 mm και πάχος 1.25mm της εταιρείας **TATA STEEL** με κωδικό **D153**.

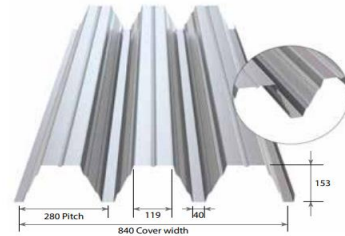
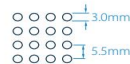
Το ίδιο βάρος αυτού σύμφωνα με τους πίνακες του κατασκευαστή είναι ίσο με

- $g_{i.β.χαλυβδ} = 0.1646 \text{ kN/m}^2$ η οποία τιμή προσαυξάνεται τελικά κατά 40% για να ληφθούν υπ'όψη την επικαλύψεις κ.λ.π.
- $g_{i.β.χαλυβδ.προσαυξ.} = 0.23044 \text{ kN/m}^2$

Πίνακας 6.9 : Αδρανειακά – Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Χαλυβδόφυλλου απο τον Κατασκευαστή

RoofDek D153 - web perforated

Perforating pattern P3L-5 (23.5%).
3.0mm holes at 5.5mm square centres.
Open area is 6.2% of exposed soffit (11% of cover area)



Ultimate section properties to Eurocode

Material specification	Design thickness mm	Weight kg/m ²	Broad flange in compression		Narrow flange in compression		100mm bearing on purlin		Shear capacity kN/m
			Moment capacity kNm/m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Moment capacity kNm/m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Internal R _w kN/m	End R _w kN/m	
0.75mm Steel S320	0.71	9.86	11.92	343.56	9.03	352.29	16.36	3.78	37.95
0.88mm Steel S320	0.84	11.58	15.41	419.56	11.94	425.95	23.64	5.58	51.72
1.25mm Steel S320	1.21	16.46	25.55	628.00	19.06	628.00	50.08	12.41	101.82

Πίνακας 6.10 : Επιτρεπόμενα Φορτία Σχεδιασμού Χαλυβδόφυλλου Συναρτήσει του Ανοίγματος

Safe loads (kN/m ²)		Imposed load - deflection limit span / 200														Wind suction load - deflection limit span / 150							
		Span (metres)																					
		3.80	4.00	4.20	4.40	4.60	4.80	5.00	5.20	5.40	5.60	5.80	6.00	6.20	6.40	6.60	6.80						
0.75mm Steel S320	Imposed	Single	1.26	1.20	1.14	1.08	1.03	0.99	0.94	0.91	-	-	-	-	-	-	-						
		Double	1.71	1.62	1.54	1.46	1.40	1.34	1.27	1.20	1.13	1.07	1.02	0.97	0.92	-	-	-					
		Multi	1.59	1.51	1.44	1.37	1.31	1.25	1.20	1.15	1.10	1.06	1.02	0.99	0.95	0.92	-	-					
	Suction	Single	3.40	3.07	2.79	2.55	2.34	2.15	1.99	1.84	-	-	-	-	-	-	-	-					
		Double	4.47	4.04	3.67	3.35	3.07	2.82	2.61	2.42	2.24	2.09	1.95	1.83	1.72	-	-	-					
		Multi	5.27	4.77	4.33	3.95	3.62	3.33	3.07	2.85	2.64	2.46	2.30	2.15	2.02	1.90	-	-					
	0.88mm Steel S320	Imposed	Single	1.88	1.79	1.70	1.62	1.54	1.48	1.41	1.36	1.30	1.25	1.21	1.17	1.13	1.09	1.05	0.96				
			Double	2.54	2.41	2.26	2.12	1.98	1.87	1.76	1.66	1.57	1.48	1.40	1.33	1.27	1.21	1.15	1.10				
			Multi	2.37	2.25	2.14	2.04	1.95	1.86	1.79	1.71	1.65	1.59	1.53	1.48	1.43	1.38	1.33	1.29				
Suction		Single	4.32	3.91	3.55	3.24	2.97	2.74	2.53	2.34	2.18	2.03	1.90	1.78	1.67	1.57	1.48	1.40					
		Double	5.77	5.21	4.74	4.32	3.96	3.64	3.36	3.12	2.89	2.70	2.52	2.36	2.21	2.08	1.96	1.85					
		Multi	6.71	6.06	5.50	5.02	4.60	4.23	3.91	3.62	3.36	3.13	2.92	2.74	2.57	2.41	2.27	2.15					
1.25mm Steel S320		Imposed	Single	4.25	4.03	3.83	3.65	3.49	3.34	3.20	3.07	2.96	2.72	2.43	2.18	1.96	1.77	1.60	1.45				
			Double	5.06	4.70	4.38	4.09	3.82	3.59	3.37	3.17	2.99	2.83	2.68	2.54	2.41	2.29	2.18	2.07				
			Multi	5.34	5.06	4.82	4.59	4.39	4.20	4.02	3.79	3.58	3.39	3.21	3.05	2.90	2.76	2.62	2.50				
	Suction	Single	7.15	6.46	5.87	5.36	4.91	4.52	4.17	3.87	3.59	3.35	3.13	2.93	2.75	2.59	2.44	2.31					
		Double	9.54	8.62	7.83	7.15	6.55	6.02	5.56	5.15	4.78	4.45	4.16	3.89	3.65	3.43	3.24	3.05					
		Multi	11.10	10.03	9.11	8.31	7.61	7.00	6.46	5.98	5.55	5.17	4.83	4.52	4.24	3.98	3.75	3.54					

6.2.1.8 Πλάκα Οπλισμένου Σκυροδέματος

Σύμφωνα με την επίλυση της πλάκας σκυροδέματος, προέκυψε ένα συνολικό πάχος πλάκας ίσο με

- $h_{slab,tot} = 41 \text{ cm}$

το οποίο μεταφράζεται σε ένα επιφανειακό φορτίο ίσο με

- $g_{slab,tot} = 0.41 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Όλα τα προαναφερθέντα φορτία δρούν κατακόρυφα, ενώ δεν λαμβάνονται υπόψη τα αντίστοιχα των ελασμάτων συνδέσεων και των κοχλιών, συγκολλήσεων.

Το ίδιο βάρος του δομικού χάλυβα λαμβάνεται ίσο με $78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ και του σκυροδέματος $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ (ξηρό) και $26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ (νωπό).

6.2.2 Κατασκευαστική Κλίση Καταστρώματος 2.50%

Ο κανονισμός επιβάλλει κλίση 2.50% στο οδόστρωμα για απορροή των όμβριων υδάτων. Η κλίση αυτή μπορεί να επιτευχθεί με 4 τρόπους:

6.2.2.1 Μεταβλητά Ύψη Κυρίας Δοκού

Ένας τρόπος που συνηθίζεται για την επίτευξη της κλίσεως του καταστρώματος είναι η μεταβολή του ύψους της κυρίας δοκού κατά μήκος της γέφυρας. Με αυτόν τον τρόπο δεν επιβαρύνεται το κατάστρωμα με επιπλέον φορτίο

6.2.2.2 Ένστροψη Σκυροδέματος Κλίσεως

Μια άλλη εναλλακτική είναι, μια επιπλέον ένστροψη οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 30 cm η οποία όμως φορτίζει το κατάστρωμα με ένα επιπλέον σημαντικό επιφανειακό φορτίο της τάξης των $7.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

6.2.2.3 Διαδοκίδα Μεταβλητής Διατομής

Σε αυτή την περίπτωση οι διαδοκίδες μεταβάλλονται κατά το πλάτος του καταστρώματος

6.2.2.4 Διαδοκίδα Μεταβλητής Διατομής με Σταθερό Κάτω Πέλμα

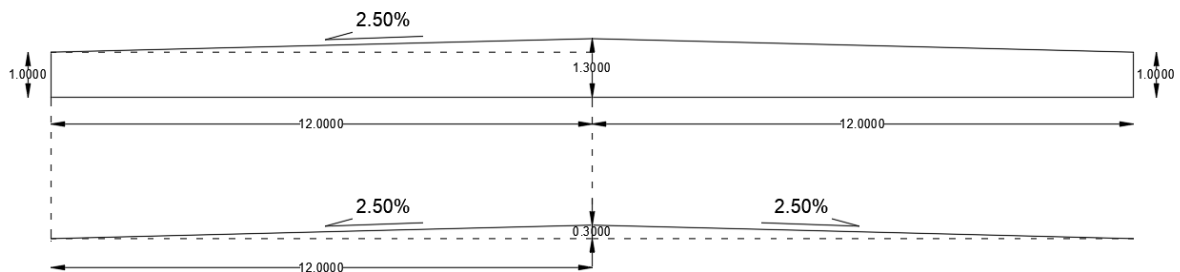
Σε αυτή την περίπτωση οι διαδοκίδες μεταβάλλονται κατά το πλάτος του καταστρώματος διατηρώντας όμως το κάτω πέλμα σταθερό και διαβαθμίζοντας κατάλληλα το άνω όριο.

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε η 4^η εναλλακτική, μεταβάλλοντας μόνο το άνω πέλμα σύμφωνα με τις διαστάσεις των διαδοκίδων απο τον **Πίνακας 6.2**



Σχήμα 6.1 : Τομή Μεταβλητής Διατομής Διαδοκίδας κατά το Πλάτος του Καταστρώματος

6.2.2.4.1 Εύρεση Ποσοστιαίας Κλίσης



Σχήμα 6.2 : Υπολογισμός Ποσοστιαίας Κλίσης

$$Slope \% = \frac{RISE}{RUN} \times 100 = \frac{0.30}{12} \times 100 = 0.025 \times 100 = 2.50\% \Rightarrow \mathbf{Slope \% = 2.50\%}$$

6.2.3 Πρόσθετα Μόνιμα Ίδια Βάρη Μετά την Φάση Σκυροδέτησης

6.2.3.1 Ασφαλτικές Στρώσεις

Με ειδικό βάρος $24 \frac{kN}{m^3}$ και συνολικού πάχους :

- $h_{ασφαλτ.} = 10cm$

Το οποίο μεταφράζεται σε ένα επιφανειακό φορτίο στο πλάτος τους οδοστρώματος μόνο, ίσο με:

- $g'_{ασφαλτ.} = 0.1 m \times 24 \frac{kN}{m^3} = 2.40 \frac{kN}{m^2}$

6.2.3.2 Πρόσθετο Φορτίο Εξομάλυνσης Ασφάλτου

Είναι μια ομοιόμορφη στρώση απο υλικό με ειδικό βάρος 25 kN/m^3 για επιπεδοποίηση της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος λόγω ατελειών με πάχος:

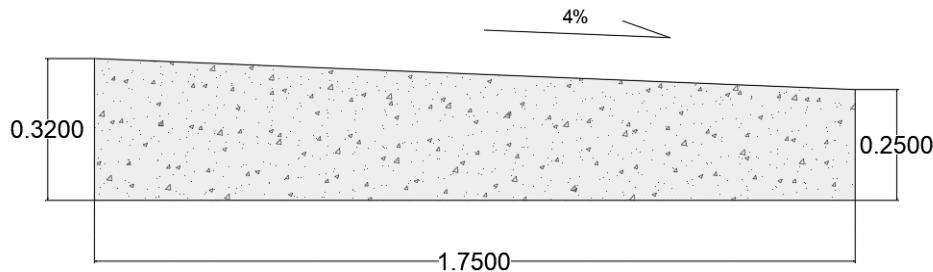
- $h_{\text{εξομάλυνσης}} = 2 \text{ cm}$

Το οποίο μεταφράζεται σε ένα επιφανειακό φορτίο στο πλάτος τους οδοστρώματος μόνο, ίσο με:

- $g'_{\text{εξομάλυνσης}} = 0.02 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

6.2.3.3 Πεζοδρόμια

Οι συνήθεις διαστάσεις των πεζοδρομίων στις γέφυρες είναι



Σχήμα 6.3 : Συνήθεις Διαστάσεις Διατομής Πεζοδρομίου

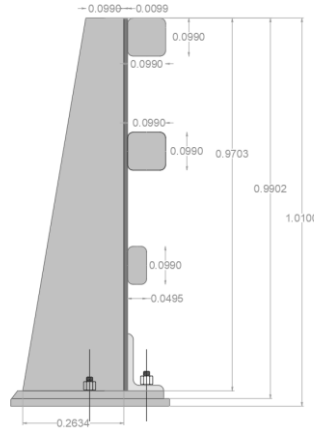
Στην παρούσα μελέτη το πεζοδρόμιο σχεδιάστηκε να έχει **πλάτος 4 m** με ειδικό βάρος αυτό του σκληρυμένου σκυροδέματος $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$

- Το εμβαδό του πεζοδρομίου είναι ίσο με $E = 1.14 \text{ m}^2$
- Γραμμικό φορτίο $q_{Ed, \text{γραμμ.}} = 1.14 \text{ m}^2 \times 22.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 25.764 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

6.2.3.4 Ακραία Στηθαία Αναχαίτισης Οχημάτων

Είναι συνήθως μεταλλικά, αλλά κριτήριο είναι κυρίως η μέγιστη επιτρεπόμενη ταχύτητα κυκλοφορίας στο έκαστο οδόστρωμα.

Στην παρούσα μελέτη λήφθηκαν μεταλλικά, με ορθοστάτες να τοποθετούνται **ανά 2 m**. Η διατομή των ορθοστατών λήφθηκε ισοδύναμη με το εμβαδόν μιας HEA100



Σχήμα 6.4 : Διατομή Ακραίου Σηθαιού Αναχαίτισης Οχημάτων

- $E_{ορθοστάτη} = E_{HEA100} = 0.00212 \text{ m}^2$
- $h_{ορθοστάτη} = 1.010 \text{ m}$
- $V_{ορθοστάτη} = 1.010 \text{ m} \times 0.00212 \text{ m}^2 = 0.0021412 \text{ m}^3$
- $W_{ορθοστάτη} = 0.0021412 \text{ m}^3 \times 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.1680842 \text{ kN}$
- Ορθοστάτες ανά 2 m

Γραμμικό φορτίο ορθοστάτη ανά τρέχον μέτρο σε πλάτος επιρροής 2 m :

$$\rightarrow g'_{ορθοστάτη} = \frac{0.1680842 \text{ kN}}{2\text{m}} = 0.0840421 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Για τα οριζόντια μέλη που τρέχουν κατά μήκος έχουν:

$$\rightarrow E_{οριζοντ.} = 0.0335 \text{ m}^2$$

Γραμμικό φορτίο οριζόντιων μελών ανά τρέχον μέτρο:

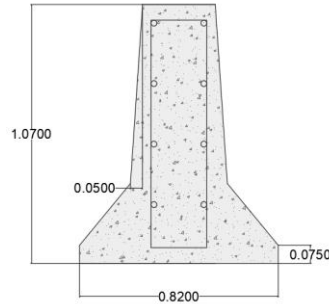
$$\rightarrow g'_{οριζοντ.} = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.0344 \text{ m}^2 = 2.7004 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Τελικό γραμμικό φορτίο ακραίων σηθαίων αναχαίτισης:

$$\rightarrow g'_{side, barrier.} = 0.0840421 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2.7004 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 2.7844421$$

6.2.3.5 Ενδιάμεσο Σηθαίο Αναχαίτισης Οχημάτων

Τρέχει κατά μήκος της γέφυρας με ειδικό βάρος concrete – plain stone ίσο με $25.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$



Σχήμα 6.5 : Διατομή Ενδιάμεσου Στηθαίου Τύπου New Jersey

$$\rightarrow E_{NewJersey} = 0.4761 \text{ m}^2$$

Τελικό γραμμικό φορτίο ενδιάμεσου στηθαίου αναχαίτισης:

$$\rightarrow g'_{NewJersey} = 0.4761 \text{ m}^2 \times 25.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 11.9025 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

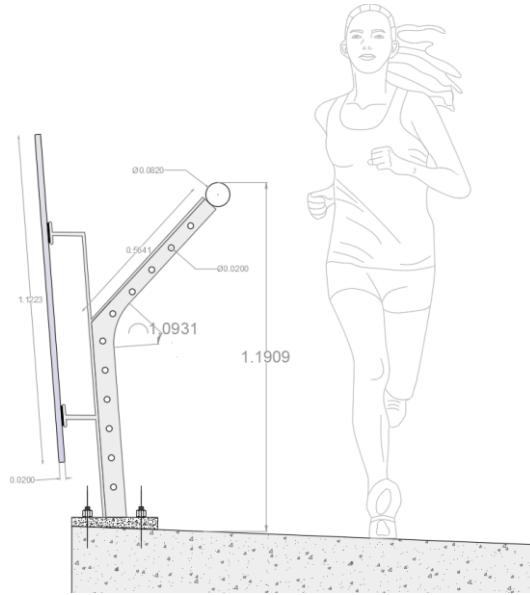
6.2.3.6 Κιγκλίδωμα Προστασίας Πεζών

Οι επιλογές που υπάρχουν ποικίλουν απο έτοιμα εργοστασιακά ανά τρέχον μέτρο έως custom-made.

Στην συγκεκριμένη μελέτη σχεδιάσθηκε απο την αρχή η διατομή του παραπέτου, φυσικά με επιρροές και απο παρόμοιες προσεγγίσεις.

Οι χειρολαβές και οι ντίζες που εκτείνονται οριζοντίως είναι απο αλουμίνιο με ειδικό βάρος $27.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ ενώ ο ορθοστάτης διατομής T με την στήριξη του είναι χαλύβδινη.

Επίσης το παραπέτο καταλήγει σε ένα υαλοπέτασμα πάχους 2 cm απο σκληρυμένο ύαλο (*tempered glass*) ειδικού βάρους $25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$



Σχήμα 6.6 : Custom Made Διατομή Κιγκλιδώματος Προστασίας Πεζών

Για τα οριζόντια μέλη - ντίτζες:

- Διάμετρος οριζοντίων μελών $d = 20 \text{ cm}$
- Εμβαδόν οριζοντίων μελών $A = 34.54 \text{ cm}^2$

Γραμμικό φορτίο οριζοντίων μελών

$$\rightarrow g'_{\text{οριζοντ.}} = 0.003454 \text{ m}^2 \times 27.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.0936 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Για την χειρολαβή:

- Διάμετρος $d = 82 \text{ cm}$
- Εμβαδόν οριζοντίων μελών $A = 52.7834 \text{ cm}^2$

Γραμμικό φορτίο χειρολαβής

$$\rightarrow g'_{\text{χειρολαβής}} = 0.00527834 \text{ m}^2 \times 27.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.1431 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Για τους ορθοστάτες διατομής T:

- Εμβαδόν ορθοστατών με τις λαβές $A = 100 \text{ cm}^2$
- Ανά 2 m
- Συνολικό μήκος ορθοστάτη $length = 1.18 \text{ m}$

$$\rightarrow V_{ορθοστάτη} = 0.018 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow W_{ορθοστάτη} = 0.018 \text{ m}^3 \times 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.9263 \text{ kN}$$

Γραμμικό φορτίο ορθοστάτη ανά τρέχον μέτρο σε πλάτος επιρροής 2 m :

$$\rightarrow g'_{ορθοστάτη} = \frac{0.9263 \text{ kN}}{2\text{m}} = 0.46315 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Για το υαλοπέτασμα:

$$\rightarrow A_{glass} = 2\text{cm} \times 112\text{cm} = 224 \text{ cm}^2$$

Γραμμικό φορτίο υαλοπετάσματος ανά τρέχον μέτρο:

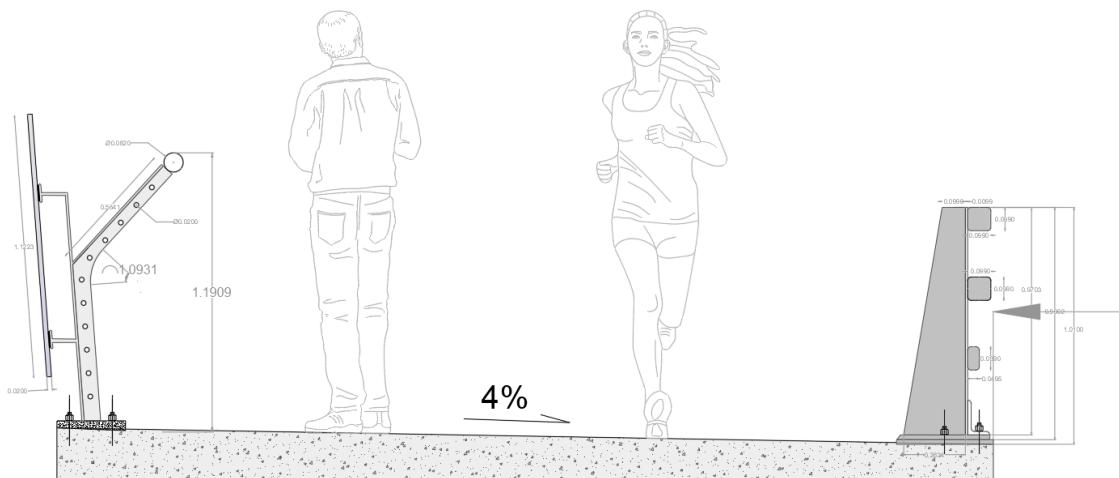
$$\rightarrow g'_{glass.} = 0.003454 \text{ m}^2 \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.2.3.7 Πίνακας Σύνοψης Πρόσθετων Μόνιμων Φορτίων

Τέλος παρατίθεται ένας πίνακας που συνοψίζει όλα τα προαναφερθέντα φορτία καθώς και το που και πώς είναι δυνατόν να επιβληθούν αυτά.

Πίνακας 6.11 : Φορτία απο Πρόσθετα Μόνιμα Βάρη

α/α	Είδος Φορτίου	Επιφανειακό (kN/m ²)	Κύριες Δοκοί (kN/m)	Διαδοκίδες (kN/m)	Σημειακό στις Διαδοκίδες (kN)
1	Ασφαλτικά	2.4	28.8	9.6	38.4
2	Εξομάλυνση	0.5	6	2	8
3	Πεζοδρόμια	7.125	25.764		103.056
4	Ακραία Στηθαία		3.06288631	-	12.25154524
5	Ενδιάμεσο Στηθαίο	11.9025	11.9025	-	43.03944
6	Παραπέτο		1.259971061	-	5.039884243



Σχήμα 6.7 : Όψη Διαβάθμισης Διαδρόμου Πεζών

6.3 Φορτία Κυκλοφορίας

Στο μέρος 2 του EC1 προδιαγράφονται τα κινητά φορτία που χρησιμοποιούνται για οδικές γέφυρες με ανοίγματα μικρότερα των 200 m και με πλάτος οδοστρώματος όχι μεγαλύτερο από 42 m. Προκειμένου να γίνει προσομοίωση των πραγματικών δράσεων, ορίζονται διάφορα πλασματικά μοντέλα φόρτισης για τα οποία προδιαγράφονται τόσο η μορφή όσο και τα αντίστοιχα φορτία τους. Η δυναμική επιρροή των φορτίων έχει συνυπολογιστεί και περιληφθεί στα μοντέλα αυτά, οπότε δεν χρειάζεται να γίνει καμία περαιτέρω προσαύξηση

6.3.1 Διάρθρωση του οδοστρώματος σε ονομαστικές λωρίδες κυκλοφορίας

Το πλάτος του οδοστρώματος, w , θα πρέπει να μετράται μεταξύ των κρασπέδων ή μεταξύ των εσωτερικών ορίων των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων, και δεν θα πρέπει να περιλαμβάνει την απόσταση μεταξύ των σταθερών συστημάτων συγκράτησης ή των κρασπέδων μιας κεντρικής νησίδας ούτε και τα πλάτη αυτών των συστημάτων συγκράτησης οχημάτων.

Το πλάτος w_1 των ονομαστικών λωρίδων κυκλοφορίας πάνω στο οδόστρωμα και ο μέγιστος δυνατός ακέραιος αριθμός n_1 τέτοιων λωρίδων σ' αυτό το οδόστρωμα ορίζονται στον **Πίνακας 6.12**

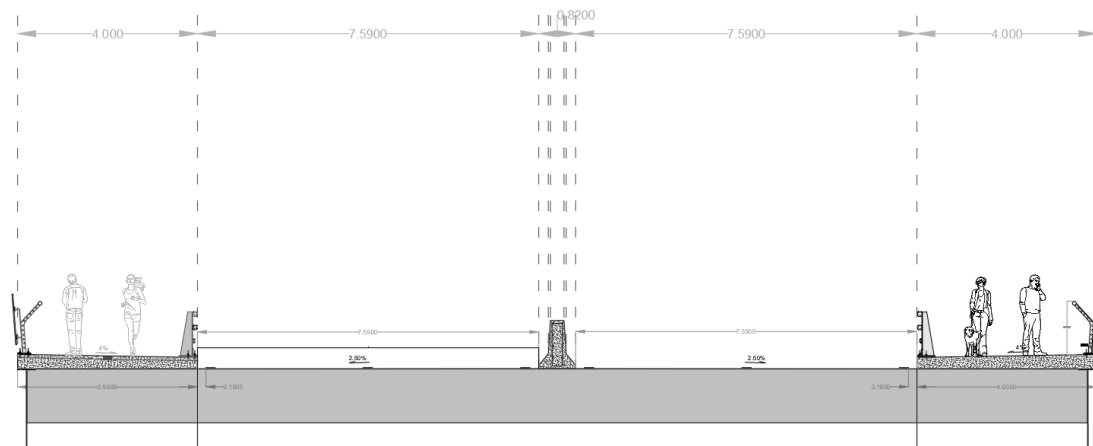
Πίνακας 6.12 : Αριθμός και Πλάτος των Ονομαστικών Λωρίδων Κυκλοφορίας

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

Στην παρούσα μελέτη, το καθαρό πλάτος του οδοστρώματος χωρίς στηθαία και λοιπά προστατευτικά στοιχεία είναι 16 m.

Η γέφυρα αποτελείται από έναν κλάδο με δύο κατευθύνσεις συνεπώς, στο κέντρο προορίζεται στηθαίο τύπου New Jersey διαστάσεων που αναγράφονται στο Σχήμα 6.5 : Διατομή Ενδιάμεσου Στηθαίου Τύπου New Jersey

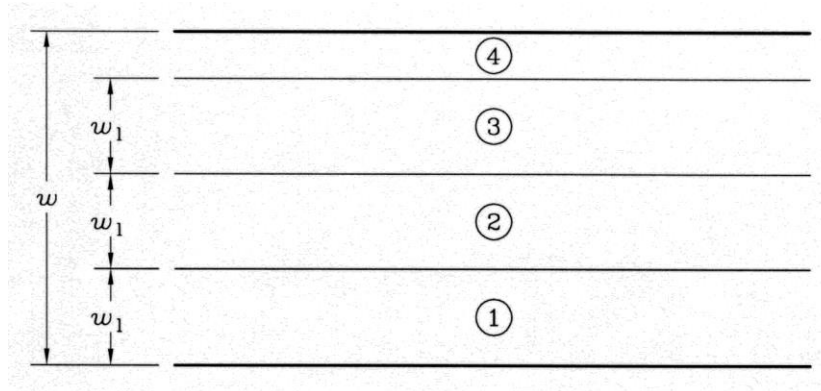
Τελικά, το οδόστρωμα κάθε κατεύθυνσης έχει πλάτος ίσο με 7.59 m



Σχήμα 6.8 : Όψη Οδοστρώματος

6.3.2 Θέση και αρίθμηση των λωρίδων κυκλοφορίας για τον σχεδιασμό

Η λωρίδα κυκλοφορίας η οποία προκαλεί τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη αριθμείται ως Λωρίδα 1, η λωρίδα κυκλοφορίας που προκαλεί τα δεύτερα λιγότερο δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη αριθμείται ως Λωρίδα 2 κλπ.



Σχήμα 6.9 : Παράδειγμα Αρίθμησης Λωρίδων στη Γενική Περίπτωση

όπου:

w πλάτος οδοστρώματος

w_1 πλάτος ονομαστικής λωρίδας

1 Ονομαστική Λωρίδα 1

2 Ονομαστική Λωρίδα 2

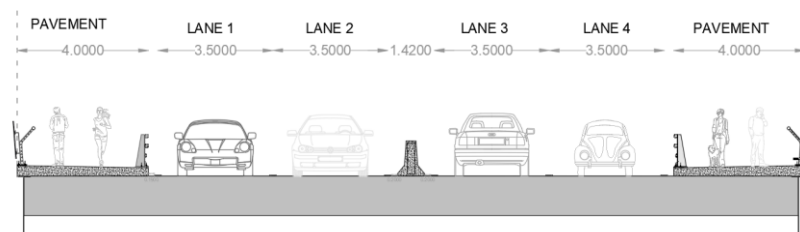
3 Ονομαστική Λωρίδα 3

4 Εναπομένουσα επιφάνεια

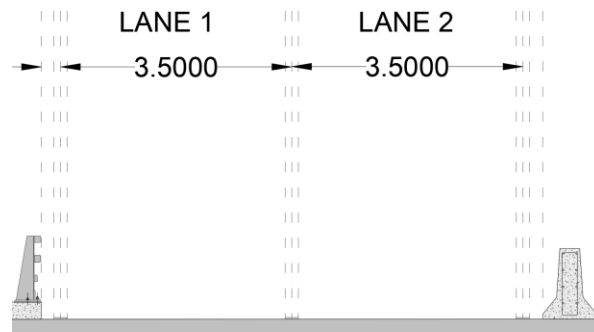
Όπου το οδόστρωμα αποτελείται από δύο ξεχωριστά τμήματα πάνω στο ίδιο κατάστρωμα, θα χρησιμοποιείται μόνο μία αρίθμηση για ολόκληρο το οδόστρωμα.

Λαμβάνοντας υπόψη και τα πλάτη των διαγραμμίσεων που συνήθως είναι 20cm, το οδόστρωμα κάθε κατεύθυνσης χωρίζεται 2 δύο λωρίδες κυκλοφορίας, με μια εναπομένουσα επιφάνεια απο την πλευρά των πεζοδρομίων, ίση με 19 cm, χώρος όπου θα τοποθετηθούν τα φρεάτια απορροής ομβρίων υδάτων.

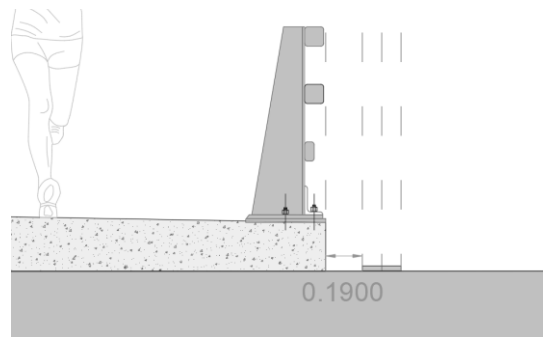
Αντίστοιχα στην αντιδιαμετρική πλευρά του οδοστρώματος υπάρχει μια εναπομένουσα επιφάνεια, δίπλα απο το στηθαίο τύπου New Jersey, πλάτους 20 cm.



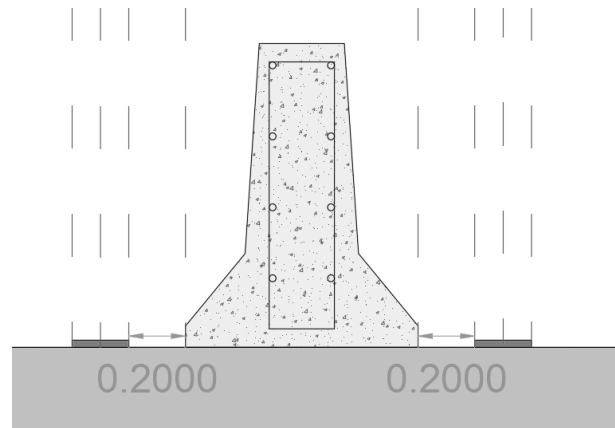
Σχήμα 6.10 : Όψη Διάταξης Λωρίδων



Σχήμα 6.11 : Όψη και προβολή Διάταξης Οδοστρώματος μιας Διεύθυνσης



Σχήμα 6.12 : Απομένουσα Επιφάνεια απο την Πλευρά των Πεζοδρομίων



Σχήμα 6.13 : Απομένουσα Επιφάνεια απο την Πλευρά των Ενδιάμεσων Στηθαίων

6.3.3 Κατακόρυφα φορτία – Χαρακτηριστικές τιμές

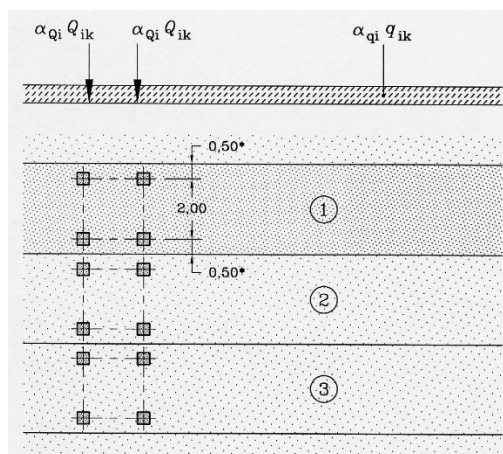
6.3.3.1 Πρότυπη Φόρτιση 1 (LM1)

Στην παρούσα μελέτη εφαρμόστηκε η Πρότυπη Φόρτιση 1 η οποία σύμφωνα με τον EN 1992-2 αποτελείται από 2 επιμέρους συστήματα:

Πίνακας 6.13 : Πρότυπη Φόρτιση 1 : χαρακτηριστικές τιμές

Θέση	Σύστημα δίδυμου άξονα TS	Σύστημα UDL
	Αξονικά Φορτία Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ή q_{rk}) (kN/m ²)
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2,5
Λωρίδα 3	100	2,5
Λοιπές λωρίδες	0	2,5
Εναπομένουσα επιφάνεια (q_{rk})	0	2,5

Οι λεπτομέρειες της Πρότυπης Φόρτισης 1 απεικονίζονται στο **Σχήμα 6.14**



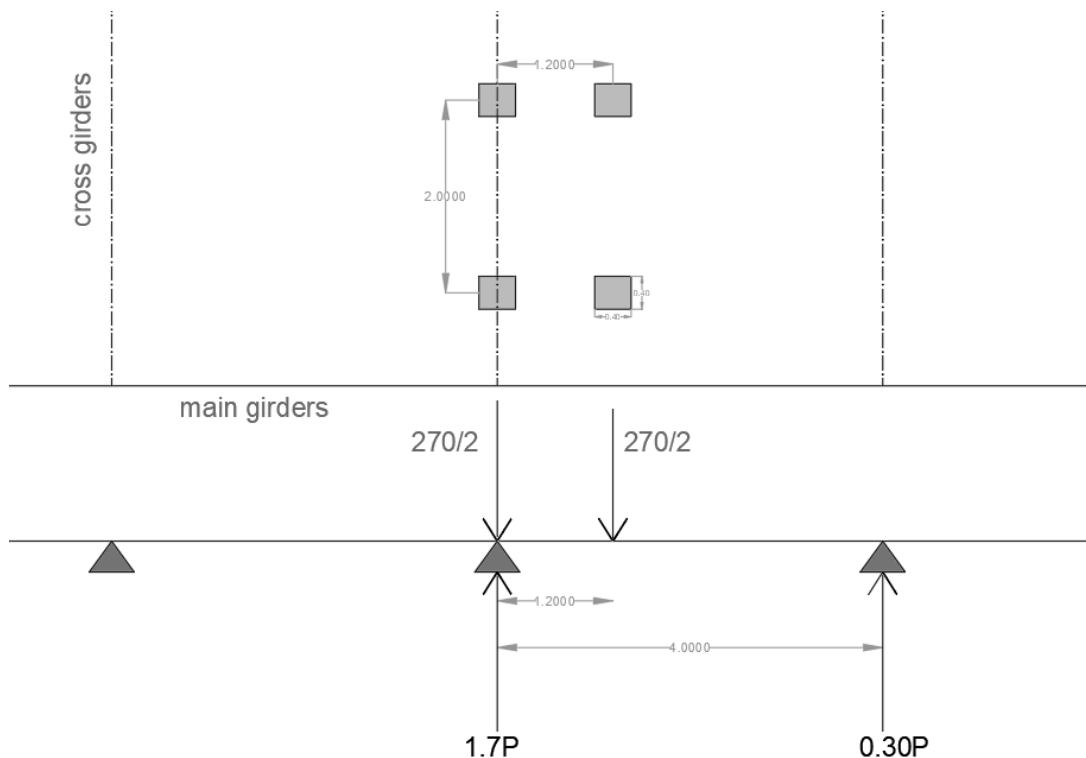
Σχήμα 6.14 : Εφαρμογή της Πρότυπης Φόρτισης 1

Όπου

- (1) Λωρίδα 1 : $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$; $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$
- (2) Λωρίδα 2 : $Q_{2k} = 200 \text{ kN}$; $q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- (3) Λωρίδα 3 : $Q_{3k} = 100 \text{ kN}$; $q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$

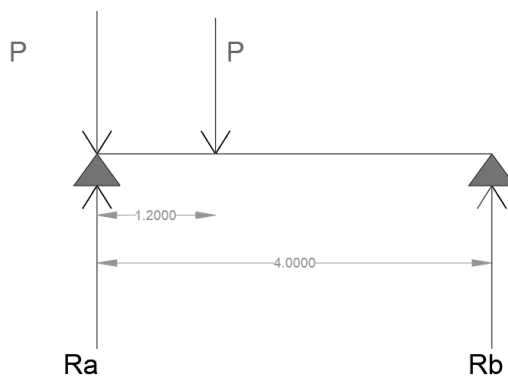
Για την παρούσα μελέτη, τα φορτία κυκλοφορίας αρχικά εφαρμόστηκαν για την εγκάρσια ανάλυση της γέφυρας, στην πιο δυσμενή αμφιέριστη διαδοκίδα. Τα οχήματα τοποθετήθηκαν σε διάφορες θέσεις κατά την εγκάρσια έννοια και βρέθηκαν οι πιο σημαντικές εντάσεις, ροπής και τέμνουσας δύναμης στο μέσον του ανοίγματος και στη στήριξη αντίστοιχα.

Προκειμένου τα UDL να κατανεμηθούν γραμμικά πάνω στη διαδοκίδα πολλαπλασιάζεται η τιμή τους με το πλάτος επιρροής των διαδοκίδων που είναι 4 m. Επίσης, όσον αφορά τα TS θεωρούμε την δυσμενέστερη περίπτωση ο μπροστά άξονας να βρίσκεται πάνω στη διαδοκίδα. Στην περίπτωση αυτή υπολογίζεται ένας συντελεστής κατανομής τροχών που προσοξάνει το φορτίο των αξόνων κατά το ποσοστό που επιδρά στη διαδοκίδα.



Σχήμα 6.15 : Κάτοψη : Συντελεστής Κατανομής Τροχών

Υπολογιστικά προκύπτει από την επίλυση της αμφιέρειστης έδρασης όπου:



Ροπές ως προς την στήριξη Α:

$$\sum M_a = 0 \Rightarrow P \times 1.20 - R_b \times 4 = 0 \Rightarrow R_b = \frac{1.20P}{4} = 0.30P \Rightarrow \mathbf{R_b = 0.30P}$$

$$\sum F_y = 2P \Rightarrow R_a + R_b = 2P \Rightarrow R_a = 1.7P$$

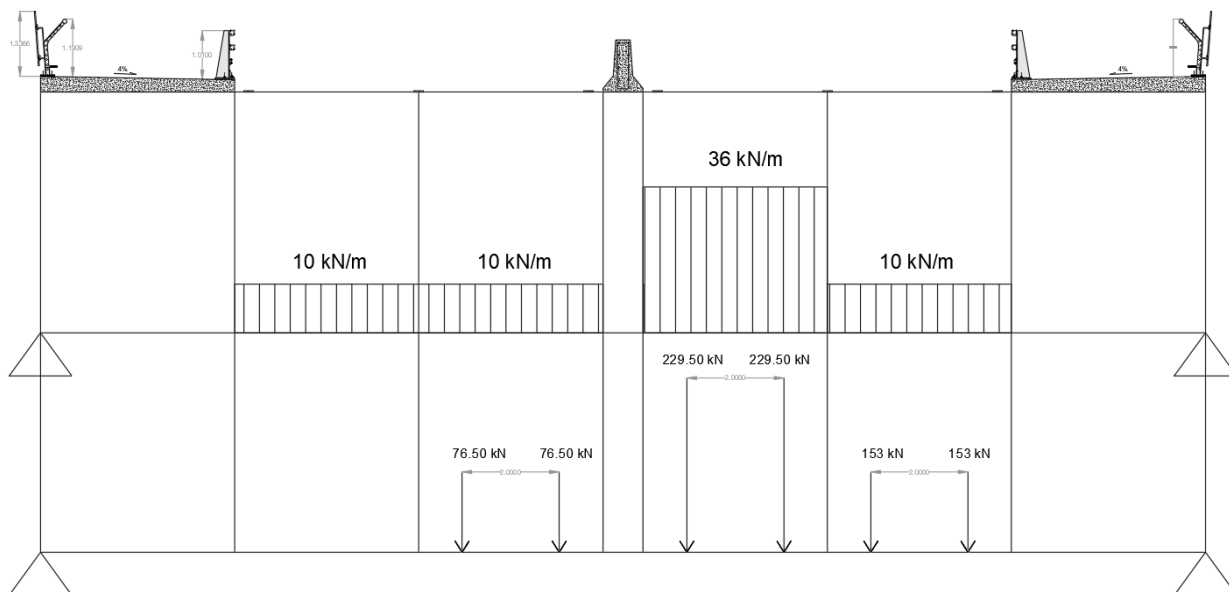
Στη συνέχεια, στην εγκάρσια ανάλυση οι άξονες συνοψίζονται σε 2, οπότε κάθε φορτίο άξονα μειώνεται στο μισό.

Τελικά τα φορτία UDL και TS πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή προσαρμογής που ισούται 0.90 για τα TS και 1.0 για τα UDL. Όλα αυτά συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

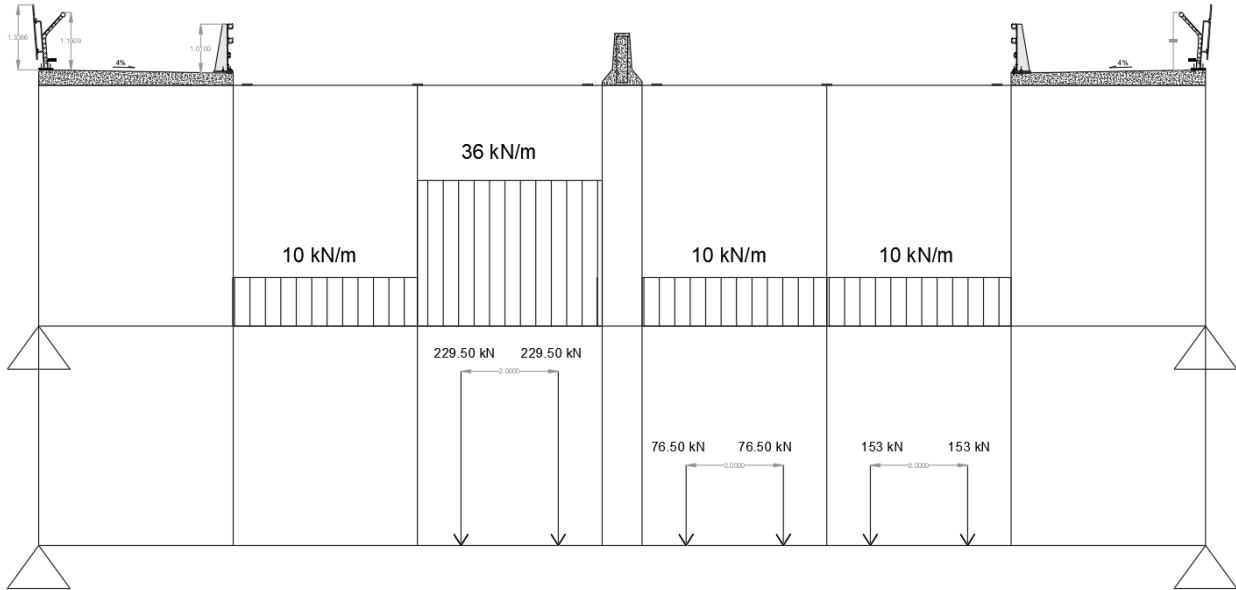
Πίνακας 6.14 : UDL και TS που Εφαρμόστηκαν στην Εγκάρσια Ανάλυση

Θέση	Σύστημα TS	Σύστημα UDL		Σύστημα UDL ως γραμμικό	Προσαύξηση TS	Εγκάρσια ανάλυση διά 2 οι άξονες (kN)	
	Φορτία άξονα Qi (kN)	x aQi	qik (kN/m ²)	× aqi	στις διαδοκίδες (kN/m)		συντελεστή κατανομής (kN)
Λωρίδα 1	300	270	9	9	36	459	229.5
Λωρίδα 2	200	180	2.5	2.5	10	306	153
Λωρίδα 3	100	90	2.5	2.5	10	153	76.5
Λωρίδα 4	0	0	2.5	2.5	10	0	0
Εναπομένουσα επιφάνεια	0	0	2.5	2.5	10	0	0
Συντελεστές προσαρμογής	0.9		1				

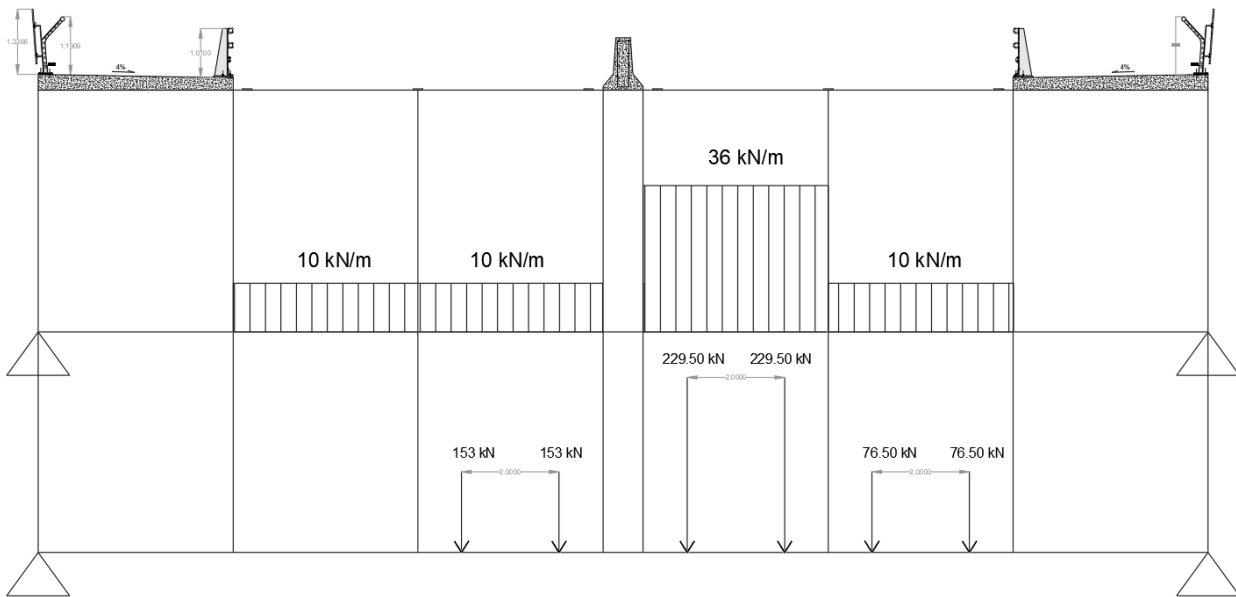
Προκειμένου να διαπιστωθεί ποια θέση των παραπάνω φορτίων αναπτύσσει τα σημαντικότερα εντατικά μεγέθη δοκιμάστηκαν διάφορες θέσεις της κύριας Λωρίδας 1 που φαίνονται παρακάτω.



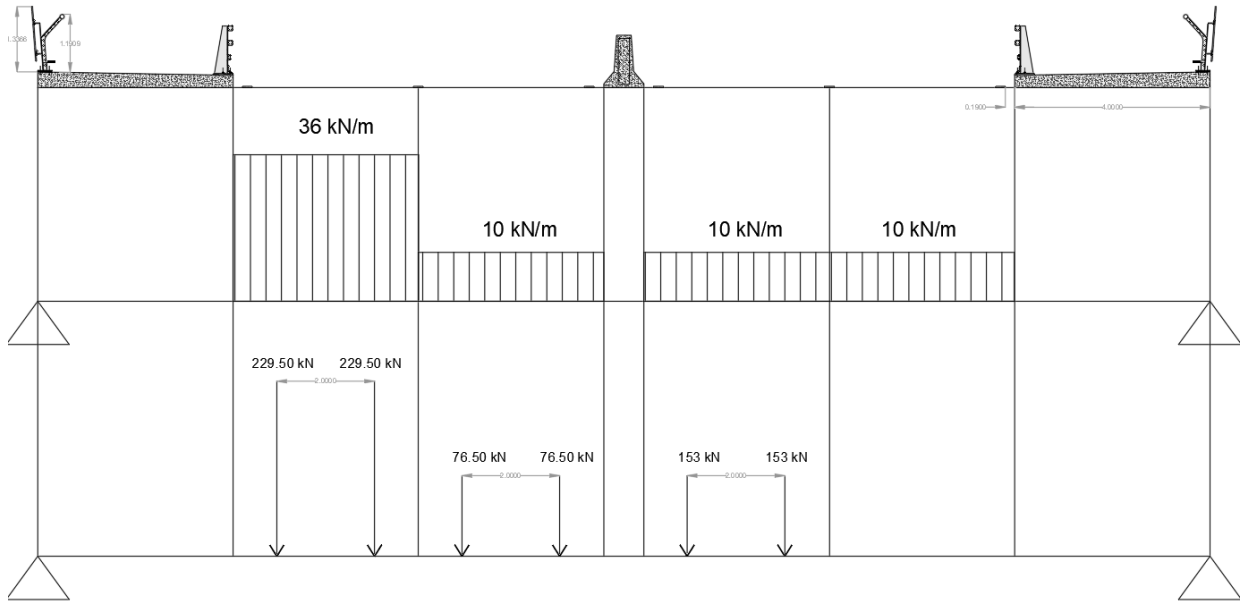
Σχήμα 6.16 : Πρώτη Πιθανή Θέση Λωρίδας 1



Σχήμα 6.17 : Δεύτερη Πιθανή Θέση Λωρίδας 1



Σχήμα 6.18 : Τρίτη Πιθανή Θέση Λωρίδας 1



Σχήμα 6.19 : Τέταρτη Πιθανή Θέση Κύριας Λωρίδας 1

Παρατίθεται και πίνακας με τις μέγιστες ροπές και τέμνουσες δυνάμεις που προέκυψαν ανά περίπτωση

Πίνακας 6.15 : Εντατικά Μεγέθη που Αναπτύχθηκαν για τις Διαφορετικές Θέσεις των Λωρίδων

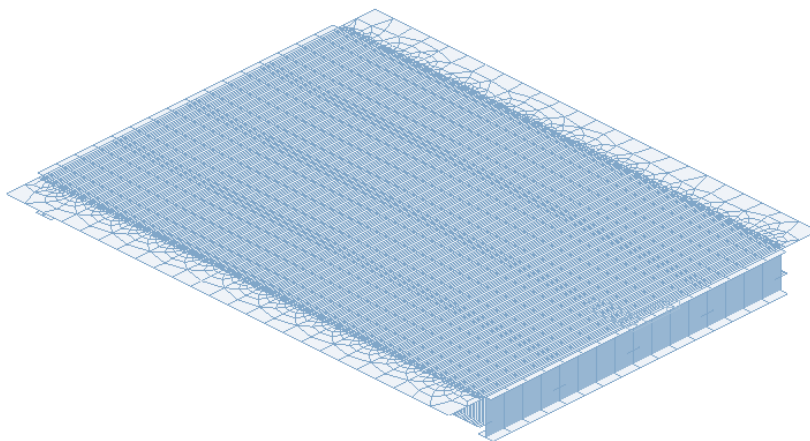
Θέση	$M_{span}^{UDL} (kNm)$	$M_{span}^{TS} (kNm)$	$V_{supp,1}^{UDL} (kN)$	$V_{supp,2}^{UDL} (kN)$	$V_{supp,1}^{TS} (kN)$	$V_{supp,2}^{TS} (kN)$
1	1,110.10	4,129.47	134.868	-115.932	566.10	-351.90
2	1,115.15	3,933.88	118.45	-135.35	507.45	-41.55
3	1,110.10	4,290.88	134.868	-159.932	512.55	-405.45
4	923.47	3,646.50	150.512	-100.288	561.0	-357.0

Σημειώνεται ότι η θεώρηση πως κάθε διαδοκίδα παραλαμβάνει το φοτίο που της αναλογεί, ανεξάρτητα των γειτονικών διαδοκίδων, είναι πολύ δυσμενής, ειδικά για τα συγκεντρωμένα φορτία των τροχών των οχημάτων. Αυτό οφείλεται στο ότι μέρος του φοτίου μεταφέρεται στις γειτονικές διαδοκίδες που βρίσκονται εκατέρωθεν της εξεταζόμενης, μέσω της κάμψης της πλάκας σκυροδέματος στην διαμήκη διεύθυνση.

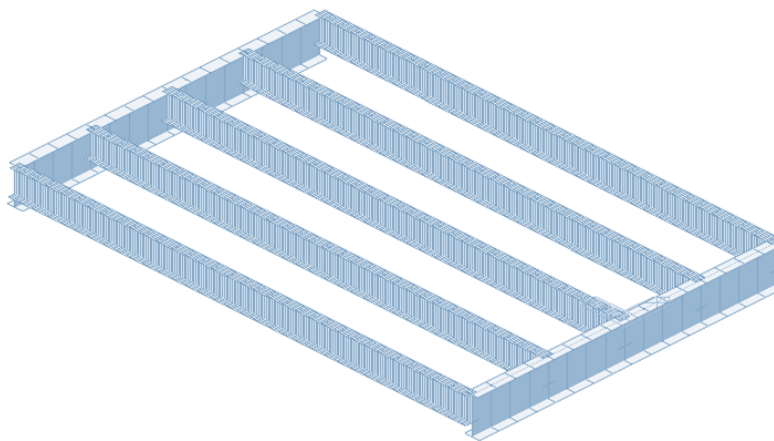
Η συνεισφορά των γειτονικών διαδοκίδων αυξάνει όταν χρησιμοποιούνται επιφανειακά φορτία ή οχήματα με 2 άξονες. Απο σχετική διερεύνηση προσομοιώματος εσχάρας προκύπτει η συντηρητική θεώρηση ότι η περισσότερο φορτισμένη διαδοκίδα παραλαμβάνει το το 65% του

φορτίου που αντιστοιχεί στην περίπτωση όπου δεν λαμβάνεται η συνεισφορά της πλάκας κυκλοφορίας.

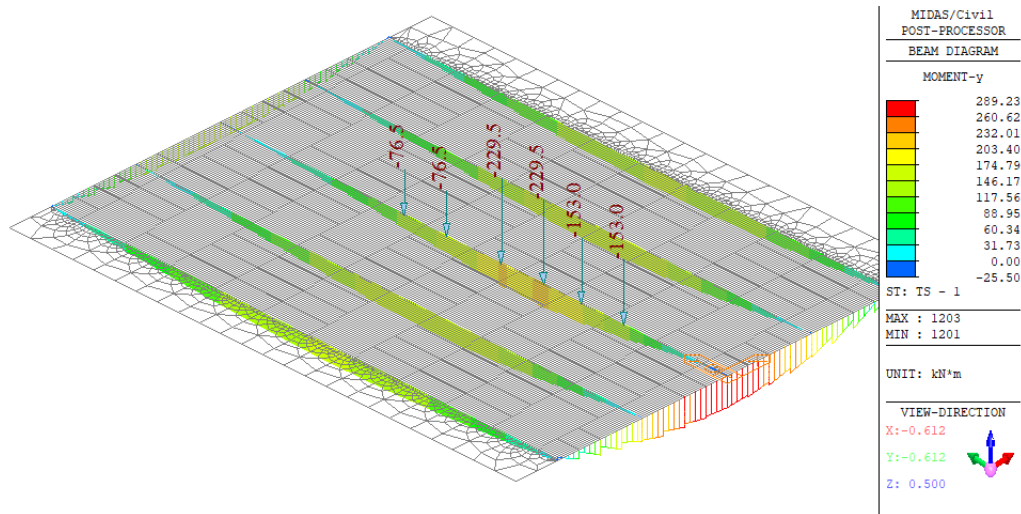
Πράγματι, για τη διερεύνηση αυτή υλοποιήθηκε ένα υβριδικό μοντέλο 1D beam elements με επιφανειακά 2D shell elements, όπου τα πρώτα προσομοιώνουν τις διαδοκίδες και τι κύριες δοκούς ενώ τα δεύτερα την πλάκα σκυροδέματος, όπως φαίνεται στο σχήμα



Σχήμα 6.20 : Υβριδικό Μοντέλο με Δοκούς ως Beam Elements και Πλάκα ως Shell Elements



Σχήμα 6.21 : Όψη Διαδοκίδων με Κύριες Δοκούς



Σχήμα 6.22 : Συνεισφορά Γειτονικών Διαδοκίδων

Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 6.22** : Συνεισφορά Γειτονικών Διαδοκίδων, με τη φόρτιση των TS για την ενδιάμεση διαδοκίδα, εντείνονται και οι γειτονικές, λόγω κάμψης της πλάκας σκυροδέματος στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας. Ωστόσο, για την ορθότητα και τη σύγκλιση των αποτελεσμάτων των διαφόρων μοντέλων, με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία ή με beam elements, οι τάσεις είναι αυτές που θα μας δείξουν εάν τα διαφορετικά μοντέλα είναι ορθώς σχεδιασμένα άμεσα. Η επίβλεψη της ορθότητας των προσομοιωμάτων σημειώνεται στο § 7 όπου αναφέρονται και αποτελέσματα από τις επιμέρους φορτίσεις σχεδιασμού.

6.3.4 Οριζόντιες Δυνάμεις – Χαρακτηριστικές Τιμές

6.3.4.1 Δυνάμεις Πέδησης και Επιτάχυνσης

Μία δύναμη πέδησης, Q_{lk} , θα λαμβάνεται ως διαμήκης δύναμη ασκούμενη στο επίπεδο της επιφάνειας του οδοστρώματος.

Η χαρακτηριστική τιμή του Q_{lk} , που περιορίζεται στα 900 kN για το συνολικό πλάτος της γέφυρας, θα υπολογίζεται, με τον ακόλουθο τρόπο, ως ένα κλάσμα των συνολικών μέγιστων κατακόρυφων φορτίων που αντιστοιχούν στην Πρότυπη Φόρτιση 1 που ενδέχεται να εφαρμοστούν στη Λωρίδα 1:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L$$

$$180\alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{lk} \leq 900 (kN)$$

όπου:

L είναι το μήκος του καταστρώματος ή το υπό εξέταση μέρος αυτού

Οι οριζόντιες δυνάμεις οι οποίες σχετίζονται με την Πρότυπη Φόρτιση 3 θα πρέπει να ορίζονται όπου αυτό είναι απαραίτητο.

Η δύναμη αυτή θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ως ασκούμενη κατά μήκος του άξονα οποιασδήποτε λωρίδας. Ωστόσο, αν τα εντατικά μεγέθη λόγω εκκεντρότητας δεν είναι σημαντικά, μπορεί να θεωρηθεί ότι η δύναμη ασκείται μόνον κατά μήκος του άξονα του οδοστρώματος, ομοιόμορφα κατανεμημένη επί του φορτιζόμενου μήκους.

Οι δυνάμεις επιτάχυνσης θα θεωρούνται του ίδιου μεγέθους όπως και οι δυνάμεις πέδησης, αλλά προς την αντίθετη κατεύθυνση.

Η οριζόντια δύναμη που μεταβιβάζεται από τους αρμούς διαστολής ή ασκείται σε φέροντα στοιχεία τα οποία μπορούν να φορτιστούν από έναν μόνο άξονα ορίζεται ως

$$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Q1}Q_{1k}$$

Η χαρακτηριστική τιμή δύναμης πέδησης/επιτάχυνσης είναι:

- $Q_{lk} = 0.6 \times 0.90 \times (2 \times 300) + 0.10 \times 1.0 \times 9 \times 3 \times 200 = 374.4 \text{ kN}$

Ενώ πρέπει

- $180 \times 0.90 \leq 374.40 \leq 900 \text{ kN} \rightarrow \text{ισχύει}$

Η οριζόντια δύναμη που μεταφέρεται στους αρμούς διαστολής είναι:

- $Q_{lk,exp} = 0.60 \times 0.90 \times 300 = 162 \text{ kN}$

6.3.4.2 Φυγόκεντρες και άλλες Εγκάρσιες Δυνάμεις

Δεν λαμβάνονται υπόψη στην παρούσα μελέτη αφού η χάραξη της οδοποιίας είναι ευθύγραμμη.

6.4 Θερμοκρασιακά Φορτία

6.4.1 Γενικά

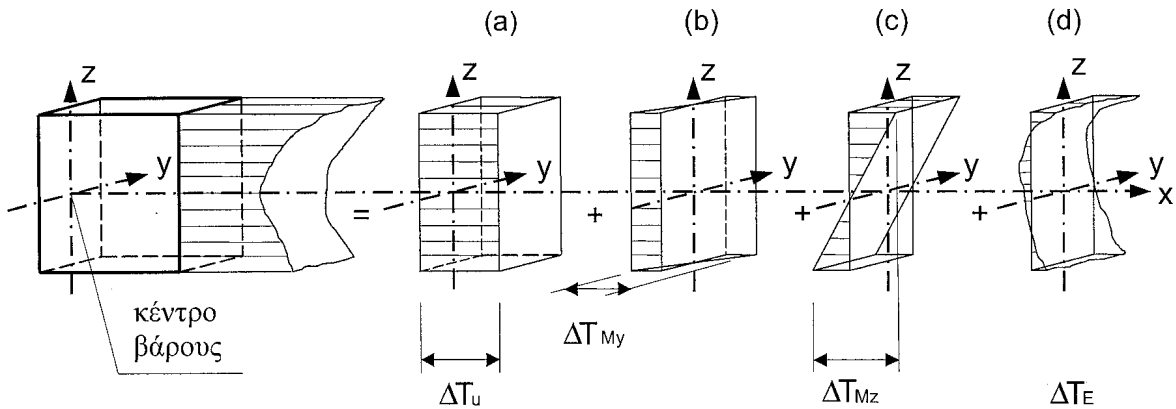
Ημερήσιες και εποχιακές μεταβολές της θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά, της ηλιακής ακτινοβολίας, της ανάκλασης, κλπ., προκαλούν διαφοροποιήσεις στην κατανομή θερμοκρασίας στα επιμέρους δομικά στοιχεία μιας κατασκευής.

Το μέγεθος των θερμικών επιδράσεων εξαρτάται από τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, σε συνδυασμό με τον προσανατολισμό της κατασκευής, την συνολική μάζα της, τα στοιχεία όψεων (π.χ. εξωτερική επένδυση κτιρίων), και στην περίπτωση κτιριακών έργων, από τα συστήματα θέρμανσης, εξαερισμού και θερμομόνωσης.

Η κατανομή θερμοκρασίας σε ένα μεμονωμένο δομικό στοιχείο μπορεί να διακριτοποιηθεί στις ακόλουθες τέσσερις βασικές συνιστώσες:

- Μια συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας, ΔT_U :

- Μια γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα z-z, ΔT_{My} :
- Μια γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα y-y, ΔT_{Mz} :
- Μια μη-γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής, ΔT_E , η οποία οδηγεί σε ένα σύστημα αυτοϊσόρροπων τάσεων που δεν οφείλεται σε εξωτερική ένταση του στοιχείου.



Σχήμα 6.23 : Σχηματική Απεικόνιση των Συνιστωσών Κατανομής Θερμοκρασίας

Οι παραμορφώσεις και συνεπώς οι αναπτυσσόμενες τάσεις εξαρτώνται από την γεωμετρία και τις συνοριακές συνθήκες του υπόψη στοιχείου καθώς επίσης και από τις ιδιότητες του υλικού που χρησιμοποιείται. Όταν συνδυάζονται υλικά με διαφορετικούς συντελεστές θερμικής διαστολής, οι θερμικές επιδράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση.

Για τον προσδιορισμό των θερμικών επιδράσεων θα χρησιμοποιείται ο γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής του υλικού.

6.4.2 Θερμοκρασιακές Μεταβολές σε Γέφυρες

6.4.2.1 Είδη Καταστρωμάτων Γεφυρών

τα καταστρώματα γεφυρών κατατάσσονται ως ακολούθως:

- | | | |
|-----------|-----------------------|--|
| • Τύπος 1 | Χαλύβδινο κατάστρωμα: | - χαλύβδινη κιβωτοειδής διατομή
- χαλύβδινο δικτύωμα ή πλάκα |
| • Τύπος 2 | Σύμμικτο κατάστρωμα | |
| • Τύπος 3 | Κατάστρωμα από Ω.Σ.: | - πλάκα από Ω.Σ.
- δοκός από Ω.Σ.
- κιβωτοειδής διατομή από Ω.Σ. |

6.4.2.2 Θεώρηση Θερμικών Δράσεων

Οι αντιπροσωπευτικές τιμές των θερμικών δράσεων θα πρέπει να προσδιορίζονται από τη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας και τις συνιστώσες θερμοκρασιακής διαφοράς.

Η κατακόρυφη συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς θα πρέπει γενικά να περιλαμβάνει και την μη-γραμμική συνιστώσα. Θα πρέπει να χρησιμοποιείται είτε η Μέθοδος 1 ή η Μέθοδος 2.

Όπου χρειάζεται να ληφθεί υπόψη μια οριζόντια θερμοκρασιακή διαφορά, μπορεί ελλείψει άλλων στοιχείων να υιοθετείται μια γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής διαφοράς

6.4.3 Συνιστώσα Ομοιόμορφης Θερμοκρασίας

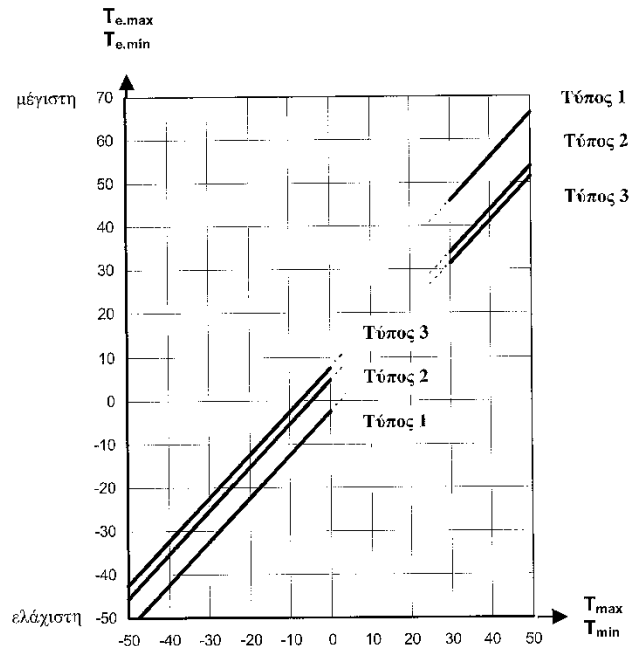
6.4.3.1 Γενικά

Η συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας εξαρτάται από την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία που θα αναπτυχθεί σε μια γέφυρα. Εξ αυτών προκύπτει ένα εύρος ομοιόμορφων θερμοκρασιακών μεταβολών, που έχει ως αποτέλεσμα την μεταβολή μήκους των μελών ενός μη παρεμποδιζόμενου φορέα.

Οι ακόλουθες επιδράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όπου απαιτείται:

- Παρεμπόδιση της συναφούς συστολής ή διαστολής ανάλογα με το είδος της κατασκευής (π.χ. μεταθετό πλαίσιο, τοξωτός φορέας, ελαστομεταλλικά εφέδρανα)
- Τριβή σε κυλιόμενα ή ολισθαίνοντα εφέδρανα
- Μη γραμμικές γεωμετρικές επιδράσεις (φαινόμενα 2ας τάξεως)
- Σε σιδηροδρομικές γέφυρες, τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης μεταξύ των σιδηροτροχιών και της γέφυρας λόγω της διαφοράς θερμοκρασίας του καταστρώματος και των τροχιών μπορεί να εισαγάγουν πρόσθετες δράσεις στα εφέδρανα (και πρόσθετες οριζόντιες δράσεις στις σιδηροτροχιές).

Η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{\min}) και η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{\max}) για τη θέση του έργου θα προσδιορίζονται από ισοθερμικές καμπύλες σύμφωνα με την



Σχήμα 6.24 : Σχέση Μεταξύ Ελάχιστης/Μέγιστης Θερμοκρασίας Περιβάλλοντος υπό Σκιά (T_{\min}/T_{\max}) και Ελάχιστης/Μέγιστης Συνιστώσας Ομοιόμορφης Θερμοκρασίας Γέφυρας ($T_{e.\min}/T_{e.\max}$)

6.4.3.2 Θερμοκρασία Περιβάλλοντος υπό Σκιά

Θα λαμβάνονται χαρακτηριστικές τιμές για την ελάχιστη και τη μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά για τη θέση του έργου, π.χ. από εθνικούς χάρτες ισοθερμικών καμπυλών.

Οι χαρακτηριστικές αυτές τιμές θα πρέπει να αντιστοιχούν σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος υπό σκιά στο μέσο επίπεδο της στάθμης της θάλασσας μιας επίπεδης περιοχής με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0,02. Για διαφορετικές ετήσιες πιθανότητες υπέρβασης (p διάφορο του 0,02), διάφορα υψόμετρα από τη στάθμη της θάλασσας και τοπικές ιδιαιτερότητες (π.χ. ζώνες παγετού), οι τιμές θα πρέπει να προσαρμόζονται σύμφωνα με το Παράρτημα Α.

Όπου η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0.02 δεν θεωρείται κατάλληλη, η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά και η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά θα πρέπει να τροποποιούνται σύμφωνα με το Παράρτημα Α.

6.4.3.3 Αρχική Θερμοκρασία Κατασκευής T_0

Για γέφυρες κατηγορίας 2 (σύμμικτες) οι θερμοκρασίες της γέφυρας είναι περίπου 5° πάνω από την θερμοκρασία του αέρα. Η αρχική θερμοκρασία είναι η θερμοκρασία στην οποία ολοκληρώθηκε η κατασκευή ή η τοποθέτηση των εφεδράνων. Εάν είναι άγνωστη, μπορεί να ληφθεί ως η μέση θερμοκρασία της περιόδου κατασκευής και αν και αυτή είναι άγνωστη, όπως συμβαίνει συνήθως στη φάση μελέτης, μπορεί να υιοθετείται η τιμή 15° .

Οπότε και στην προκειμένη περίπτωση λαμβάνεται:

- $T^{(^\circ\text{C})}_0 = 15.0$

6.4.3.4 Εύρεση $T_{min} - T_{max}$

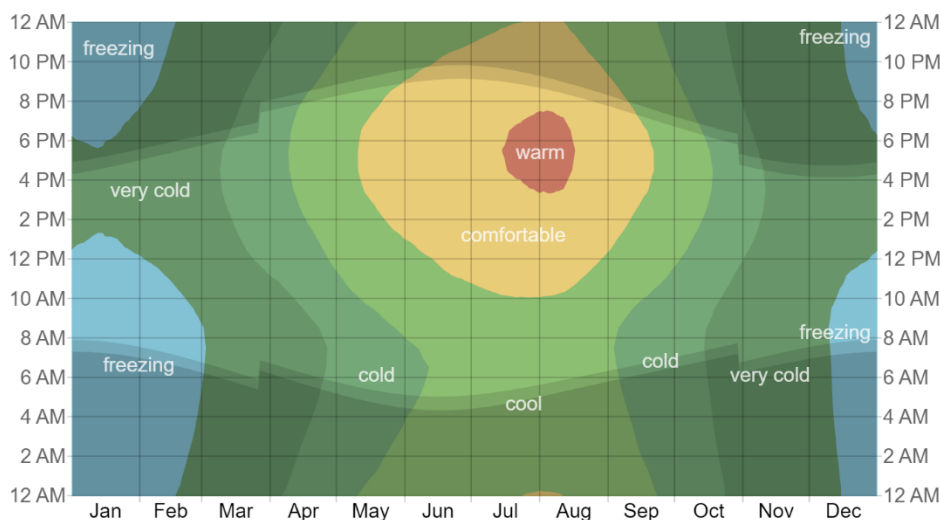
Η παρούσα μελέτη αφορά κατασκευή εκτός Ελλαδικού χώρου συνεπώς, οι μέγιστες και ελάχιστες αναπτυσσόμενες θερμοκρασίες περιβάλλοντος υπό σκιά, βρέθηκαν απο σχετικές ισοθερμικές καμπύλες μετεωρολογικών μητρώων καταγραφής

Πίνακας 6.16 : Πίνακας Μηνιαίων Εύρων Θερμοκρασιών

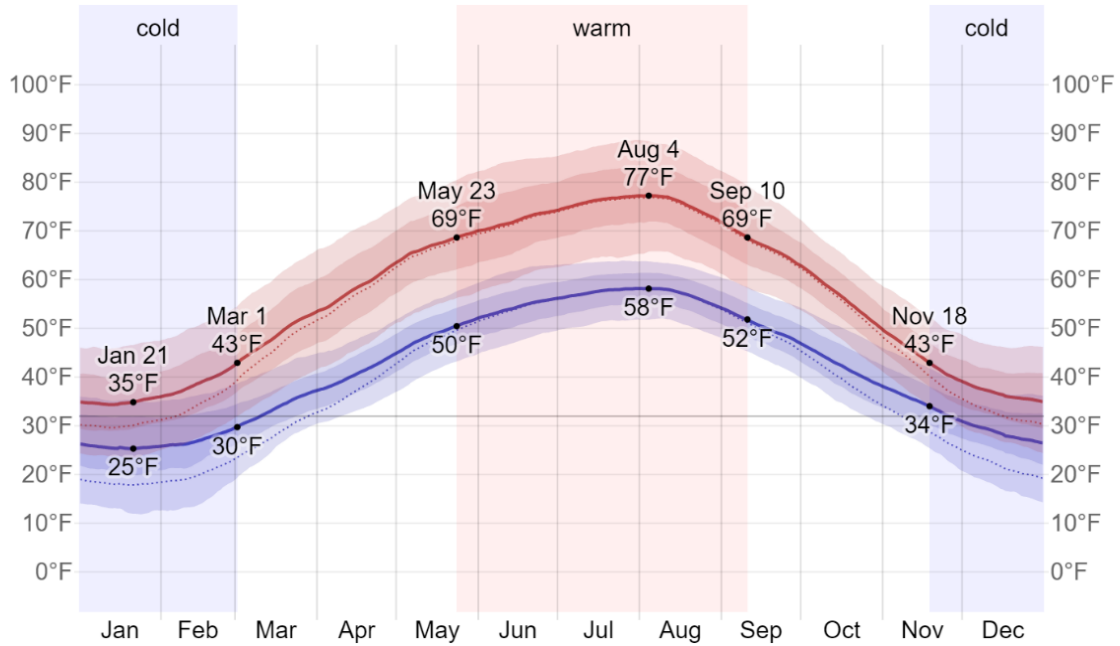
In Linz, the **average temperature** of the coldest month (January) is of -0.6 °C (31.0 °F), that of the warmest month (July) is of 19.9 °C (67.9 °F). Here are the average temperatures.

Linz - Average temperatures (1991-2020)						
Month	Min (°C)	Max (°C)	Mean (°C)	Min (°F)	Max (°F)	Mean (°F)
January	-3.4	2.3	-0.6	26	36	31
February	-2.7	4.6	1	27	40	33.7
March	0.8	10	5.4	34	50	41.8
April	4.8	15.9	10.4	41	61	50.6
May	9.4	20.2	14.8	49	68	58.6
June	12.8	23.6	18.2	55	74	64.8
July	14.3	25.5	19.9	58	78	67.9
August	14.1	25.3	19.7	57	78	67.5
September	10	19.9	14.9	50	68	58.9
October	5.6	14	9.8	42	57	49.6
November	1.5	7.4	4.5	35	45	40
December	-2.2	3	0.4	28	37	32.7
Year	5.5	14.4	9.9	41.8	57.9	50

Πηγή : [Linz, Austria Temperature Data](#)



Σχήμα 6.25 : Ισοθερμικές Καμπύλες ανά δύο Ωρες κάθε Μήνα



Σχήμα 6.26 : Ισοθεμικές Καμπύλες με Αναγραφόμενη Θερμοκρασία ανά Μήνα

Πηγή : [Linz, Austria Climate Data](#)

Τελικά, έχουμε:

- $T^{(C)}_{min} = -3.40$
- $T^{(C)}_{max} = +25.5$

Και απο το **Σχήμα 6.24**, για τύπο καταστρώματος II (σύμμικτο), προκύπτει:

- $T^{(C)}_{e,min} = 2.0$
- $T^{(C)}_{e,max} = 29.0$

6.4.3.5 Εύρεση $\Delta T_{N,con} - \Delta T_{N,exp} - \Delta T_N$

Οι χαρακτηριστικές τιμές των ακραίων τιμών του εύρους της συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας για συστολή, διαστολή αλλά και του συνολικού εύρους είναι ίσες με:

- $\Delta T_{N,con}^{(C)} = T^{(C)}_0 - T^{(C)}_{e,min} = 15 - 2 = 13.0$
- $\Delta T_{N,exp}^{(C)} = T^{(C)}_{e,max} - T^{(C)}_0 = 29 - 15 = 14.0$
- $\Delta T_N^{(C)} = T^{(C)}_{e,max} - T^{(C)}_{e,min} = 29 - 2 = 27.0$

Σημειώνεται ότι οι τελικές αυτές τιμές, για τον σχεδιασμό των εφεδράνων προσαυξάνονται κατά 20°C γενικώς, ή κατά 10°C εάν είναι γνωστή η θερμοκρασία κατά την τοποθέτησή τους. Εδώ δεν είναι γνωστή η θερμοκρασία κατά την τοποθέτησή τους, οπότε λαμβάνεται προσύζηση ίση με 20°C και προκύπτει:

- $\Delta T_{N,con,bearing} (^{\circ}\text{C}) = 13.0 + 20 = 33.0$
- $\Delta T_{N,exp,bearing} (^{\circ}\text{C}) = 14.0 + 20 = 34.0$

6.4.4 Συνιστώσες της Θερμοκρασιακής Διαφοράς

Για μια συγκεκριμένη χρονική περίοδο θέρμανσης και ψύξης της άνω επιφάνειας ενός καταστρώματος γέφυρας προκύπτει μια μέγιστη θερμαντική (θερμότερη η άνω επιφάνεια) και μια μέγιστη ψυκτική (θερμότερη η κάτω επιφάνεια) θερμοκρασιακή διαφορά.

Η καθ' ύψος θερμοκρασιακή διαφορά μπορεί να προκαλέσει επιδράσεις σε ένα φορέα όπως:

- Παρεμπόδιση της ελεύθερης καμπύλωσης λόγω του τύπου του φορέα (π.χ. πλαισιωτός φορέας, συνεχείς δοκοί, κλπ.)
- Τριβή σε εφέδρανα με κύλιστρα
- Μη γραμμικές γεωμετρικές επιδράσεις (φαινόμενα 2ας τάξεως)

Στην περίπτωση δόμησης εν προβόλω, ίσως να πρέπει να ληφθεί υπόψη μια αρχική θερμοκρασιακή διαφορά στη θέση ολοκλήρωσης του προβόλου.

6.4.4.1 Καθ' ύψος Γραμμική Συνιστώσα (Μέθοδος 1)

Η επίδραση των καθ' ύψος συνιστωσών της θερμοκρασιακής διαφοράς θα πρέπει να εξετάζεται με τη χρήση μιας γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς)) με τιμές $\Delta T_{M,heat}$ και $\Delta T_{M,cool}$. Οι τιμές αυτές θα πρέπει να εφαρμόζονται μεταξύ της πάνω και της κάτω επιφάνειας του καταστρώματος της γέφυρας.

Πίνακας 6.17 : Συνιστώμενες Τιμές της Γραμμικής Συνιστώσας της Θερμοκρασιακής Διαφοράς για Διάφορους Τύπους Καταστρωμάτων Οδογεφυρών, Πεζογεφυρών και Σιδηροδρομικών Γεφυρών

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
	$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}\text{C})$	$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}\text{C})$
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.:		

- κιβωτοειδής διατομή	10	5
- δοκός	15	8
- πλάκα	15	8

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής διαφοράς για αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις γεωμετρίας γεφυρών.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα βασίζονται σε πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm για οδογέφυρες και σιδηροδρομικές γέφυρες. Για διαφορετικού πάχους επιφανειακές στρώσεις οι τιμές αυτές θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή k_{sur} .

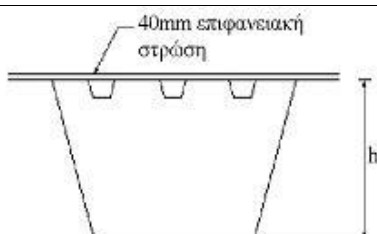
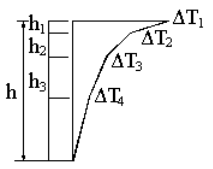
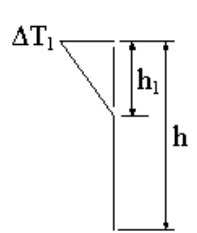

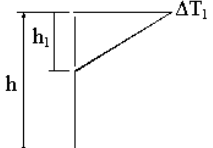
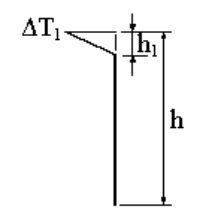
6.4.4.1 Εύρεση κα' ύψους Γραμμικής Συνιστώσας (Μέθοδος 1) ΔT_M

Το κατάστρωμα που μελετάται είναι σύμμικτο συνεπώς για τις επιφάνειες του, λαμβάνονται οι τιμές

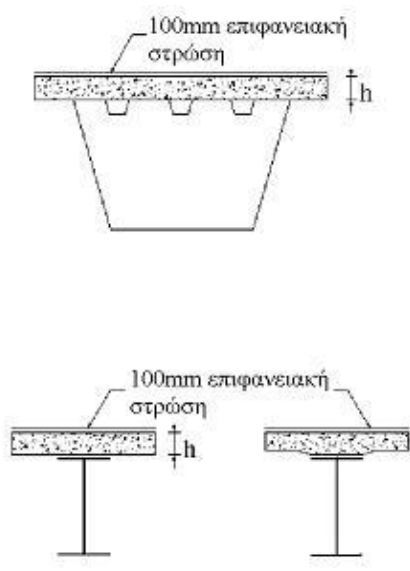
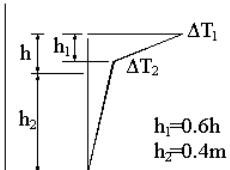
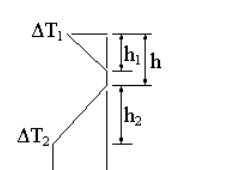
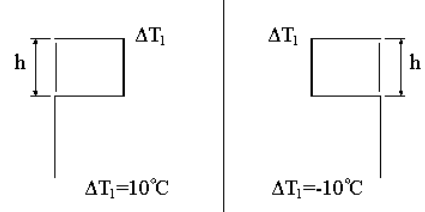
- $\Delta T_{M,heat} (^{\circ}C) = 15$
- $\Delta T_{M,cool} (^{\circ}C) = 18$

6.4.4.2 Καθ' ύψος συνιστώσες της θερμοκρασίας που προκαλούν μη-γραμμικές επιδράσεις (Μέθοδος 2)

Η επίδραση των καθ' ύψος θερμοκρασιακών διαφορών πρέπει να εξετάζεται λαμβάνοντας υπόψη και μια μη γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασιακής διαφοράς

Τύπος φορέα	Θερμοκρασιακή διαφορά (ΔT)	
	(a) Θέρμανση	(b) Ψύξη
 <p>1a. Χαλύβδνη πλάκα καταστρώματος επί χαλύβδινης κιβωτοειδούς διατομής</p>	 <p>$\Delta T_1=24^{\circ}C$ $h_1=0.1m$ $\Delta T_2=14^{\circ}C$ $h_2=0.2m$ $\Delta T_3=8^{\circ}C$ $h_3=0.3m$ $\Delta T_4=4^{\circ}C$</p>	 <p>$\Delta T_1=-6^{\circ}C$ $h_1=0.5m$</p>
 <p>1b. Χαλύβδνη πλάκα καταστρώματος επί χαλύβδινου δικτυώματος ή ολόσωμης δοκού</p>	 <p>$h_1=0.5m$ $\Delta T_1=21^{\circ}C$</p>	 <p>$\Delta T_1=-5^{\circ}C$ $h_1=0.1m$</p>

Σχήμα 6.27 : Θερμοκρασιακές Διαφορές για Καταστρώματα Γεφυρών - Τύπου 1

Τύπος φορέα	Θερμοκρασιακή διαφορά (ΔT)																									
	(a) Θέρμανση	(b) Ψύξη																								
 <p>2. Πλάκα από ΩΣ και χαλύβδινο δικτύωμα, κιβώτιο ή ολόσωμη δοκός</p>	<p>Συνήθης διαδικασία</p>  <p>$h_1=0.6h$ $h_2=0.4h$</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.2</td> <td>13</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>16</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	°C	°C	0.2	13	4	0.3	16	4	<p>Συνήθης διαδικασία</p>  <table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.2</td> <td>-3.5</td> <td>-8</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>-5.0</td> <td>-8</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	m	°C	°C	0.2	-3.5	-8	0.3	-5.0	-8
	h	ΔT_1	ΔT_2																							
m	°C	°C																								
0.2	13	4																								
0.3	16	4																								
h	ΔT_1	ΔT_2																								
m	°C	°C																								
0.2	-3.5	-8																								
0.3	-5.0	-8																								
<p>Απλοποιημένη διαδικασία</p>  <p>$\Delta T_1=10^\circ\text{C}$ $\Delta T_1=-10^\circ\text{C}$</p>	<p>Σημείωση: Στις σύμμικτες γέφυρες μπορεί να χρησιμοποιείται η παραπάνω απλοποιημένη διαδικασία, η οποία παρέχει άνω οριακές τιμές θερμοκρασιακών επιδράσεων. Οι τιμές ΔT στη διαδικασία αυτή είναι ενδεικτικές και μπορεί να χρησιμοποιούνται, εκτός αν το Εθνικό Προσάρτημα δίνει συγκεκριμένες τιμές.</p>																									

Σχήμα 6.28 : Θερμοκρασιακές Διαφορές για Καταστρώματα Γεφυρών - Τύπου 2

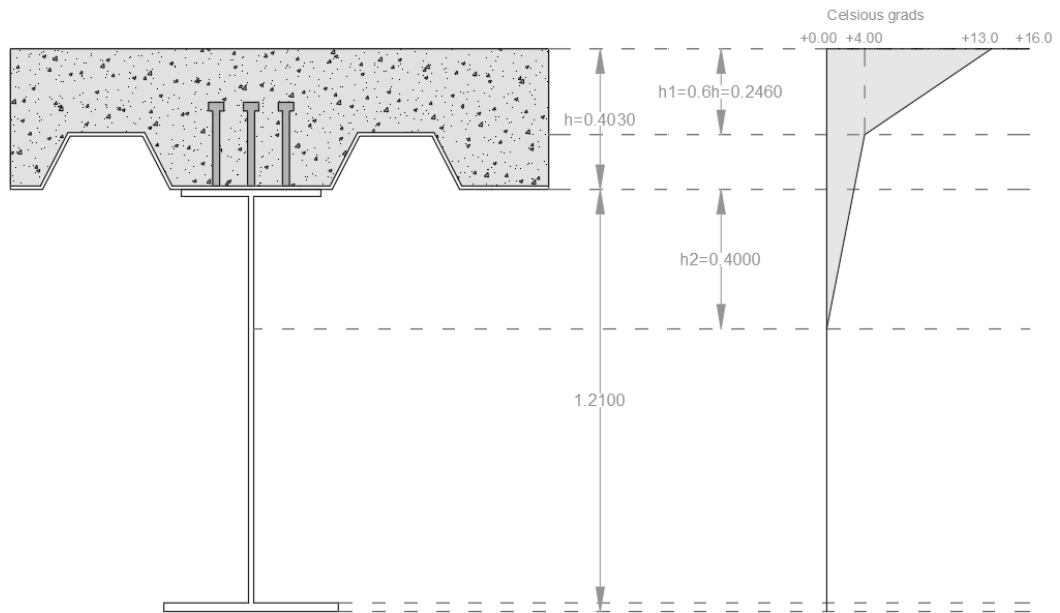
6.4.4.2.1 Εύρεση καθ' ύψους Μη Γραμμικών Συνιστωσών (Μέθοδος 2) - ΔT_E

Μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε η απλοποιημένη διαδικασία είτε η συνήθης. Παρακάτω συνοψίζονται οι τιμές και των δύο διαδικασιών για το σύμμικτο κατάστρωμα που διαστασιολογήθηκε και για πάχος επίστρωσης 100mm

Όπου:

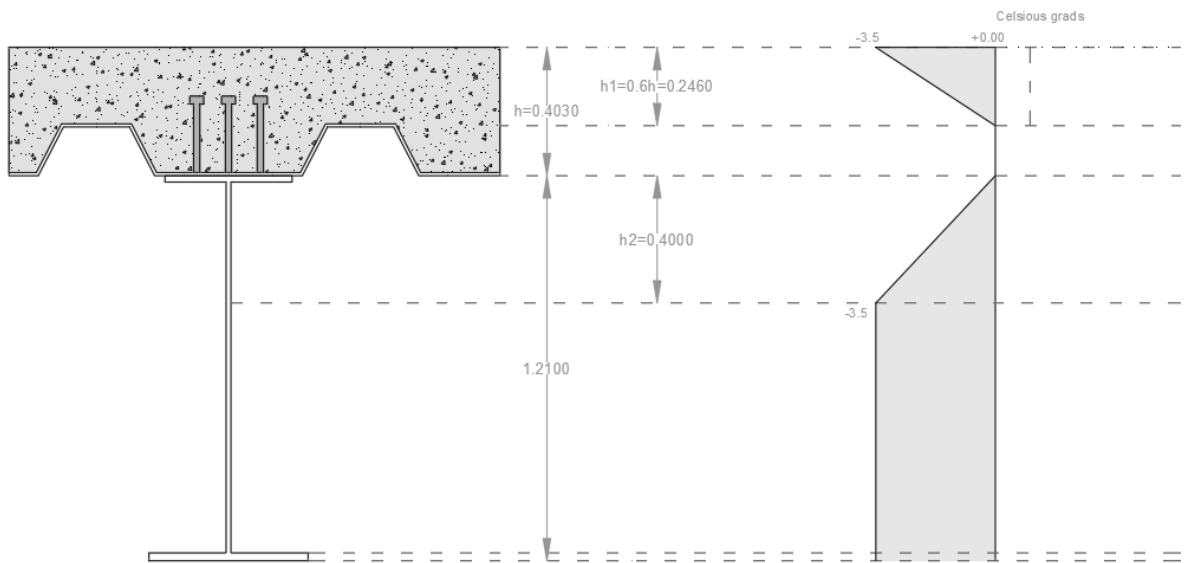
- $h=0.41\text{m}$
- $h_1=0.60 \times 0.41=0.246$
- $h_2=0.40\text{ m}$

Heating

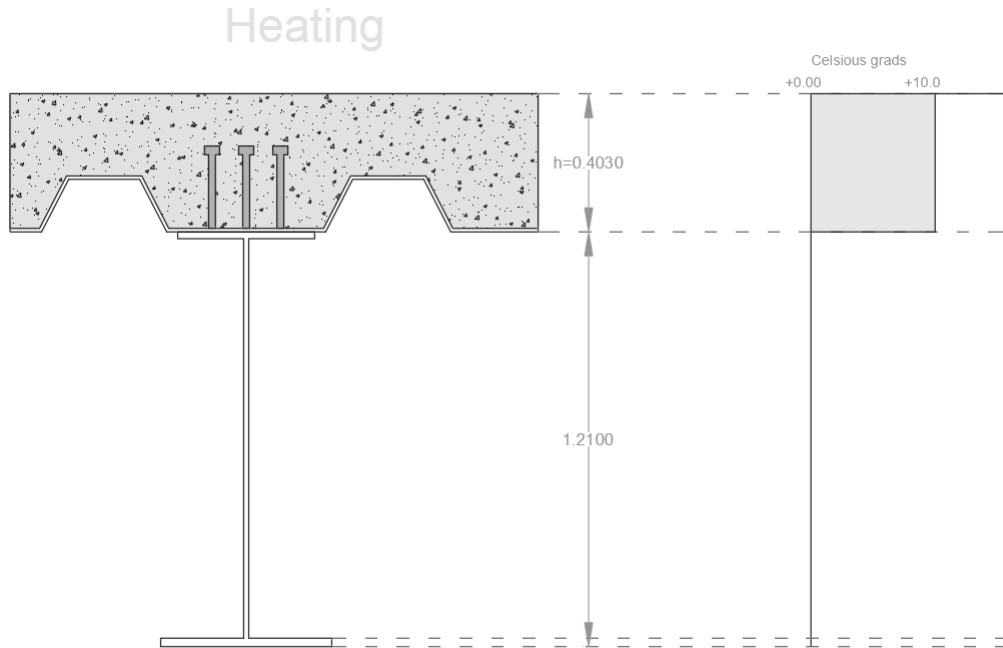


Σχήμα 6.29 : Θερμοκρασιακή Διαφορά για Θέρμανση με τη Συνήθη Διαδικασία

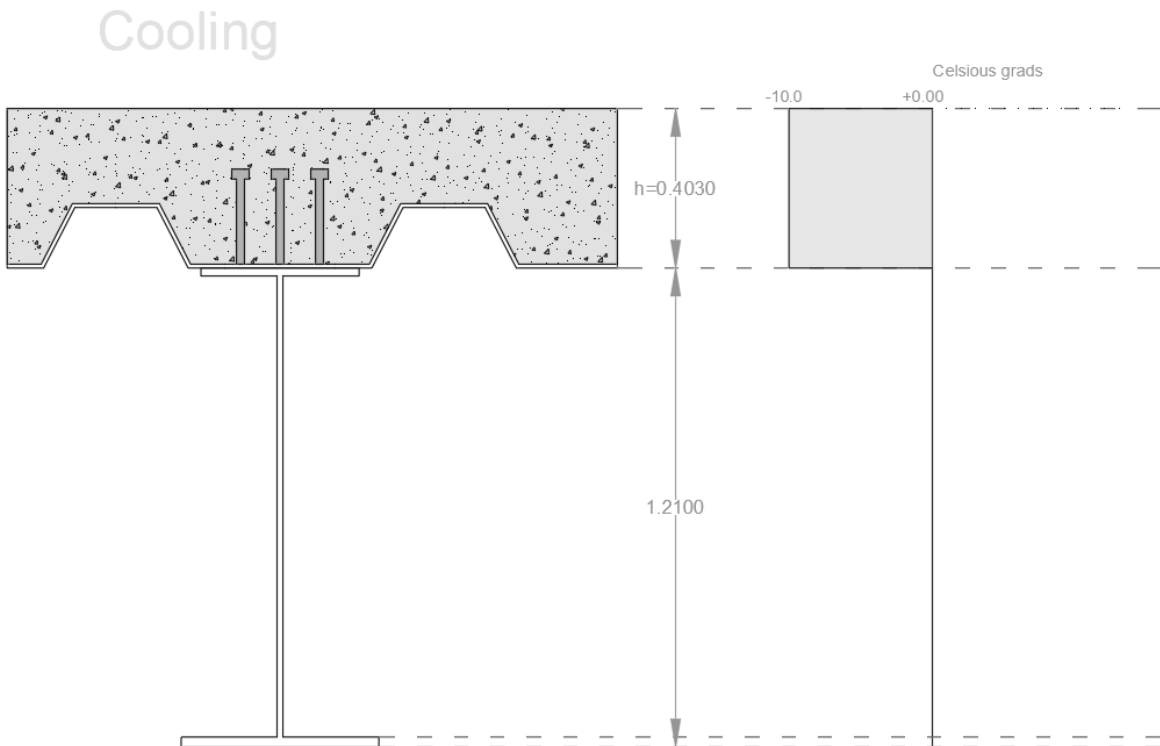
Cooling



Σχήμα 6.30 : Θερμοκρασιακή Διαφορά για Ψύξη με τη Συνήθη Διαδικασία



Σχήμα 6.31 : Θερμοκρασιακή Διαφορά Θέρμανσης με την Απλοποιημένη Διαδικασία



Σχήμα 6.32 : Θερμοκρασιακή Διαφορά Ψύξης με την Απλοποιημένη Διαδικασία

6.4.4.3 Διαμήκης Συνιστώσα

Η επίδραση της συνιστώσας θερμοκρασιακής διαφοράς πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μόνο στην καθ' ύψος έννοια. Σε ειδικές όμως περιπτώσεις (π.χ. όταν ο προσανατολισμός ή η μορφή μιας γέφυρας έχει σαν αποτέλεσμα η μια πλευρά να είναι περισσότερο εκτεθειμένη στην ηλιακή ακτινοβολία από την άλλη πλευρά), μια διαμήκης συνιστώσα της θερμοκρασιακής διαφοράς θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

6.4.5 Σύγχρονη δράση των συνιστωσών ομοιόμορφης θερμοκρασίας και θερμοκρασιακής διαφοράς

Εάν είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη τόσο η θερμοκρασιακή διαφορά $\Delta T_{M,heat}$ (ή $\Delta T_{M,cool}$) όσο και το μέγιστο εύρος της συνιστώσας της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας $\Delta T_{N,exp}$ (ή $\Delta T_{N,con}$) υποθέτοντας σύγχρονη δράση (π.χ. στην περίπτωση πλαισιωτών κατασκευών) μπορεί να χρησιμοποιείται η ακόλουθη έκφραση (που έχει την έννοια συνδυασμού φορτίσεων):

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ή } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (ή } \Delta T_{N,con})$$

ή

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (ή } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (ή } \Delta T_{N,con})$$

από την οποία θα επιλέγεται αυτή που οδηγεί στα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

6.4.5.1 Συνδυασμοί Σύγχρονης Δράσης

Οι πιθανοί συνδυασμοί συνοψίζονται στο πίνακα

$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} (^{\circ})$
$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} (^{\circ})$
$\Delta T_{M,heat} (^{\circ}) + \omega_N \Delta T_{N,con} (^{\circ})$
$\Delta T_{M,cool} (^{\circ}) + \omega_N \Delta T_{N,con} (^{\circ})$
ή
$\omega_M \Delta T_{M,heat} (^{\circ}) + \Delta T_{N,exp} (^{\circ})$
$\omega_M \Delta T_{M,cool} (^{\circ}) + \Delta T_{N,exp} (^{\circ})$
$\omega_M \Delta T_{M,heat} (^{\circ}) + \Delta T_{N,con} (^{\circ})$
$\omega_M \Delta T_{M,cool} (^{\circ}) + \Delta T_{N,con} (^{\circ})$

Πρέπει λοιπόν, κάθε συνδυασμός που αφορά τη θερμοκρασία, να συνδυάζεται και με τους 8 αυτούς συνδυασμούς ή την περιβάλλουσα αυτών.

6.5 Φορτίο Χιονιού

6.5.1 Γενικά

Τα φορτία χιονιού κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις, προκαλούνται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερος σημαντικά για περιοχές με κρύο καιρό και συχνές χιονοπτώσεις.

Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση και την τοποθεσία της στέγης, ενώ η πυκνότητα του, η οποία δεν είναι σταθερή, από τον βαθμό συμπίκνωσης του. Ως αποτέλεσμα, εκτός της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, ίσως απαιτείται να ληφθεί υπόψη η επίδραση του ανέμου, που μπορεί να επιφέρει ανακατανομή ή και απομάκρυνση του χιονιού από την στέγη.

Επιπλέον, δίνεται σημασία σε παράγοντες όπως η διαφυγή θερμότητας από το κτήριο, η έκθεση του κτηρίου σε ισχυρούς ανέμους ή οι εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, σε περιπτώσεις όπου οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.

6.5.2 Φορτία Χιονιού επί της Στέγης

6.5.2.1 Φύση Φορτίσεως

Κατά τον σχεδιασμό πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το γεγονός ότι το χιόνι μπορεί να αποτεθεί με πολλούς διαφορετικούς τρόπους πάνω σε μια στέγη.

Τα χαρακτηριστικά μιας στέγης ή άλλοι παράγοντες, τα οποία μπορούν να προκαλέσουν τους διαφορετικούς αυτούς τρόπους, μπορεί να είναι:

- a) το σχήμα της στέγης
- b) οι θερμικές ιδιότητές της
- c) η τραχύτητα της επιφάνειάς της
- d) η παραγόμενη θερμότητα κάτω από την στέγη
- e) η εγγύτητα των γειτονικών κτιρίων
- f) το περιβάλλον έδαφος
- g) το τοπικό μετεωρολογικό κλίμα, ειδικά οι επικρατούντες άνεμοι, οι θερμοκρασιακές μεταβολές, και η πιθανότητα κατακρημνισμάτων (είτε υπό τη μορφή βροχόπτωσης, είτε υπό τη μορφή χιονόπτωσης)

6.5.2.2 Διατάξεις φορτίων

Οι παρακάτω δύο κύριες διατάξεις φορτίων πρέπει να λαβαίνονται υπόψη:

- μη παρασυρμένο φορτίο χιονιού επί της στέγης
- παρασυρμένο φορτίο χιονιού επί της στέγης

Τα φορτία χιονιού σε στέγες θα προσδιορίζονται ως εξής:

1. για τις «με διάρκεια/παροδικές» καταστάσεις σχεδιασμού

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

2. για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση.

$$s = \mu_i C_e C_t s_{Ad}$$

3. για τις τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση.

$$s = \mu_i s_k$$

Όπου:

μ_i	Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού
s_k	Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους
s_{Ad}	Η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία
C_e	Ο συντελεστής εκθέσεως
C_t	Ο θερμικός συντελεστής

Το φορτίο θεωρείται ότι δρα κατακόρυφως και αναφέρεται σε οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης

Όταν αναμένεται τεχνητή μετατόπιση ή ανακατανομή του χιονιού σε μια στέγη, η στέγη θα μελετάται για κατάλληλες διατάξεις φορτίων.

Σε περιοχές με πιθανές βροχοπτώσεις πάνω σε ήδη υπάρχον στρώμα χιονιού και αλληπάλληλες τήξεις και πήξεις, τα φορτία χιονιού στις στέγες πρέπει να αυξάνονται, ιδίως σε περιπτώσεις όπου το χιόνι και ο πάγος μπορεί να αποφράξουν το σύστημα απορροής.

Ο συντελεστής εκθέσεως C_e πρέπει να χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του φορτίου χιονιού στην στέγη. Η επιλογή της τιμής του C_e πρέπει να λαβαίνει υπόψη της την μελλοντική εξέλιξη του χώρου γύρω από το έργο. Ο C_e πρέπει να λαβαίνεται ίσος με 1.0 εκτός αν ορίζεται άλλως για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

Πίνακας 6.18 : Συνιστώμενες Τιμές του C_e για Διαφορετικά Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ^α	0,8
Κανονικό ^β	1,0
Προφυλαγμένο ^γ	1,2

^α**Εκτεθειμένο:** Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

^β**Κανονικό:** Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού αναγλύφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

^γ**Προφυλαγμένο:** Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

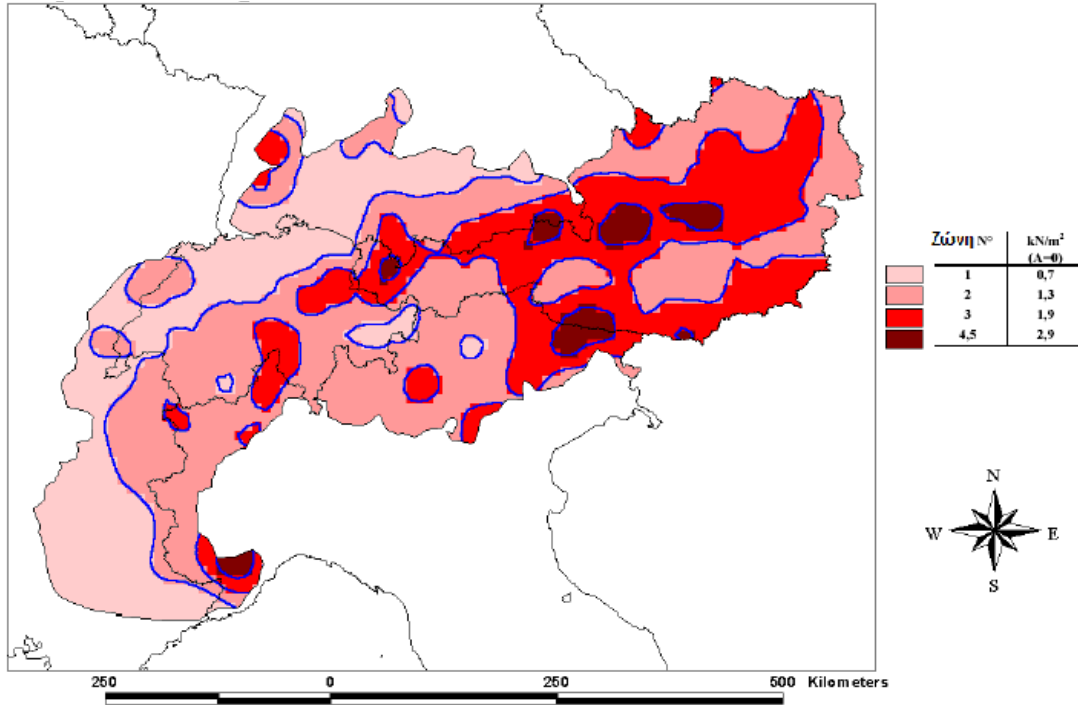
Ο θερμικός συντελεστής C_t θα πρέπει να χρησιμοποιείται για να λαβαίνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1\text{W/m}^2\text{K}$), ειδικά σε ορισμένες γυάλινες στέγες, όπου το χιόνι λιώνει λόγω των απωλειών θερμότητας.

Για όλες τις άλλες περιπτώσεις:

$$C_t = 1,0$$

6.5.3 Τοπογραφικά Δεδομένα

Όπως έχει προαναφερθεί, η τοποθεσία της κατασκευής είναι κοντά στην πόλη Linz της Αυστρίας, και η κλιματική περιοχή στην οποία ανήκει είναι η “Αλπική Περιοχή” με το υψόμετρο της περιοχής να βρίσκεται 259m πάνω απο τη στάθμη της θάλασσας



Σχήμα 6.33 : Χάρτης Αλπικής Περιοχής και Ζώνη στην οποία Ανήκει το Linz

Επίσης, ο θερμικός συντελεστής ισούται με $C_t = 1.0$ και ο συντελεστής εκθέσεως ίσος με $C_e = 1.0$ για κανονικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά απο τον Πίνακα 6.18

6.5.4 Χαρακτηριστικό Φορτίο Χιονιού επί Εδάφους

Κλιματική περιοχή	Εκφραση
Αλπική περιοχή	$s_k = (0,642Z + 0,009) \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right]$
Κεντρική Ανατολική	$s_k = (0,264Z - 0,002) \left[1 + \left(\frac{A}{256} \right)^2 \right]$
Ελλάς	$s_k = (0,420Z - 0,030) \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$
Ιβηρική χερσόνησος	$s_k = (0,190Z - 0,095) \left[1 + \left(\frac{A}{524} \right)^2 \right]$

Μεσογειακή περιοχή	$s_k = (0,498Z - 0,209) \left[1 + \left(\frac{A}{452} \right)^2 \right]$
Κεντρική Δυτική	$s_k = 0,164Z - 0,082 + \frac{A}{966}$
Σουηδία, Φινλανδία	$s_k = 0,790Z + 0,375 + \frac{A}{336}$
Ηνωμένο Βασίλειο, Δημοκρατία της Ιρλανδίας	$s_k = 0,140Z - 0,1 + \frac{A}{501}$

Πίνακας 6.19 : Σχέσεις Υψόμετρου – Φορτίου Χιονιού

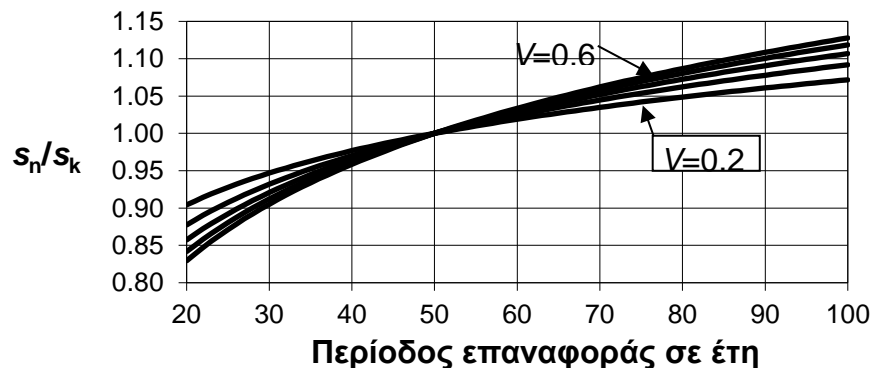
Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους S_k , για περίοδο επαναφοράς 50 ετών εκλέγεται από τον **Πίνακα 6.19** και είναι ίσος με

$$S_k = (0.642 \times Z + 0.009) \times \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] = 1.51257 \text{ kN/m}^2$$

όπου

- Z : Αριθμός ζώνης περιοχής από το **Σχήμα 6.33**
- A : Υψόμετρο πάνω από την στάθμη της θάλασσας, με στρογγυλοποίηση στην ανώτερη $100^{\text{άδα}}$

Με την χρήση του **Σχήμα 6.34**, ο λόγος της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού s_n , για περίοδο επαναφοράς 100 ετών, ως προς την χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού s_k , για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, για τον μέγιστο συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων χιονιού ($V=0.60$) προκύπτει ίσος με:

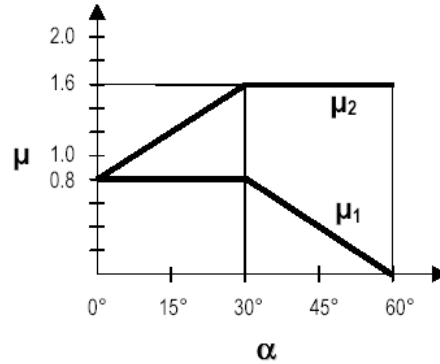


Σχήμα 6.34 : Μεταβολή του Φορτίου Χιονιού στο Έδαφος Συναρτήσεως της Περιόδου Επαναφοράς

$$\triangleright \frac{S_n}{S_k} = 1.125 \Rightarrow S_n = 1.125 \times 1.5127 \Rightarrow S_n = 1.70178 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

6.5.5 Εύρεση Συντελεστή Σχήματος

6.5.5.1 Θεώρηση Καταστρώματος ως Μονοκλινής Στέγη

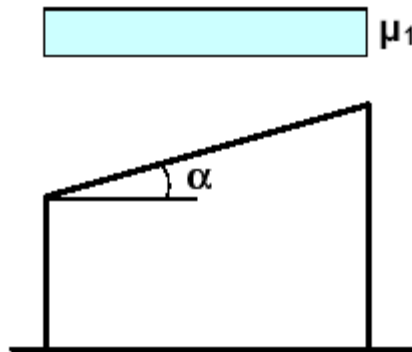


Σχήμα 6.35 : Συντελεστές Σχήματος Φορτίου Χιονιού

Πίνακας 6.20 : Συντελεστές Σχήματος Φορτίου Χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8 \alpha/30$	1,6	--

Η διάταξη φορτίου του σχήματος πρέπει να χρησιμοποιείται τόσο για παρασυρμένο όσο και για μη παρασυρμένο φορτίο χιονιού επί της στέγης.



Σχήμα 6.36 : Συντελεστής Σχήματος Φορτίου Χιονιού – Μονοκλινής Στέγη

Το οδόστρωμα και το πεζοδρόμιο μορφώνονται με τέτοιο τρόπο ώστε να κλίνουν προς μια κατεύθυνση για την απορροή των υδάτων. Για το πεζοδρόμιο η κλίση είναι 4% και για το οδόστρωμα, για κάθε κατεύθυνση κυκλοφορίας, 2.5%.

Λαμβάνοντας υπόψιν ότι το οδόστρωμα καταλαμβάνει την μεγαλύτερη επιφάνεια της ανωδομής η πρώτη θεώρηση που λήφθηκε είναι να θεωρηθεί όλο το κατάστρωμα ως μονοκλινής στέγη με κλίσης 2.5% δηλαδή 1.4 °.

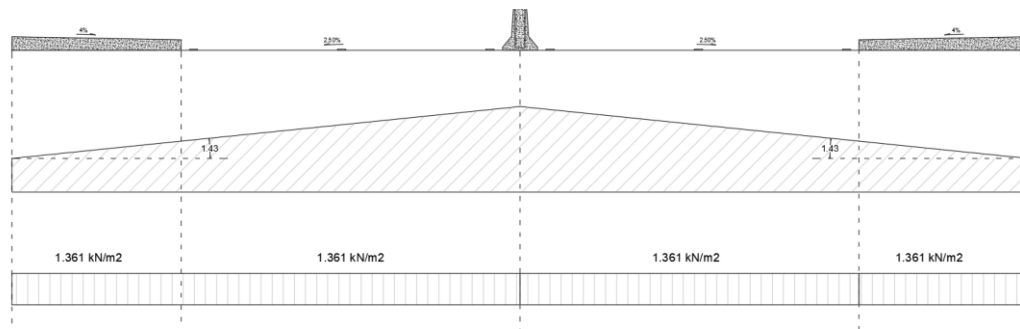
Έτσι, υπολογίστηκε ο συντελεστής σχήματος απο τον Πίνακας 6.20

$$\text{> Κλίση } \alpha=1.43 \rightarrow \begin{cases} \mu_1 = 0.80 \\ \mu_2 = 0.80 + 0.80 \times \frac{1.43}{3} = 0.83813 \end{cases}$$

Και απο την συνθήκη του Error! Reference source not found. και της εξίσωσης φορτίου χιονιού προκύπτει

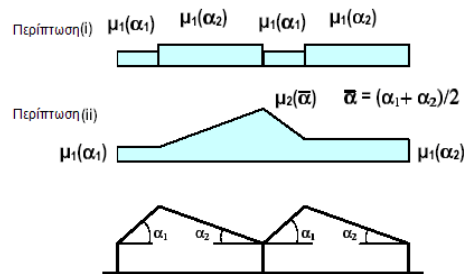
$$\text{> } S_1 = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_d = 0.80 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.70178 \Rightarrow S_1 = 1.361 \frac{kN}{m^2}$$

το οποίο κατανέμεται σε ολόκληρη την επιφάνεια του καταστρώματος



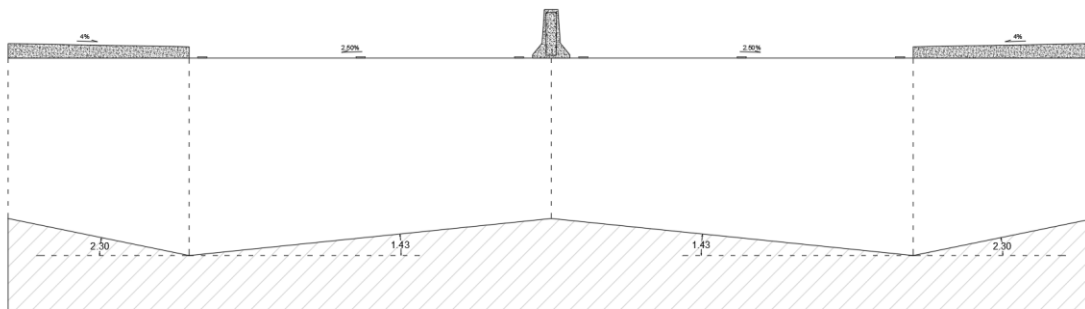
Σχήμα 6.37 : Θεώρηση Μονοκλινούς Στέγης

6.5.5.2 Θεώρηση Καταστρώματος ως Στέγη Πολλών Ανοιγμάτων



Σχήμα 6.38 : Συντελεστής Σχήματος Φορτίου Χιονιού – Στέγη Πολλών Ανοιγμάτων

Μια τρίτη θεώρηση που λήφθηκε υπόψιν είναι αυτή της στέγης πολλών, όπου το κατάστρωμα προσομοιώνεται ως μια στέγη πολλαπλών ανοιγμάτων, δηλαδή στις επιφάνειες όπου αλλάζει η κλίση, στα πεζοδρόμια και στο κατάστρωμα.

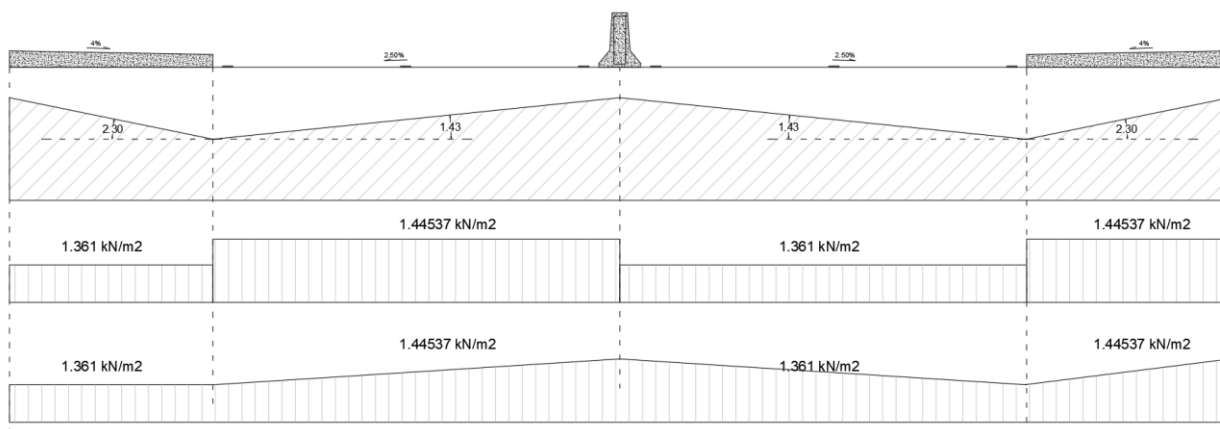


Σχήμα 6.39 : Προσομοίωση Καταστρώματος ως Στέγη Πολλαπλών Ανοιγμάτων

Απο το **Σχήμα 6.38** προκύπτουν οι τιμές των συντελεστών και κατ'επέκταση οι φορτίσεις λόγω χιονιού.

Πίνακας 6.21 : Συντελεστές Σχήματος και Φορτία ανά Περίπτωση για Στέγη Πολλαπλών Ανοιγμάτων

	μ_1	μ_2	S_1	S_2
(α_1)	0.80	-	1.361	-
(α_2)	0.80	-	1.361	-
$(\bar{\alpha})$	-	0.84933	-	1.44537



Σχήμα 6.40 : Περίπτωση (i) και (ii) Φόρτισης Στέγης Πολλαπλών Ανοιγμάτων

6.5.5.3 Τελική Επιβολή Φορτίου Χιονιού στο Κατάστρωμα

Τελικά, λόγω σχεδόν αμελητέων διαφορών στις κλίσεις, το φορτίο χιονιού που θα ληφθεί υπ'όψη στη μελέτη είναι δυσμενώς, ίσο με

$$\triangleright S_1 = 1.44537 \frac{kN}{m^2}$$

Και κατανέμεται σε όλη την επιφάνεια του καταστρώματος είτε ως γραμμικό στις διαδοκίδες είτε στις κύριες δοκούς

Πίνακας 6.22 : Τελικό Φορτίο Χιονιού που Λήφθηκε Υπόψη στη Μελέτη

	Επιφανειακό σε όλο το κατάστρωμα ($\frac{kN}{m^2}$)	Γραμμικό στις διαδοκίδες ($\frac{kN}{m}$)	Γραμμικό στις κύριες δοκούς ($\frac{kN}{m}$)
S_1	1.44537	5.78148	17.344

6.6 Γενικές Παράμετροι Ροής Ανέμου

Σε κατασκευές από χάλυβα, οι δράσεις του ανέμου συχνά είναι καθοριστικές και αποτελούν τη βασική φόρτιση. Ο προσδιορισμός των φορτίων του ανέμου είναι μια πολύπλοκη διαδικασία, στην οποία εισέρχονται πολλές παράμετροι, όπως είναι το ανάγλυφο της περιοχής, η τοπογραφία κλπ. Επιπλέον, τα φορτία του ανέμου μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις κυρίως σε εύκαμπτες κατασκευές λόγω του δυναμικού τους χαρακτήρα. Συνήθως όμως, η δυναμική τους επίδραση κρίνεται μικρή και τελικά αντιμετωπίζονται ως στατικά φορτία.

Το μέρος 1-4 του EC1 περιγράφει τις μεθόδους και τους κανόνες για τον υπολογισμό των φορτίων του ανέμου. Ο Ευρωκώδικας προτείνει δυο μεθόδους: i) την απλή ii) τη λεπτομερή. Η απλή εφαρμόζεται σε κατασκευές που δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση κι υπό την προϋπόθεση ότι ο δυναμικός συντελεστής (cd) είναι μικρότερος από 1.2. Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές που είναι ευαίσθητες σε δυναμική φόρτιση. Επίσης, στην περίπτωση καλωδιωτών γεφυρών με μήκος έως 200m απαιτείται ο υπολογισμός των δράσεων για κάθε στοιχείο χωριστά και έπειτα η επαλληλία τους για κάθε διεύθυνση.

Πίνακας 6.23 : Κατηγορίες Εδάφους και Αντίστοιχες Παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	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, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια 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 κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Η περιοχή για την οποία μελετάται η κατασκευή, βρίσκεται σε απόσταση μεγαλύτερη των 10 km από την παράλια ακτή, επομένως η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου είναι $v_{b,0}=27$ m/s. Για την βασική ταχύτητα του ανέμου από την εξίσωση (4.9) ισχύει:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 27 = 27 \frac{m}{s}$$

Για έδαφος κατηγορίας I, με $z_0=0.010$ m και $z_{min}=1$ m, από εξίσωση (4.12) ο συντελεστής εδάφους είναι:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{0.010}{0.05} \right)^{0.07} = 0.169756$$

Για $z_{min} \leq 11.50 \leq z_{max}$, ο συντελεστής τραχύτητας από εξίσωση (4.11) είναι:

$$c_{r(z=25.50)} = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 0.2343 \cdot \ln \left(\frac{11.50}{0.010} \right) = 1.196$$

Επομένως, η μέση ταχύτητα του ανέμου v_m , σε ύψος 11.50 m πάνω από το έδαφος από την εξίσωση (4.10) προκύπτει :

$$v_m(11.50) = c_r(11.50) \cdot c_0(11.50) \cdot v_b = 1.196 \cdot 1.0 \cdot 27 = 32.301 \frac{m}{s}$$

Η ένταση στροβιλισμού του ανέμου I_v σε ύψος 25.50 m για $z_{min} \leq 11.50 \leq z_{max}$, από την εξίσωση (4.13) υπολογίζεται ως :

$$I_v(11.50) = \frac{k_1}{c_0(11.50) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1.0}{1.0 \cdot \ln\left(\frac{11.50}{0.010}\right)} = 0.14189$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος 11.50 m, προσδιορίζεται από την εξίσωση (4.14) ίση με :

$$\begin{aligned} q_p(11.50) &= [1 + 7 \cdot I_v(11.50)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(11.50) = \\ &= [1 + 7 \cdot 0.14189] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 32.301^2 = 1.2998 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Τέλος, η ταχύτητα που χρησιμοποιήθηκε ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της στροβιλότητας είναι:

$$v(11.50) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(11.50)}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.2998}{0.00125}} = 45.60 \frac{m}{s}$$

Η βασική πίεση ισούται με:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 = \frac{1}{2} \times 0.00125 \times 27^2 = 0.455625 \frac{kN}{m^2}$$

Επίσης, ο συντελεστής έκθεσης ισούται με:

$$c_e(z) = \frac{q_p(11.50)}{q_b} = \frac{1.2998}{0.455625} = 2.8529$$

Πίνακας 6.24 : Πίνακας Σύνοψης Γενικών Παραμέτρων Ροής

$v_{b,0}$	27
v_b	27
k_r	0.169756
$c_{r(z=11,50)}$	1.196
$v_m(11.50)$	32.301
$I_v(11.50)$	0.14189
$q_p(11.50)$	1.2998
$v(11.50)$	45.60
q_b	0.455625
$c_e(z)$	2.8529

6.7 Παράμετροι Υπολογισμού Ροής σε Μεμονωμένες Διατομές

Συντελεστής Δύναμης C_f για κυκλικούς κώνδρους

Ο συντελεστής δύναμης c_f για ένα κυκλικό κώνδρου πεπερασμένου μήκους προσδιορίζεται από την εξίσωση :

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_\lambda \quad (6.1)$$

όπου:

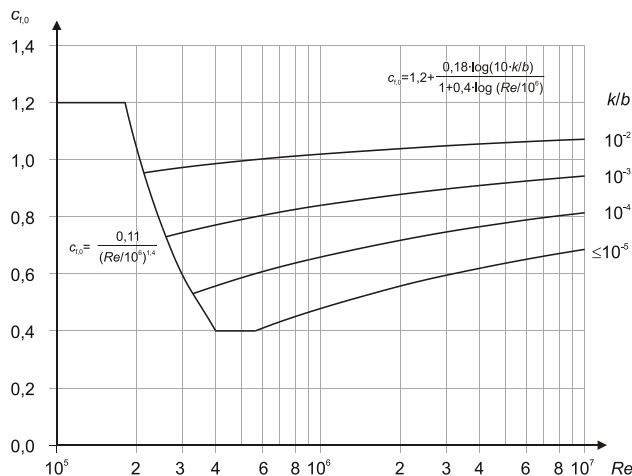
$c_{f,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης κώνδρων χωρίς ροή ελευθέρων άκρων (βλέπε Σχήμα 4.3¹)

ψ_λ είναι ο συντελεστής επίδρασης άκρων (βλέπε 4.19)

Πίνακας 6.25 : Ισοδύναμη Τραχύτητα Επιφάνειας, k

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 πριονισμένο ξύλο	2,0
στιλπνός χάλυβας	0,05	Σκουριά	2,0
χυτοσίδηρος	0,2	Τούβλα	3,0
γαλβανισμένος χάλυβας	0,2		

¹ Το Σχήμα 4.3 βασίζεται στον αριθμό Reynolds με $\nu = \sqrt{\frac{2 \times q_p}{\rho}}$ και q_p η πίεση αιχμής από την εξίσωση (4.14)



Σχήμα 6.41 : Συντελεστής Δύναμης $c_{f,0}$ για Κυκλικούς Κυλίνδρους Χωρίς Ροή Ελευθέρων Άκρων και για Διάφορες Ισοδύναμες Τραχύτητες k/b

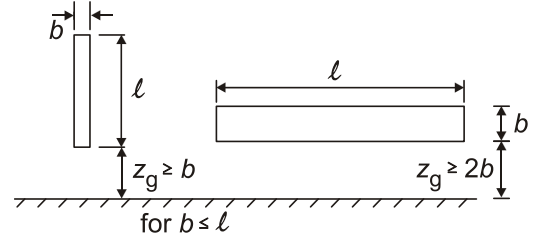
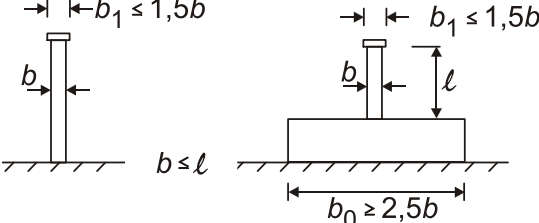
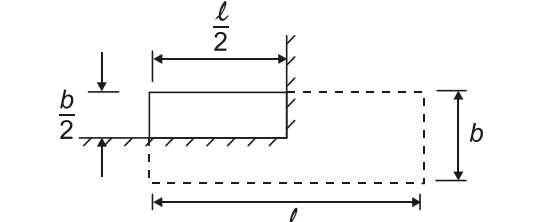
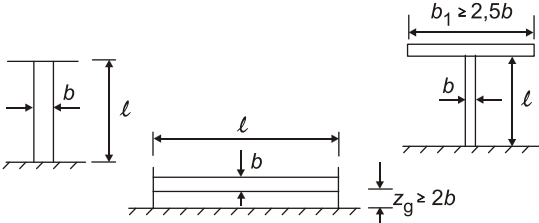
Με την καθοδήγηση του πίνακα 4.9, υπολογίζεται η ενεργός λυγηρότητα λ και προκύπτει ο συντελεστής πλήρωσης φ .

Πίνακας 6.26 : Γραμμικό Φορτίο Ανέμου στα Μεμονωμένα Μέλη

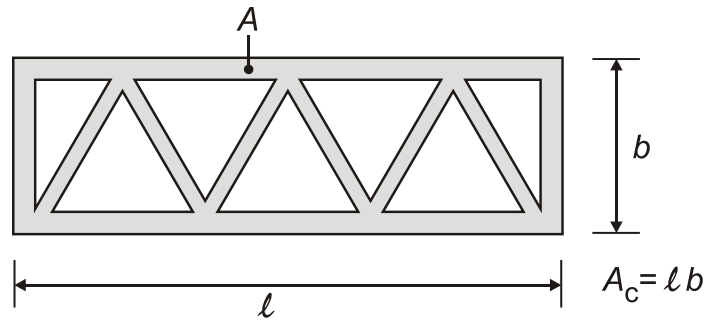
Μέλος	z_e (m)	$c_e(z)$	q_b (kPa)	$q_{p(z)}$ (kPa)	$V_{(z_e)}$ (m/s)	b (m)
Main Archs	27.59	3.41	0.455625	1.55368125	49.85870034	2.5
Secondary Archs	27.59	3.41	0.455625	1.55368125	49.85870034	1.8
Trout 1	44.91	3.7	0.455625	1.6858125	51.93553697	0.916
Trout 2	40.82	3.6	0.455625	1.64025	51.22889809	0.916
Trout 3	36	3.55	0.455625	1.61746875	50.87189794	0.916
Trout 4	30.66	3.4	0.455625	1.549125	49.78554007	0.916
Trout 5	24.97	3.35	0.455625	1.52634375	49.41811409	0.916

Re	k/b	$c_{f,0}$	L (m)	λ	ψ_λ	c_f	q_w (kN/m)
8309783.39	0.08	1.18724715	154.551	61.8204	0.89	1.0566499	4.1042430
5983044.0	0.111111	1.206283	78.024	43.3466 6	0.87	1.049466 7	2.934966 2
3171530.12	0.21834	1.25084867	9.309	10.16266	0.69	0.863086	1.33278
3128378.04	0.21834	1.25094967	13.52	14.75983	0.71	0.888174	1.334454
3106577.23	0.21834	1.25100138	17.791	19.42249	0.76	0.950761	1.408649
3040236.98	0.21834	1.25116167	22.024	24.04367	0.78	0.975906	1.384809

Πίνακας 6.27 : Προτεινόμενες Τιμές Λυγηρότητας

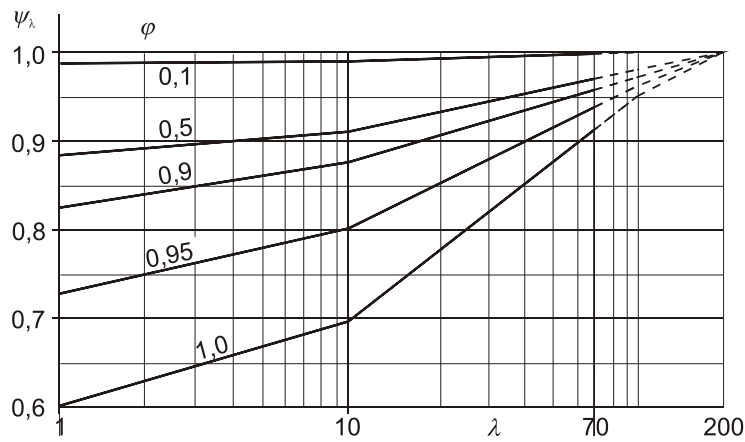
No.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα λ
1		<p>Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με αιχμηρές γωνίες: για $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1,4 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $\ell < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p>
2		<p>για $\ell < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο Για κυκλικούς κυλίνδρους: για $\ell \geq 50$, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο για $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μικρότερο</p>
3		<p>Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
4		<p>για $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0,7 \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο για $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ή $\lambda = 70$, όποιο είναι μεγαλύτερο Για ενδιάμεσες τιμές του ℓ, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>

Όπου οι τιμές των A , A_c προκύπτουν απο το **Σχήμα 6.42**



Σχήμα 6.42 : Ορισμός Μεγεθών A, A_c

Από το Σχήμα 6.43 και συναρτήσεις των λ και φ, υπολογίζεται ο συντελεστής επίδρασης άκρων ψ_λ.

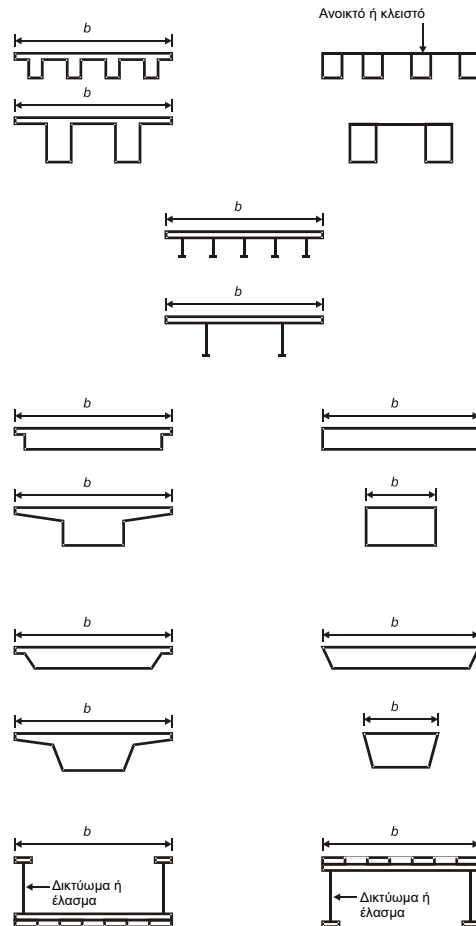


Σχήμα 6.43 : Ενδεικτικές Τιμές του Συντελεστή Επίδρασης Άκρων ψ_λ ως Συνάρτηση του Συντελεστή Πληρότητας φ και της Λυγηρότητας λ

6.8 Φορτία Ανέμου σε Γέφυρες

6.8.1 Γενικά

Οι δράσεις ανέμου σε γέφυρες, που λήφθηκαν υπ' όψη από το §8 του EN 1991-1-4 αφορούν καταστρώματα μορφής όπως στο **Σχήμα 6.44**



Σχήμα 6.44 : Παραδείγματα διατομών καταστρωμάτων συνήθους κατασκευής

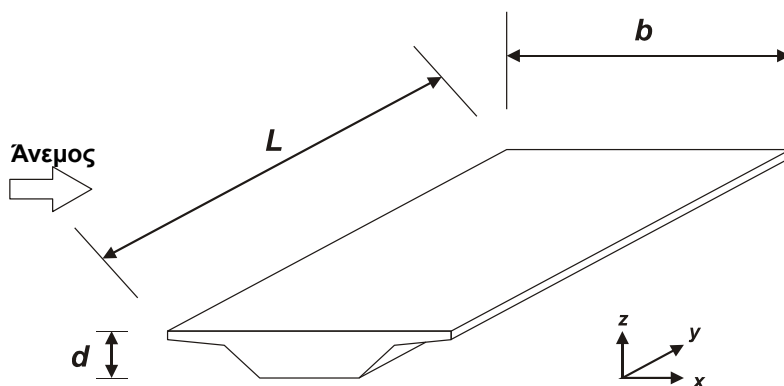
Οι δράσεις ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x , y και z όπου:

- x -διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος, κάθετα προς το άνοιγμα
- y -διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το άνοιγμα
- z -διεύθυνση είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα

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 μπορούν 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.

- L μήκος στη διεύθυνση y
- b πλάτος στη διεύθυνση x
- d ύψος στη διεύθυνση z



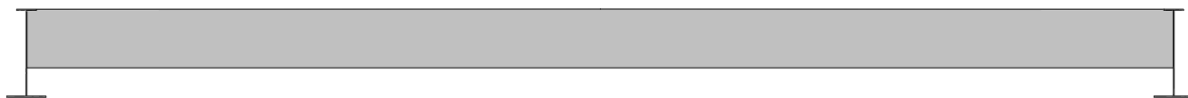
Σχήμα 6.45 : Διευθύνσεις των Δράσεων του Ανέμου σε Γέφυρες

Όπου το φορτίο κυκλοφορίας σε οδικές γέφυρες θεωρείται ταυτόχρονα με τον άνεμο η τιμή συνδυασμού $\psi_0 F_{wk}$ της δράσης του ανέμου στη γέφυρα και στα οχήματα θα περιορίζεται σε μια τιμή F_w^* η οποία προσδιορίζεται με υποκατάσταση της θεμελιώδους τιμής της βασικής ταχύτητας $v_{b,0}$ με μια τιμή $V_{b,0}^*$.

Σημειώνεται ότι σε κάθε διεύθυνση ροής ανέμου, οι δυνάμεις που υπολογίζονται αφορούν 3 καταστάσεις.

- Φάση κατασκευής

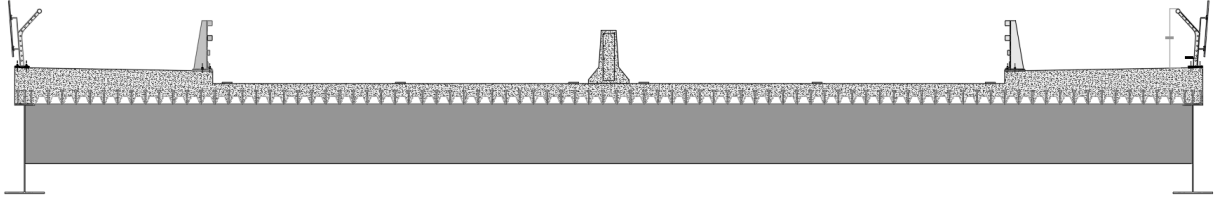
Σε αυτή τη φάση έχουν τοποθετηθεί μόνο τα χαλύβδινα στοιχεία του φορέα και προετοιμάζεται η σκυροδέτηση του καταστρώματος ώστε να ακολουθήσει η σύμμικτη λειτουργία



Σχήμα 6.46 : Φάση κατασκευής

- Φάση ολοκλήρωσης

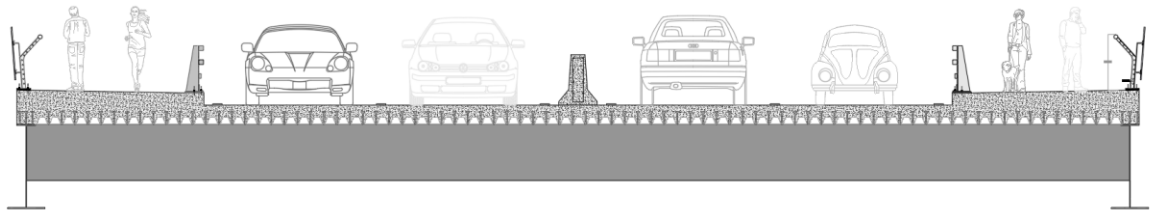
Στη φάση αυτή έχουν τοποθετηθεί όλα τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και η πλάκα έχει σκυροδετηθεί με το κατάστρωμα να αποκτά τελικά την σύμμικτη λειτουργία.



Σχήμα 6.47 : Κατάστρωμα στη Φάση Ολοκλήρωσης

- Φάση κυκλοφορίας

Η τελική φάση όπου η γέφυρα βρίσκεται σε λειτουργία



Σχήμα 6.48 : Κατάστρωμα στη Φάση Κυκλοφορίας

6.8.2 Συντελεστές Δύναμης

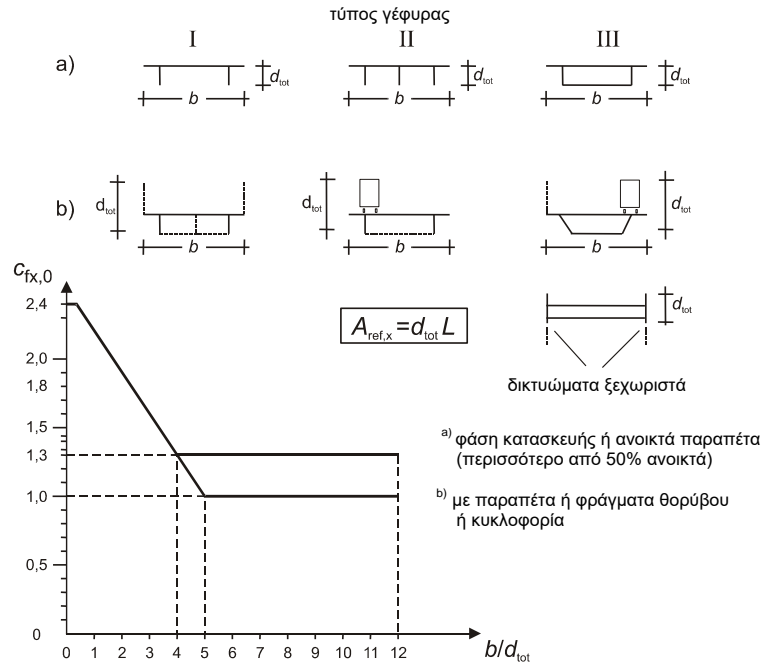
6.8.2.1 Συντελεστής Δύναμης στη Διεύθυνση X (Γενική Μέθοδος)

Οι συντελεστές δύναμης για τις δράσεις του ανέμου σε καταστρώματα γεφυρών στη διεύθυνση x δίνονται από:

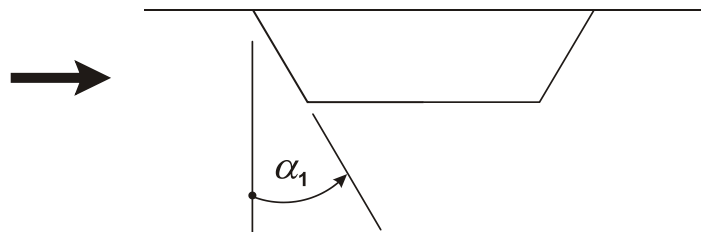
$$C_{f,x} = C_{f,x,0} \quad (8.1)$$

όπου:

$C_{f,x,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελευθέρων άκρων



Σχήμα 6.49 : Συντελεστής Δύναμης για Γέφυρες, $c_{fx,0}$



Σχήμα 6.50 : Γέφυρα με Κεκλιμένη Προσήνεμη Πλευρά

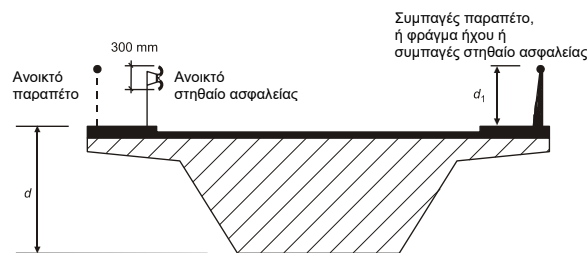
Οι επιφάνειες αναφοράς $A_{ref,x}$ για συνδυασμούς φορτίων χωρίς φορτίο κυκλοφορίας θα ορίζονται ως εξής:

- για καταστρώματα με ολόσωμες δοκούς, το άθροισμα των
 - της επιφάνειας της εμπρόσθιας κύριας δοκού
 - της επιφάνειας των τμημάτων των άλλων κυρίων δοκών που προεξέχουν κάτω από την πρώτη
 - της επιφάνειας του τμήματος του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό
 - 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.

➤ για καταστρώματα με δικτυωτές δοκούς, το άθροισμα των:

- της επιφάνειας του πεζοδρομίου ή του υποστρώματος της οδού.
- των συμπαγών τμημάτων όλων των κυρίων δικτυωτών δοκών, σε κάθετη προβολή, που βρίσκονται πάνω ή κάτω από την επιφάνεια που ορίζεται στο 1).
- 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.



Σχήμα 6.51 : Ύψος που Χρησιμοποιείται για το Aref,x

Πίνακας 6.28 : Ύψος που Χρησιμοποιείται για το Aref,x

Σύστημα στηθαίων ασφαλείας	σε μια πλευρά	και στις δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d + d1$	$d + 2d1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

6.8.3 Δύναμη Ανέμου στη Διεύθυνση X για τον EN – Y για το Λογισμικό Ανάλυσης

6.8.3.1 Φάση Κατασκευής

- Συνολικό ύψος από κάτω ίνα πέλματος έως άνω ίνα πέλματος κύριας δοκού

$$d_{tot} = 2.0 \text{ m}$$

- Διαδικασία υπολογισμού συντελεστής δύναμης

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{24}{2.0} = 12$$

Όπου b : πλάτος καταστρώματος

Για συνήθεις τύπους καταστρώματα λαμβάνεται ίσος με $c_{f,y} = 1.30$, το οποίο επαληθεύεται και απο το Σχήμα 6.49 για το αντίστοιχο $\frac{b}{d_{tot}}$

- Συντελεστής ανεμοφόρτισης

$$C = c_e \times c_{f,y} = 2.8529 \times 1.30 = 3.708$$

- Επιφάνεια αναφοράς στην εγκάρσια διεύθυνση

$$A_{ref,y} = 2 \times d_{tot} \times L = 2 \times 2.0 \times 200 = 800m^2$$

Όπου L : συνολικό μήκος γέφυρας

- Δύναμη ανέμου χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

$$F_{w,y} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,y} = 1351.84 \text{ kN}$$

- Γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς

$$q_{w,y} = \frac{F_{w,y}}{L} = 6.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Αυτό το φορτίο χρειάζεται να επιβληθεί σε κάθε μια απο τις κύριες δοκούς.

6.8.3.2 Φάση Ολοκλήρωσης

- Συνολικό ύψος απο κάτω ίνα παραπέτου προστασίας πεζών

$$d_{tot} = h_{girder} + h_{slab} + h_{pavement} + 2 \times h_{railing} = 2.0 + 0.41 + 0.32 + 2 \times 1.30 \Rightarrow \\ \Rightarrow d_{tot} = 5.33m$$

- Διαδικασία υπολογισμού συντελεστής δύναμης

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{24}{5.33} = 4.502 \equiv d_{ref}$$

Όπου b : πλάτος καταστρώματος

Για συνήθεις τύπους καταστρώματα λαμβάνεται ίσος με $c_{f,y} = 1.30$, το οποίο επαληθεύεται και απο το Σχήμα 6.49 για το αντίστοιχο $\frac{b}{d_{tot}}$

- Συντελεστής ανεμοφόρτισης

$$C = c_e \times c_{f,y} = 2.8529 \times 1.30 = 3.708$$

- Επιφάνεια αναφοράς στην εγκάρσια διεύθυνση

$$A_{ref,y} = d_{ref} \times L = 5.33 \times 200 = 1066 \text{ m}^2$$

Όπου L : συνολικό μήκος γέφυρας

- Δύναμη ανέμου χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

$$F_{w,y} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,y} = 1801.34 \text{ kN}$$

- Γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς

$$q_{w,y} = \frac{F_{w,y}}{L} = 9.006 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Αυτό το φορτίο χρειάζεται να επιβληθεί σε κάθε μια απο τις κύριες δοκούς.

6.8.3.3 Φάση Λειτουργίας Κυκλοφορίας

- Συνολικό ύψος απο κάτω ίνα πέλματος έως άνω ίνα μέσου ύψους οχήματος κυκλοφορίας

$$d_{tot} = h_{girder} + h_{slab} + h_{pavement} + h_{railing} + h_{vehicle} = 2.0 + 0.41 + 0.32 + 1.30 + 2.0 \Rightarrow \\ \Rightarrow d_{tot} = 6.03 \text{ m}$$

- Διαδικασία υπολογισμού συντελεστής δύναμης

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{24}{5.23} = 3.98 \equiv d_{ref} < 4.0$$

Επειδή $d_{ref} < 4.0$ υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή, ενδιάμεση τιμή του $c_{f,y} = 1.37$

Όπου b : πλάτος καταστρώματος

- Συντελεστής ανεμοφόρτισης

$$C = c_e \times c_{f,y} = 2.8529 \times 1.37 = 3.9206$$

- Επιφάνεια αναφοράς στην εγκάρσια διεύθυνση

$$A_{ref,y} = d_{ref} \times L = 6.03 \times 200 = 1206m^2$$

Όπου L : συνολικό μήκος γέφυρας

- Δύναμη ανέμου χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

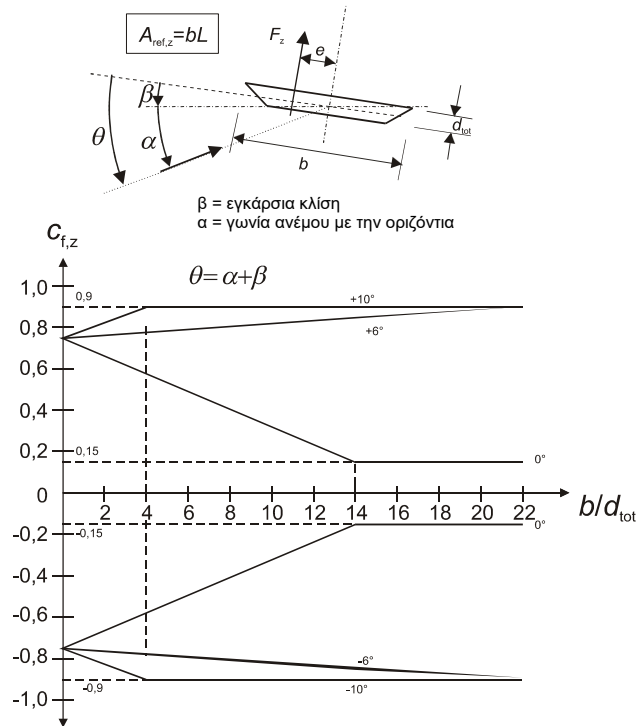
$$F_{w,y} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,y} = 3083.41 \text{ kN}$$

- Γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς

$$q_{w,y} = \frac{F_{w,y}}{L} = 15.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Αυτό το φορτίο χρειάζεται να επιβληθεί σε κάθε μια απο τις κύριες δοκούς

6.8.4 Δύναμη Ανέμου στη Διεύθυνση Z



Σχήμα 6.52 : Συντελεστής Δύναμης $c_{f,z}$ για Γέφυρες με Εγκάρσια Κλίση και Άνεμο υπό Κλίση

6.8.4.1 Φάση Κατασκευής

- Συνολικό ύψος απο κάτω ίνα πέλματος έως άνω ίνα πέλματος κύριας δοκού

$$d_{tot} = 2.0 \text{ m}$$

- Διαδικασία υπολογισμού συντελεστής δύναμης

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{24}{2.0} = 12$$

Όπου b : πλάτος καταστρώματος

Η τιμή του συντελεστή $c_{f,z} = 0.90$ λαμβάνει συνολικά υπόψιν 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

Εναλλακτικά μπορεί να υπολογιστεί και απο το **Σχήμα 6.52** συναρτήσει του $\frac{b}{d_{tot}}$

- Συντελεστής ανεμοφόρτισης

$$C = c_e \times c_{f,z} = 2.8529 \times 0.90 = 2.56$$

- Επιφάνεια αναφοράς στην κατακόρυφη διεύθυνση – ίση με ολόκληρη την επιφάνεια κάτοψης

$$A_{ref,z} = b \times L = 24 \times 200 = 4800 \text{ m}^2$$

Όπου L : συνολικό μήκος γέφυρας

- Δύναμη ανέμου χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,z} = 5615.37 \text{ kN}$$

- Γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς

$$q_{w,z} = \frac{F_{w,z}}{L} = 14.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Αυτό το φορτίο χρειάζεται να επιβληθεί σε κάθε μια απο τις κύριες δοκούς.

6.8.4.2 Φάση Ολοκλήρωσης Χωρίς Κυκλοφορία

- Συνολικό ύψος απο κάτω ίνα παραπέτου προστασίας πεζών

$$d_{tot} = h_{girder} + h_{slab} + h_{pavement} + 2 \times h_{railing} = 2.0 + 0.41 + 0.32 + 2 \times 1.30 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow d_{tot} = 5.33 \text{ m} \equiv d_{ref}$$

- Διαδικασία υπολογισμού συντελεστής δύναμης

$$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{24}{5.33} = 4.5$$

Όπου b : πλάτος καταστρώματος

Για συνήθεις τύπους καταστρώματα λαμβάνεται ίσος με $c_{f,y} = 1.30$, το οποίο επαληθεύεται και απο το Σχήμα 6.49 για το αντίστοιχο $\frac{b}{d_{tot}}$

- Συντελεστής ανεμοφόρτισης

$$C = c_e \times c_{f,z} = 2.8529 \times 0.90 = 2.56$$

- Επιφάνεια αναφοράς στην εγκάρσια διεύθυνση

$$A_{ref,z} = b \times L = 24 \times 200 = 4800 \text{ m}^2$$

Όπου L : συνολικό μήκος γέφυρας

- Δύναμη ανέμου χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref,y} = 5615.3704 \text{ kN}$$

- Γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς

$$q_{w,z} = \frac{F_{w,z}}{L} = 14.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Αυτό το φορτίο χρειάζεται να επιβληθεί σε κάθε μια απο τις κύριες δοκούς.

6.8.5 Δύναμη Ανέμου στη Διεύθυνση Y -Προαιρετικά

6.8.5.1 Φάση Κατασκευής

- Δύναμη ανέμου χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

$$F_{w,x} = 0.25 \times F_{w,x} = 337.96 \text{ kN}$$

- Γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς

$$q_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{L} = 1.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.8.5.2 Φάση Ολοκλήρωσης Χωρίς Κυκλοφορία

- Δύναμη ανέμου χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

$$F_{w,x} = 0.25 \times F_{w,x} = 450.33 \text{ kN}$$

- Γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς

$$q_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{L} = 2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.8.5.2.1 Φάση Λειτουργίας με Κυκλοφορία

- Δύναμη ανέμου χωρίς αεροδυναμικά φαινόμενα

$$F_{w,x} = 0.25 \times F_{w,x} = 770.25 \text{ kN}$$

- Γραμμικό φορτίο στις κύριες δοκούς

$$q_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{L} = 3.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Πίνακας 6.29 : Πίνακας Σύνοψης Δράσεων Ανέμου Καταστροφάτος

	d_{tot} (m)	$\frac{b}{d_{tot}}$	c_f	C	A_{ref} (m ²)	F_w (kN)	$q_w \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)$ ανά δοκό
X – εγκάρσια							
Φάση Κατασκευής	2.0	12	1.30	3.708	800	1351.84	6.76
Φάση Ολοκλήρωσης	5.33	4.5	1.30	3.708	1066	1801.34	9.0
Φάση Κυκλοφορίας	6.03	3.98	1.37425	3.92060	1206	3083.41	15.41
Y - διαμήκης							
Φάση Κατασκευής	-	-	-	-	-	337.96	1.68
Φάση Ολοκλήρωσης	-	-	-	-	-	450.33	2.25
Φάση Κυκλοφορίας	-	-	-	-	-	770.85	3.85
Z							
Φάση Κατασκευής	2.0	4.5	0.9	2.5676	4800	5615.370	14.0384
Φάση Ολοκλήρωσης	5.33	5.29	0.90	5.5676	4,800	5615.370	14.0384

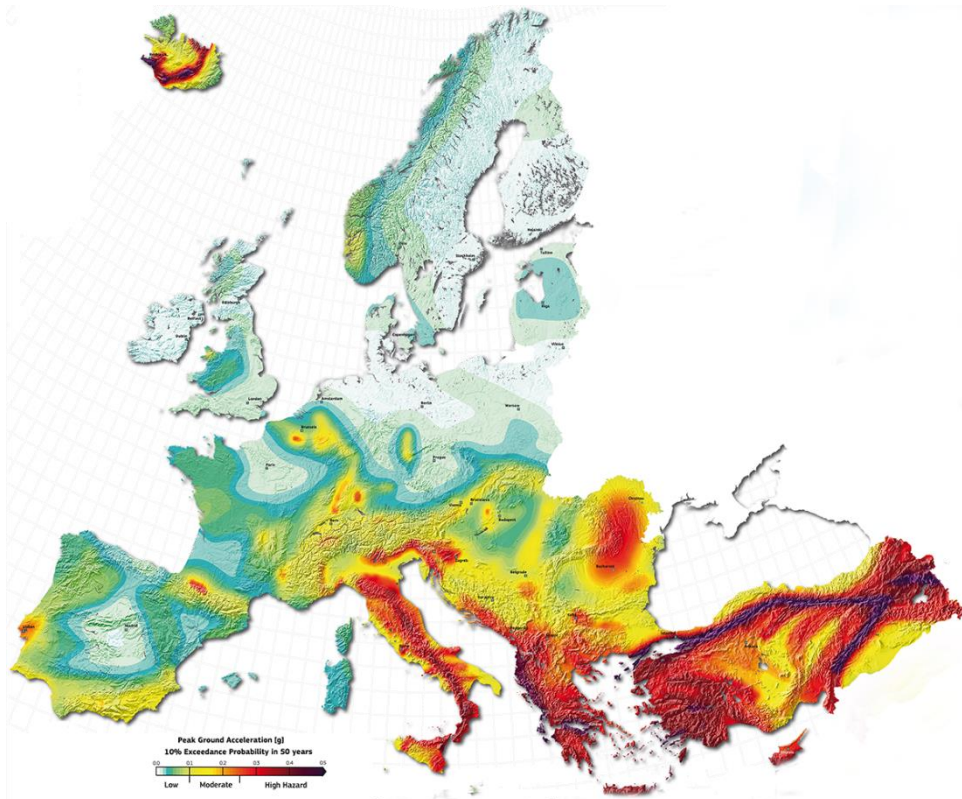
6.9 Σεισμικό Φορτίο

6.9.1 Γενικά

Όπως αναφέρεται και περιγράφεται και στο §11, η ιδιομορφική ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί σε προσομοιώματα όπου δεν υπάρχουν μη γραμμικά μοντέλα. Στον υπό μελέτη φορέα, τα ελαστομεταλλικά εφεδρανα προσομοιώνονται με γραμμικά ελατήρια, ενώ τα καλώδια είναι πολύ κοντά στη συμπεριφορά των truss elements, οπότε το αναλυτικό προσομοίωμα δεν αποτελείται από κάποιο μη γραμμικό στοιχείο. Συνεπώς, μπορεί να εφαρμοσθεί ιδιομορφική ανάλυση φασματικής απόκρισης. Σε αντίθετη περίπτωση, όπου υπήρχε για παράδειγμα η ανάγκη τοποθέτησης αποσβεστήρων με μη γραμμικά ελατήρια ως προσομοίωση θα χρειαζόνταν ανάλυση χρονοϊστορίας.

Η περιοχή βρίσκεται σε σεισμική ζώνη II με Reference of Peak Ground Acceleration (PGA) $a_{gR} = 0.36 \text{ m/s}^2$ και χαρακτηρίζεται από χαμηλή σεισμική ενεργότητα.

Στο σχεδιασμό γεφυρών, συνήθως, λαμβάνονται υπόψη μόνον οι τρεις μεταφορικές συνιστώσες των σεισμικών αποτελεσμάτων. Όταν εφαρμόζεται η μέθοδος Φασματικής Απόκρισης, όπως και σε αυτή τη μελέτη, η γέφυρα μπορεί να αναλυθεί ξεχωριστά για σεισμό στη διαμήκη, εγκάρσια και κατακόρυφη διεύθυνση.



Σχήμα 6.53 : Αναμενόμενη PGA σύμφωνα με το ESHM20

6.9.2 Μέθοδος Φασματικής Απόκρισης

Τόσο η εφαρμογή των σεισμικών δράσεων, όσο και η ανάλυση με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης γίνονται αυτόματα από το λογισμικό αφού οριστούν οι απαραίτητοι συντελεστές. Παρόλα αυτά περιγράφεται παρακάτω εν συντομία η πορεία εφαρμογής της μεθόδου φασματικής απόκρισης για κάθε διεύθυνση.

Ο κανονισμός αναφέρει ότι για γέφυρες των οποίων η σεισμική συμπεριφορά κυριαρχείται από επιδράσεις ανώτερων ιδιομορφών όπως καλωδιωτές γέφυρες, ή όπου η διαμόρφωση λεπτομερειών των πλαστικών αρθρώσεων για πλαστιμότητα ενδεχομένως να μην είναι αξιόπιστη συνιστάται συντελεστής συμπεριφοράς $q = 1$ που αντιστοιχεί σε ελαστική συμπεριφορά. Έτσι στη συγκεκριμένη μελέτη επιλέχθηκε ο φορέας να έχει ελαστική συμπεριφορά. Επομένως δεν χρειάζεται να προβλεφθούν περιοχές όπου θα αναπτυχθούν πλαστικές αρθρώσεις, ούτε είναι απαραίτητο να γίνει ικανοτικός σχεδιασμός.

6.9.3 Οριζόντιο Ελαστικό Φάσμα Απόκρισης

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

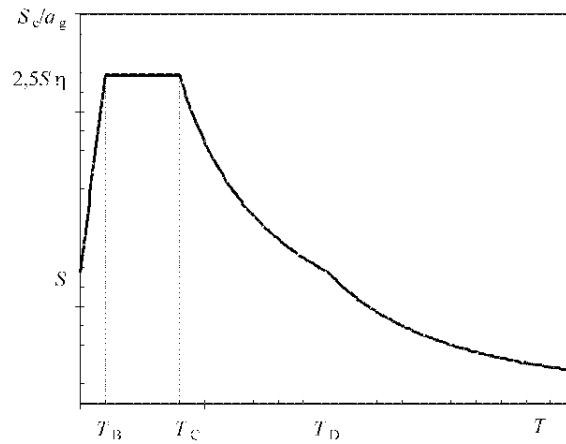
a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = \eta \cdot a_{gR}$);

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

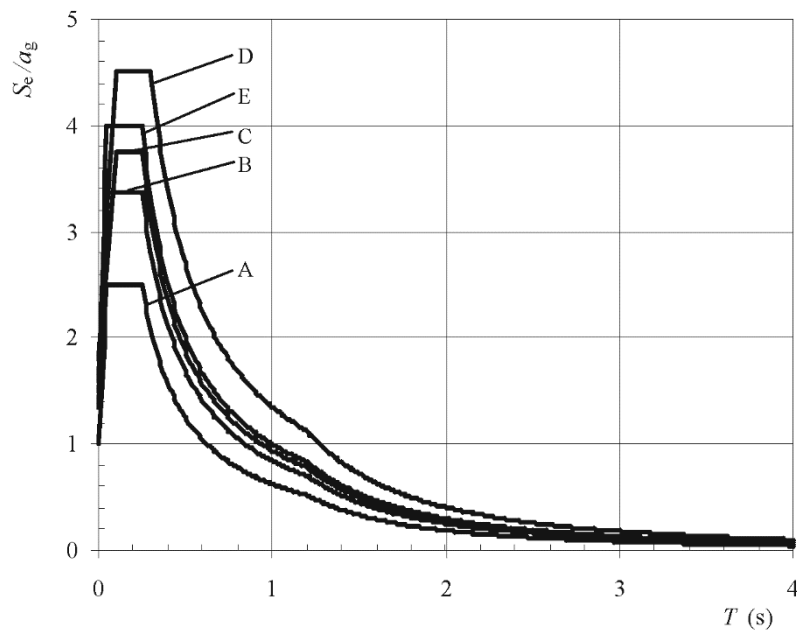
T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους



Σχήμα 6.54 : Μορφή Ελαστικού Φάσματος Απόκρισης



Σχήμα 6.55 : Συνιστώμενα Φάσματα Ελαστικής Απόκρισης Τύπου 2 για Κατηγορίες Εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)

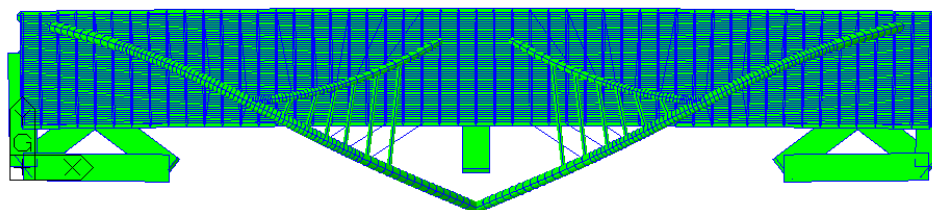
6.9.4 Υπολογισμοί

Το πλήθος των ιδιομορφών που χρησιμοποιείται είναι εκείνο που συμβάλλει σημαντικά στην συνολική απόκριση και προσδιορίζεται όταν πληρούνται τα εξής κριτήρια:

- το πλήθος των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη έχουν άθροισμα δραστών ιδιομορφικών μαζών τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας του φορέα
- λαμβάνονται υπόψη ιδιομορφές που έχουν δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας του φορέα

Ο υπολογισμός των ιδιομορφών έγινε με την θεώρηση συγκεντρωμένης μάζας στους κόμβους των μελών. Για τον υπολογισμό των ιδιομορφών και σύμφωνα με τον Κανονισμό δεν προβλέπεται κάποια τροποποίηση του προσομοιώματος που να αφορούσε τον ίδιο τον χάλυβα. Συνεπώς κατά την δυναμική ανάλυση δεν πραγματοποιείται αγνόηση κάποιας θλιβόμενης διαγωνίου.

Μια σημαντική τροποποίηση που πρέπει να γίνει στην ιδιομορφική ανάλυση λόγω των καλωδίων είναι ότι πρέπει να οριστούν οι αρχικές συνθήκες της κατασκευής, που θεωρείται πως αυτή φέρει πριν την έναρξη της σεισμικής διέγερσης. Οι αρχικές αυτές συνθήκες αφορούν την δυσκαμψία (και όχι το φορτίο) που έχει η κατασκευή λόγω του οιονεί μόνιμου συνδυασμού, δηλαδή λόγω των μόνιμων φορτίων, των πρόσθετων μόνιμων φορτίων και της προέντασης.

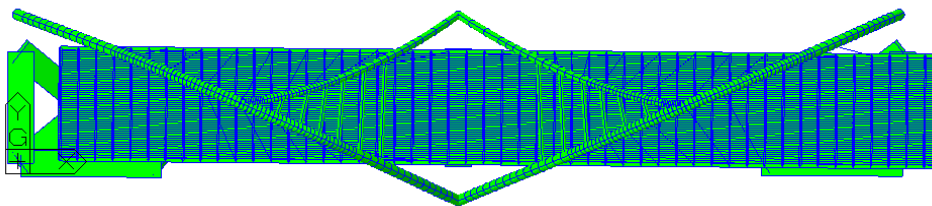
**Mode 1**

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
0.351290

NATURAL PERIOD
(SEC)
2.846653

MPM (%)

DX= 0.000004
DY= 65.915412
DZ= 0.067045
RX= 0.700375
RY= 0.000000
RZ= 0.000000

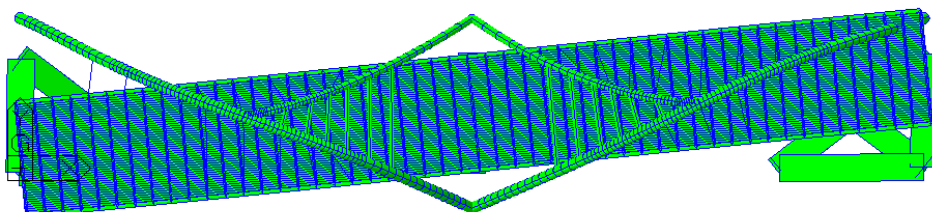
**Mode 2**

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
0.382704

NATURAL PERIOD
(SEC)
2.612987

MPM (%)

DX= 65.386988
DY= 0.000003
DZ= 0.000000
RX= 0.000000
RY= 0.851459
RZ= 0.000009

**Mode 3**

FREQUENCY
(CYCLE/SEC)
0.453611

NATURAL PERIOD
(SEC)
2.204532

MPM (%)

DX= 0.180352
DY= 0.000001
DZ= 0.000001
RX= 0.000002
RY= 0.001140
RZ= 0.001658

Σχήμα 6.56 : Ιδιομορφές, Ιδιοπερίοδοι και Ποσοστά Συμμετοχής Μάζας

Απο την φασματική ανάλυση, φαίνεται οτι ο φορέας είναι πολύ εύκαμπτος, γεγονός απολύτως λογικό εξαιτίας της ανάρτησης του καταστρώματος. Επισημαίνεται οτι τα ποσοστά συμμετοχής των μαζών στις τρεις πρώτες ιδιομορφές αφορούν αποκλειστικά το κατάστρωμα ενώ εξαιτίας της σημαντικής μάζας των τόξων και των βάθρων, η ανάλυση χρειάστηκε 80 ιδιομορφές ώστε αθροιστικά να ενεργοποιηθεί το 90% της μάζας του συνολικού φορέα. Πρακτικά δηλαδή, οι ιδιομορφές απο την 4^η και μετά ενεργοποιούν και τα τόξα με τα βάθρα συνεχόμενα.

Ωστόσο, όπως υπολογίζονται στο §15 ο έλεγχος των εφεδράνων γίνεται σαφώς για τις πρώτες 3 ιδιομορφές.

7 Διαστασιολόγηση Τυπικής Σύμμικτης Διαδοκίδας

7.1 Γενικά

Στην παρούσα μελέτη, η διαστασιολόγηση της σύμμικτης διαδοκίδας πραγματοποιήθηκε στο εξειδικευμένο λογισμικό “MIDAS Civil” αλλά και στο χέρι και συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα. Σκοπός αυτής της διαδικασίας είναι να προβληθούν οι δυνατότητες του λογισμικού, ιδίως στη διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων.

7.2 Συνεργαζόμενο Πλάτος Σκυροδέματος

Στο μέσον του ανοίγματος ή σε μία εσωτερική στήριξη, το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} , μπορεί να προσδιορισθεί ως :

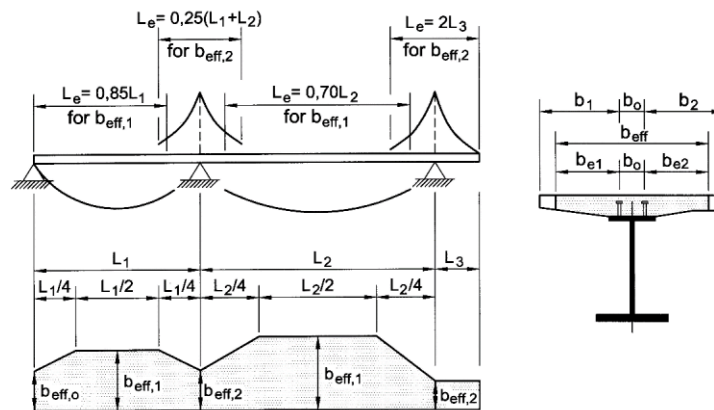
$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

Το συνεργαζόμενο πλάτος σε μία ακραία στήριξη μπορεί να προσδιορίζεται ως :

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$$

όπου

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0$$



Σχήμα 7.1 : Ισοδύναμα Ανοίγματα, για Ισοδύναμο Πλάτος του Πέλματος Σκυροδέματος

Επειδή η διάταξη διαμηθικών ήλων είναι άγνωστη, σ' αυτό το στάδιο, λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο $b_0 = 0$

Η εγκάρσια απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων έχει ληφθεί ως 4 m ενώ το μήκος κάθε μιας ισούται με 24m.

Απλοποιητικά, παντού:

- $L_e = 0.85 \times 24 = 20.40$
- $\frac{L_e}{8} = 2.55 \text{ m}$
- $b_{g1} = \frac{\text{απόσταση διαδοκίδων}}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$

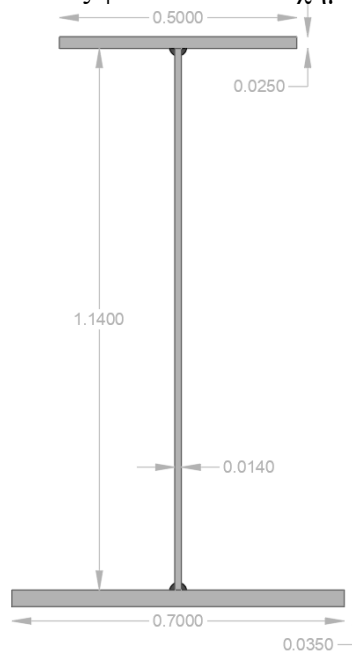
Αφού $\frac{L_e}{8} > b_{g1}$, τότε

- $b_{e1} = b_{e2} = 2 \text{ m}$
- $b_{eff} = 2 \times b_e + b_0 = 4 \text{ m}$

7.3 Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Διατομής Διαδοκίδας

Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Αμιγώς Μεταλλικής Διατομής

Η διατομή που επιλέχθηκε είναι μια συγκολλητή, απλώς ασύμμετρη διατομή που αποτελείται από 3 χαλύβδινες πλάκες διαστάσεων όπως φαίνονται στο σχήμα



Σχήμα 7.2 : Διατομή Αμιγώς Χαλύβδινης Διαδοκίδας

Πίνακας 7.1 : Αδρανειακά και Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Αμιγώς Χαλύβδινης Διατομής

h_{tot} (m)	1.20
h_w (m)	1.14
tw (m)	0.014
A_w (m ²)	0.01596
$b_{flange,over}$ (m)	0.5
$t_{flange,over}$ (m)	0.025
$A_{f,o}$ (m ²)	0.0125
$b_{flange,under}$ (m)	0.7
$t_{flange,under}$ (m)	0.035
$A_{f,u}$ (m ²)	0.0245
A_{tot} (m ²)	0.05296
κ.β. διατομής απο κάτω (m)	0.470700
κ.β. διατομής απο άνω (m)	0.7292994
I_a (m ⁴)	0.013474071
$W_{a,under}$ (m ³)	0.028625571
$W_{el}=W_{a,over}$ (m ³)	0.018475361

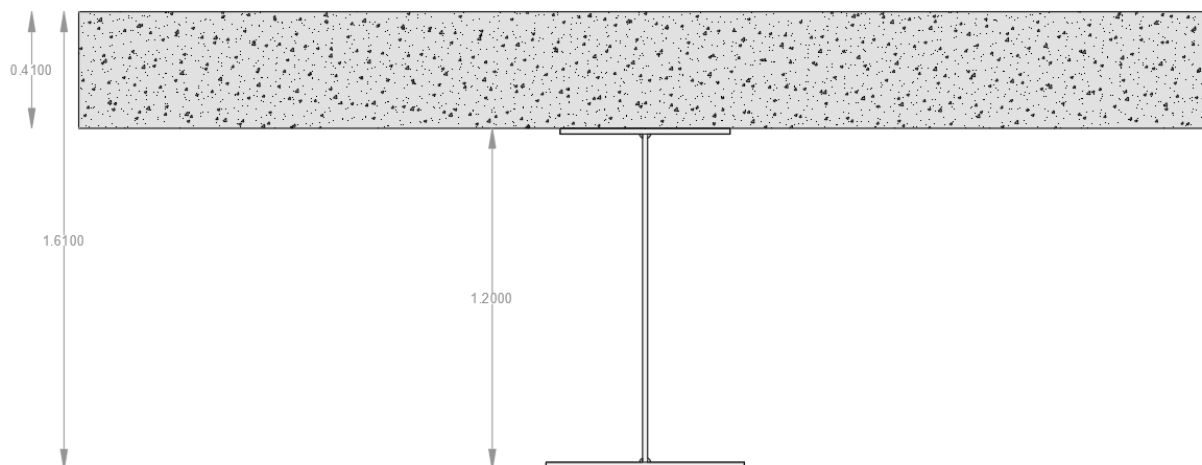
Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Αρηγμάτωτης Σύμμικτης Διατομής

Όπως αναφέρεται στο **6.2.1.7** για τις διαστάσεις του χαλυβδόφυλλου καθώς και μια πρώτη εκτίμηση του ενεργού πάχους της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος, με δοκιμές προέκυψε το τελικό πάχος μαζί με το χαλύβδόφυλλο ίσο με 0.41 m, τα αδρανειακά της οποίας συνοψίζονται στον πίνακα

Πίνακας 7.2 : Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Πλάκας Καταστρώματος

Αρχικό Ενεργό Πάχος Πλάκας Σκυροδέματος (m)	0.2
Τελικό Ενεργό Πάχος Πλάκας Σκυροδέματος (m)	0.24795
Αρχικό πάχος πλάκας με χαλυβδόφυλλο (m)	0.353
Τελικό Συνολικό Πάχος Σχεδιασμού Πλάκας μαζί με Χαλυβδόφυλλο $h_{c,tot}$ (m)	0.41
Πλάτος διατομής πλάκας - b_{eff} (m)	4
Εμβαδό πλάκας - A_{slab} (m ²)	1.64
Ροπή αδράνειας διατομής πλάκας - I_c (m ⁴)	0.022973667
Κ.β. πλάκας σκυροδέματος απο άνω και κάτω ίνα σκυροδέματος - z_c (m)	0.205

Στη συνέχεια, προβάλλεται η τελική σύμμικτη διατομή μιας τυπικής διαδοκίδας με το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας του καταστρώματος



Σχήμα 7.3 : Διατομή Τυπικής Σύμμικτης Διαδοκίδας

Για την **αρηγμάτωση κατάσταση**, δηλαδή για τις θετικές ροπές, όπου το σκυρόδεμα βρίσκεται υπό θλίψη, αγνοείται η επιρροή του οπλισμού. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής συνοψίζονται στον πίνακα

Πίνακας 7.3 : Γεωμετρικά και Αδρανειακά Αρηγμάτωσης Σύμμικτης Διατομής

	h_{tot} (m)	1.61
	A_e (m ²)	0.31848381
Απο άνω ίνα σκυροδέματος $Z_{e,άνω}$	(m)	0.360362686
Απο κάτω ίνα χάλυβα $Z_{e,κάτω}$	(m)	1.249637314
	I_e (m ⁴)	0.055735799

Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Ρηγματωμένης Σύμμικτης Διατομής

Για την ρηγματωμένη κατάσταση, δηλαδή για τις αρνητικές ροπές, όπου το σκυρόδεμα βρίσκεται υπό εφελκυσμό αγνοείται η επιρροή του σκυροδέματος και λαμβάνεται υπ'οψιν μόνο η χαλύβδινη δοκός και οπλισμός της πλάκας.

Πίνακας 7.4 : Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Ρηγματωμένης Σύμμικτης Διατομής

	h_{tot} (m)	1.61
	A_e (m ²)	0.06133758
Απο άνω ίνα σκυροδέματος $Z_{e,άνω}$	(m)	0.87410138
Απο κάτω ίνα χάλυβα $Z_{e,κάτω}$	(m)	0.73589862
	I_e (m ⁴)	0.015840251

7.4 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.

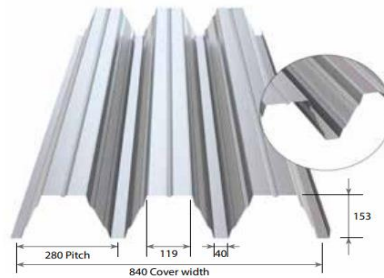
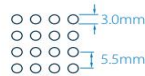
7.4.1 Σχεδιασμός Χαλυβδόφυλλου Κατά τη Φάση Σκυροδέτησης

Όπως αναφέρεται στο §2.4.1, έχει επιλεγεί το χαλυβδόφυλλο TATA STEEL D153. Η επιλογή αυτής της συγκεκριμένης διατομής έγινε λαμβάνοντας υπ' όψης κάποιες πρόσθετες παραμέτρους.

1. Επιπλέον ισοδύναμο πάχος πλάκας λόγω σκυροδέματος στις αυλακώσεις
2. Επιπλέον πάχος πλάκας λόγω παραμόρφωσης σκυροδέματος (ponding effects)
3. Πιθανή εξασφάλιση του θλιβόμενου άνω πέλματος και πιθανή επάρκεια σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό των διαδοκίδων χωρίς εγκαρσιους συνδέσμους ή υποσύλωση.
4. Το βάρος του νωπού σκυροδέματος λαμβάνεται ως μεταβλητή δράση για να ληφθούν υπ' όψην τυχόν οι αυξημένες αβεβαιότητες και ο δυναμικός χαρακτήρας της φόρτισης

RoofDek D153 - web perforated

Perforating pattern P3L-5 (23.5%).
3.0mm holes at 5.5mm square centres.
Open area is 6.2% of exposed soffit (11% of cover area)



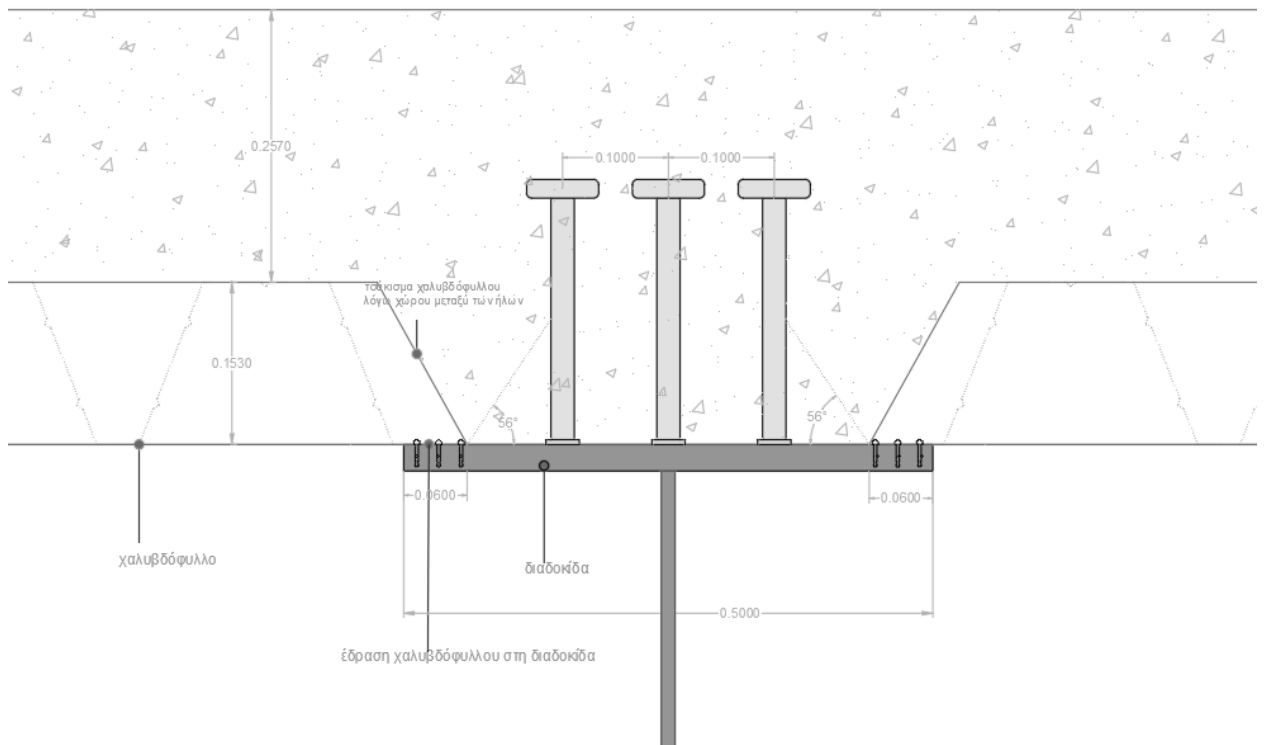
Ultimate section properties to Eurocode

Material specification	Design thickness mm	Weight kg/m ²	Broad flange in compression		Narrow flange in compression		100mm bearing on purlin		
			Moment capacity kNm/m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Moment capacity kNm/m	Moment of inertia cm ⁴ /m	Transverse resistance		Shear capacity kN/m
							Internal R _w kN/m	End R _w kN/m	
0.75mm Steel S320	0.71	9.86	11.92	343.56	9.03	352.29	16.36	3.78	37.95
0.88mm Steel S320	0.84	11.58	15.41	419.56	11.94	425.95	23.64	5.58	51.72
1.25mm Steel S320	1.21	16.46	25.55	628.00	19.06	628.00	50.08	12.41	101.82

Σχήμα 7.4 : Χαρακτηριστικά Χαλυβδόφυλλου απο Κατασκευαστή

Το αρχικό πάχος της πλάκας μαζί με το χαλυβδόφυλλο εκτιμάται ίσο με

- $h_{initial,tot,slab} = 0.353 \text{ m}$
- $h_{effective \text{ concrete}} = 0.20 \text{ m}$



Σχήμα 7.5 : Διάταξη στις Θέσεις Διακοπής του Χαλυβδόφυλλου με το Αρχικό Συνολικό Πάχος της Πλάκας

Το σκυρόδεμα εντός των αυλακώσεων του χαλυβδόφυλλου αντιστοιχούν σε μια επιπρόσθετη στρώση σκυροδέματος ίση με

$$h_{sl,add} = \frac{(0.119 + 0.040) \times \frac{0.153}{2}}{0.28} = 0.04344 \text{ m}$$

Όπου:

- **0.119m** = πλάτος ελεύθερης επιφάνειας σε επαφή με την πλάκα σκυροδέματος
- **0.040m** = πλάτος αυλάκωσης στην επαφή με το πέλμα της διαδοκίδας
- **0.153m** = ύψος χαλυβδόφυλλου
- **0.28m** = Pitch

Οπότε στη φάση αυτή το πάχος της πλάκας προσαυξάνεται κατά $h_{sl,add}$

- $h_{tot,slab,add} = 0.353 + 0.04344 = 0.39644 \text{ m}$

Κατά τη φάση σκυροδέτησης, το χαλυβδόφυλλο πρέπει να έχει επαρκή αντοχή και δυσκαμψία για να παραλάβει με ασφάλεια το βάρος των κατασκευαστικών φορτίων και του νωπού σκυροδέματος

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

- $l_{eff} = l_{net} + 2 \times t_{fo} = 3.40 + 2 \times 0.020 = 3.44 \text{ m}$

Το φορτίο σχεδιασμού για το οποίο διαστασιολογείται το χαλυβδόφυλλο είναι

- $q_{0,Ed} = 1.35(g_{sheet} + g_{layering}) + 1.5 \times g_{wet\ concr.} =$
 $= 1.35 \times (0.23044 + 1.50) + 1.5 \times (0.39644 \times 26) =$
 $= 17.7972 \text{ kN } \frac{kN}{m^2}$

Το οποίο προκαλεί βέλος:

- $\delta_0 = \frac{5}{384} \times \frac{q \times l^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{17.7972 \times 3.44^4}{210000000 \times 0.0628} = 0.009704 \text{ m}$

Λόγω συγκέντρωσης σκυροδέματος η πλάκα προσυξάνεται κατά $0.7\delta_0 = 0.00679$

Τελικά το πάχος της πλάκας μαζί με το χαλυβδόφυλλο λαμβάνεται ίσο με

- $h_{slab,tot} = 0.39644 + 0.00679 = 0.40323 \text{ m} \Rightarrow h_{slab,tot} = 0.41 \text{ m}$

Όπου τελικά το χαλυβδόφυλλο φορτίζεται με επιφανειακό φορτίο ίσο με

- $q_{Ed,final} = 1.35 \times (0.23044 + 1.50) + 1.5 \times (0.41 \times 26) = 18.326 \frac{kN}{m^2}$

Απο τους πίνακες του κατασκευαστή

- $q_{lim} \geq q_{Ed,final}$

7.4.2 Έλεγχος Διατομής Έναντι Κάμψεως

7.4.2.1 Υπολογισμός Θετικής Πλαστικής Ροπής Αντοχής

- Εφελκυστική Δύναμη Αντοχής της Χαλύβδινης διατομής

$$Z = A_{a,tot} \times f_{ad} = 0.04798 \times 355,000 = 17,032.9 \text{ kN}$$

- Θλιπτική δύναμη πλάκας σκυροδέματος

$$D = A_c \times 0.85 \times f_{cd} = 1.64 \times 0.85 \times \frac{35,000}{1.50} = 32,526.6667 \text{ kN}$$

$Z < D$ οπότε, ο Π.Ο.Α. βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος και το σκυρόδεμα δεν θλίβεται ολόκληρο. Συνεπώς, η χαλύβδινη διατομή εφελκύεται και μπορεί να θεωρηθεί ως κατηγορία 1, παρ'όλο που στην κατηγοριοποίηση ως αμιγώς χαλύβδινη θα προέκυπτε 3 ή 4.

- Απόσταση ουδέτερου άξονα απο άνω ίνα σκυροδέματος

$$z_0 = \frac{Z}{b \times 0.85 \times f_{cd}} = 0.023698 \text{ m}$$

- Κέντρο βάρους χαλύβδινης διατομής απο άνω ίνα σκυροδέματος

$$z_\alpha = h_{c,tot} + z_{\alpha,\acute{\alpha}\nu\omega} = 0.41 + 0.7292299 = 1.13929 \text{ m}$$

- Πλαστική Ροπή Αντοχής $M_{pl,Rd}$

$$M_{pl,Rd}^{(+)} = A_a \times f_{yd} \times \left(z - \frac{z_0}{2} \right) = 19,191.98889 \text{ kNm}$$

7.4.2.2 Υπολογισμός Αρνητικής Πλαστικής Ροπής Αντοχής

Σε περιοχές αρνητικών ροπών αντιστέκεται μόνο η αμιγώς χαλύβδινη διατομή και ο οπλισμός της πλάκας, αφού το σκυρόδεμα βρίσκεται υπό εφελκυσμό. Αφορά τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της ρηγματωμένης διατομής απο **Πίνακας 7.4**

7.4.2.2.1 Αγνοείται η Συμβολή του Οπλισμού

Όταν αγνοείται η συνεισφορά του οπλισμού, τότε

$$M_{pl,Rd}^{(-)} = W_{pl,y} \times f_{ya} = 0.022238 \times 355,000 = 8,396.520857 \text{ kNm}$$

7.4.2.2.2 Λαμβάνεται η Συμβολή του Οπλισμού

Όταν λαμβάνεται υπ'όψη η συνεισφορά του οπλισμού, τότε

- Θλιπτική Δύναμη Αντοχής της Χαλύβδινης διατομής

$$D = A_{a,tot} \times f_{ad} = 0.04798 \times 355,000 = 17,032.9 \text{ kN}$$

- Εφελκυστική δύναμη άνω πέλματος

$$Z_f = 2 \times f_{ya} \times b_{fo} \times t_{fo} = 13,390.47373 \text{ kN}$$

- Εφελκυστική δύναμη άνω οπλισμού

$$Z_{s1} = A_{s1} \times f_{sd} = 3,642.426265 \text{ kN}$$

- Εφελκυστική δύναμη κάτω οπλισμού

$$Z_{s2} = A_{s2} \times f_{sd} = 3,642.426265 \text{ kN}$$

- Εφελκυστική δύναμη κορμού

$$Z_w = 2 \times f_{ad} \times t_w \times (z_0 - h_{c,tot} - t_{f,o}) = 6,283.373735 \text{ kN}$$

Θέση ουδέτερου άξονα

$$z_0 = h_{c,tot} + t_{f,o} + \frac{(D - Z_{s1} - Z_{s2} - Z_f)}{(2 \times t_w \times f_{ad})} = 1.06713 \text{ m}$$

Συνεπώς, $z_0 = 1.06713 \text{ m} > h_{c,tot} + t_{f,o} = 0.435$, ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του κορμού της χαλύβδινης δοκού.

Τελικά, η αρνητική ροπή αντοχής της διατομής λαμβάνοντας υπόψη τη συμβολή του οπλισμού είναι ίση με

$$\begin{aligned} M_{pl,Rd}^{(-)} &= D \times z_a - Z_{s1} \times z_{s1} - Z_{s2} \times z_{s2} - Z_f \times \left(h_{c,tot} + \frac{h_{tot}}{2} \right) - Z_w \times \left(\frac{z_0 + h_{c,tot} + t_{f,o}}{2} \right) = \\ &= 12,732.28584 \text{ kNm} \end{aligned}$$

7.4.2.3 Υπολογισμός Θετικής Ελαστικής Ροπής Αντοχής

Αφορά τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της αρηγμάτωτης διατομής απο **Πίνακας 7.3**

Πίνακας 7.5 : Ροπές Αντίστασης για M_{el}^+ σε Κάθε Ίνα

Άνω ίνα σκυροδέματος	$W_{c,o} (m^3)$	$= \frac{I_e}{(0 - z_e)} \times \eta = -0.8508 \text{ m}^3$
Κάτω ίνα σκυροδέματος	$W_{c,u} (m^3)$	$= \frac{I_e}{(h_{c,tot} - z_e)} \times \eta = 4.012036058 \text{ m}^3$
Άνω ίνα χάλυβα	$W_{a,o} (m^3)$	$= \frac{I_e}{(h_{c,tot} - z_e)} = 0.649567743 \text{ m}^3$
Κάτω ίνα χάλυβα	$W_{a,u} (m^3)$	$= \frac{I_e}{(h_{tot} - z_e)} = 0.0366405 \text{ m}^3$

Τελικά, η θετική ελαστική ροπή αντοχής της διατομής προκύπτει ίση με

$$M_{el, Rd}^{(+)} = \max \left((W_{a,u} \times f_{ad}), (W_{c,o} \times 0.85 \times f_{cd}) \right) = 15,833.561 \text{ kNm}$$

↓

Οι ροπές αντίστασης λαμβάνονται με το πρόσημό τους

7.4.2.4 Υπολογισμός Αρνητικής Ελαστικής Ροπής Αντοχής

Αφορά τα αδρανειακά χαρακτηριστικά της ρηγματωμένης διατομής από Πίνακα 7.4 , όπου λαμβάνεται υπόψη η μόνη η σιδηροδοκός και ο οπλισμός της πλάκας σκυροδέματος.

Πίνακας 7.6 : Ροπές Αντίστασης για M_{el} σε κάθε ίνα

Άνω πέλμα σιδηροδοκού	$W_{a,o} (m^3)$	$= \frac{I_e}{(z_e - h_{c,tot})} = 0.03413$
Κάτω πέλμα σιδηροδοκού	$W_{a,u} (m^3)$	$= \frac{I_e}{(z_e - h_{tot})} = -0.021525$
Ίνα οπλισμού	$W_s (m^3)$	$= \frac{I_e}{(z_e - z_s)} = -0.019457$

Όπου $z_s = \frac{\phi}{2} + c_{nom} = 0.060 \text{ m}$, η απόσταση του κ.β. του οπλισμού από την άνω ίνα της πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος.

Τελικά, η ελαστική ροπή αντοχής της διατομής σε περιοχές αρνητικών ροπών είναι ίση με

$$M_{el, Rd}^{(-)} = \min \left((W_{a,u} \times f_{ad}), (W_s \times f_{yk}) \right) = -7,641.39103 \text{ kNm}$$

↓

Οι ροπές αντίστασης λαμβάνονται με το πρόσημό τους

Τελικά, οι ροπές αντοχής για την αρηγμάτωτη και ρηγματωμένη κατάσταση, συνοψίζονται στο πίνακα

$M_{pl,Rd}^{(+)} (kNm)$	19,191.98889
$M_{el, Rd}^{(+)} (kNm)$	15,833.561
$M_{pl,Rd, rebar}^{(-)} (kNm)$	-12,732.28584
$M_{pl,Rd, no rebar}^{(-)} (kNm)$	-8,396.520857
$M_{el, Rd}^{(-)} (kNm)$	-7,641.39103

7.4.3 Έλεγχος Διατομής Έναντι Κατακόρυφης Διάτμησης

7.4.3.1 Γενικά

Στις σύμμικτες διατομές, όπως και στις χαλύβδινες, οι διατμητικές τάσεις παραλαμβάνονται από τον κορμό της αμιγώς χαλύβδινης διατομής. Παρ'όλα αυτά στον έλεγχο υπάρχει ένας συντελεστής η , ο οποίος σύμφωνα με τον *EN 1993-1-1* μπορεί να λαμβάνεται ως:

- $\eta=1.20$ για χάλυβες έως και S460
- $\eta=1.0$ για χάλυβες μεγαλύτερους του S460

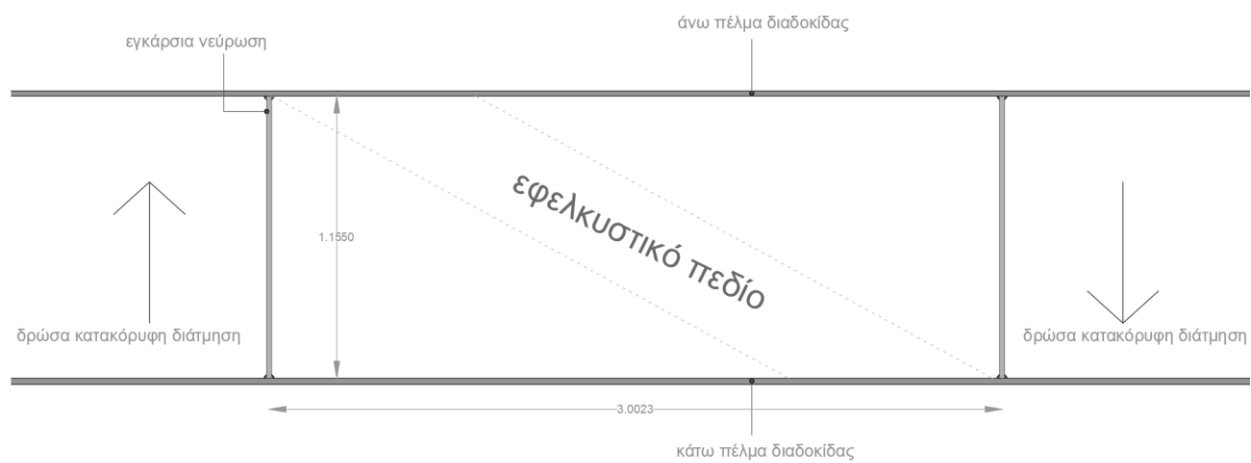
Ο συντελεστής αυτός, λαμβάνει υπόψη και τη συνεισφορά των πελμάτων στην αντίσταση την τέμνουσας αφού όντως η κατακόρυφη επιφάνεια που αντιστέκεται είναι το ύψος του κορμού μαζί με τα πάχη των δύο πελματων τοπικά, στο εύρος του κορμού.

Εάν δούμε μια διατομή διπλού ταύ με εγκάρσιες ενισχύσεις, τη στιγμή που της ασκείται κατακόρυφη διατμητική δύναμη, το φάτνωμα μεταξύ των εγκάρσιων ενισχύσεων τείνει να δημιουργήσει ένα εφελκυστικό πεδίο προκειμένου να ισοροπήσει την ένταση. Κατ'επέκταση, η καθαρή διάτμηση μεταφράζεται σε καθαρή θλίψη και καθαρό εφελκυσμό. Συνεπώς, η κατακόρυφη διάτμηση προκαλεί εφελκυσμό. Αν θέλουμε, μπορούμε να πούμε ότι η πλάκα θα λυγίσει ενώ εμείς συνεχίζουμε να φορτίζουμε, προς δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, τα πέλματα στις αιχμές του εφελκυστικού πεδίου.

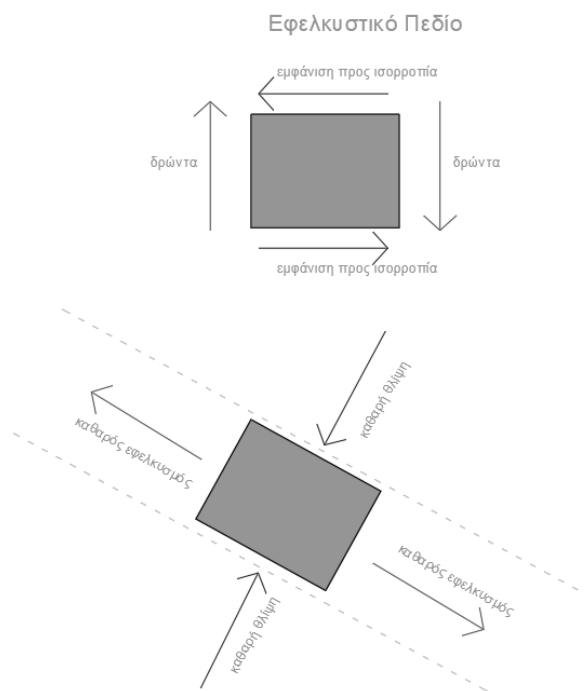
Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι, λόγω της παρουσίας της πλαστικής άρθρωσης, το μισό πέλμα θα θλίβεται και το άλλο μισό θα εφελκύνεται με αποτέλεσμα να αντιστέκεται σε τέμνουσα. Ο μηχανισμός αυτός τότε, μειώνει την αντοχή του πέλματος σε διάτμηση λόγω της πλαστικοποίησης των πελμάτων από κατακόρυφα διατμητικά φορτία με αποτέλεσμα η αντοχή των πελμάτων σε κάμψη να πρέπει να απομειωθεί, αφού ήδη κάποιο ποσοστό αυτών έχει εξαντληθεί στην παραλαβή της τέμνουσας

Τελικά, επειδή αυτή η απομείωση δεν γνωρίζουμε επακριβώς σε τι ποσοστό πρέπει να λαμβάνεται υπ'όψη, ο συντελεστής η λαμβάνεται ίσος με 1.0, δηλαδή ολόκληρη η κατακόρυφη τέμνουσα θα παραληφθεί μόνο από τον κορμό της διατομής.

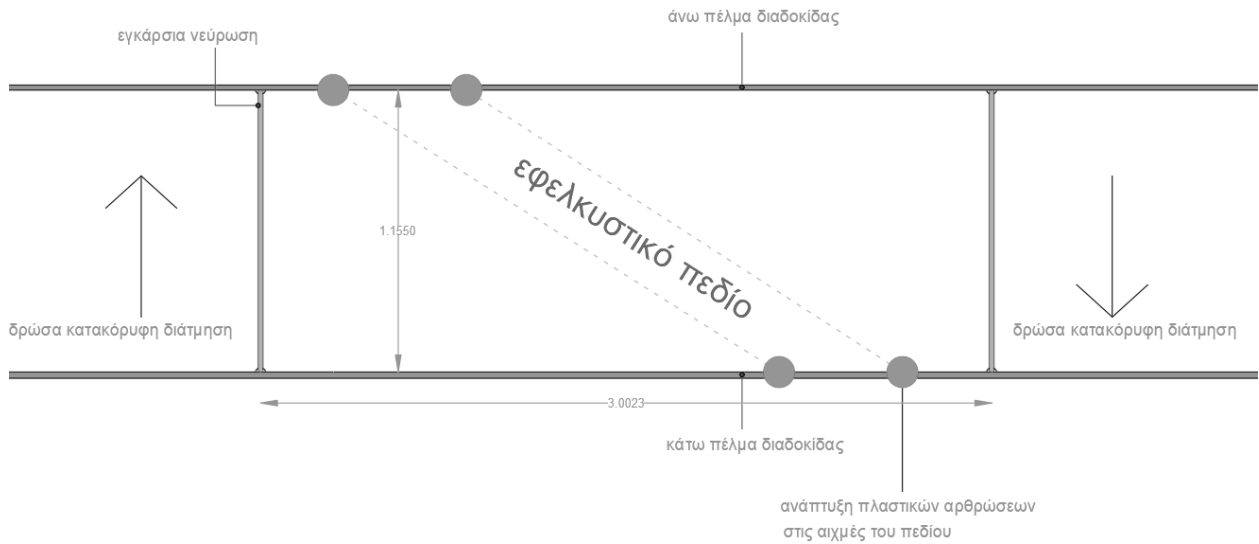
Εάν είναι επιθυμητό, ο μηχανισμός που αναλύεται παραπάνω μπορεί να ληφθεί υπ'όψη σε περιοχές όπου η αναπτυσσόμενη ροπή δεν είναι σημαντικές, όπως σε στηρίξεις αμφιαρθρωτών και αμφιέρειστων μελών και στην προκειμένη περίπτωση στις στηρίξεις των διαδοκίδων, όπου η ροπή είναι πρακτικά μηδέν



Σχήμα 7.6 : Εφελκυστικό Πεδίο λόγω Κατακόρυφης Διάτμησης



Σχήμα 7.7 : Ανάπτυξη Εφελκυσμού λόγω Τέμνουσας



Σχήμα 7.8 : Ανάπτυξη Πλαστικών Αρθρώσεων στις Αιχμές του Πεδίου

7.4.3.2 Πλαστική Αντοχή Έναντι Τέμνουσας

Εμβαδό κατακόρυφης διάτμησης

$$A_{V,z} = \eta \times h_w \times t_w = 0.015015$$

Πλαστική αντοχή

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{V,z} \times f_{ya}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 2,797.695 \text{ kN}$$

7.4.3.3 Κύρτωση Κορμού απο Διατμητικές Τάσεις EN 1993-1-5 §5

Σε περίπτωση που ο κορμός δεν ενισχυθεί με διαμήκεις νευρώσεις, εάν $\frac{h_w}{t_w} > 60 \times \epsilon$ τότε πρέπει να ελεγχθεί σε κύρτωση λόγω διατμητικών τάσεων και να ενισχυθεί με εγκάρσιες νευρώσεις στις στηρίξεις.

$$\frac{h_w}{t_w} = 81.42857 > 60 \times 0.81 = 48.81699 \rightarrow \text{χρειάζεται έλεγχος}$$

7.4.3.3.1 Συμμετοχή Κορμού στη Διατμητική Αντοχή της Διατομής στη Φάση Σκυροδέτησης

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται για την φάση σκυροδέτησης, όπου η διατομή είναι κατηγορία 3 ως αμιγώς μεταλλική και όχι στην σύμμικτη λειτουργία όπου η κατηγορία της διατομής είναι 1.

Σημειώνεται ότι η επιλογή του πολύ μικρού πάχους του κορμού της διατομής, γίνεται διότι έτσι μειώνεται σημαντικά το βάρος της οπότε και το κόστος. Ο τρόπος για να στηρίξουμε τον κορμό είναι τοποθετώντας ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις ανά κάποιες αποστάσεις. Παρ'όλα αυτά πρέπει να λαμβάνεται υπ'όψη και να συνεκτιμάται το κόστος εργατικών των συγκολλήσεων των ενισχύσεων.

Η επιλογή των αποστάσεων των ενδιάμεσων εγκάρσιων ενισχύσεων έγινε με βάση το αποτέλεσμα του ελέγχου ως επαληθτική διαδικασία.

Σε περίπτωση μη χρήσης εγκάρσιων ενισχύσεων, δηλαδή ο λόγος των πλευρών να γίνει πολύ μεγάλος, ο έλεγχος δεν ικανοποιείται. Συνεπώς απαιτούνται και ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις πέραν από τις στηρίξεις.

Τελικά τοποθετούνται ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις ανά 4 m

- Τάση αναφοράς

$$\sigma_E = 189,800 \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 = 28.6248 \text{ MPa}$$

- Λόγος πλευρών $\frac{a}{b=h_w} = \frac{4}{1.155}$
- Για φατνώματα χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις $k_{t,st} = 0$
- Από παράρτημα A.3 του *EN 1993-1-5* ο συντελεστής διατμητικής κύρτωσης λαμβάνεται ίσος με

$$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} = +k_{t,st} = 5.6649$$

- Κρίσιμη τάση διατμητικής κύρτωσης

$$\tau_{cr} = \sigma_E \times k_\tau = 162.1566728 \text{ MPa}$$

- Ανηγμένη λυγηρότητα για διατμητικές τάσεις

$$\lambda_w = 0.76 \times \sqrt{\frac{f_{ya}}{\tau_{cr}}} = 1.124502 \text{ MPa}$$

- Μειωτικός συντελεστής χ_w διατμητικής κύρτωσης

Εξετάζεται μεταξύ ποιών τιμών βρίσκεται ο λόγος $\frac{0.83}{\eta} = 0.69166$ ώστε να επιλεγθεί η κατάλληλη εξίσωση προς εύρεση του χ_w απο τον πίνακα του EN

Είναι:

$$\frac{0.83}{\eta} = 0.69166 \leq \lambda_w = 1.124502 > 1.08$$

Συνεπώς, για επαρκώς άκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις, είναι

$$\chi_w = \frac{1.37}{(0.7 + \lambda_w)} = 0.805882 \leq 1.0$$

- Διατμητική αντίσταση κορμού

$$V_{bw, Rd} = \frac{\chi_w \times f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} = 2,396.511 kN$$

7.4.3.3.2 Συμμετοχή Πελμάτων στη Διατμητική Αντοχή της Διατομής στη Φάση Σκυροδέτησης

Όπως αναφέρεται, τα πέλματα επιλέγεται να μην ληφθούν υπόψη στην αντίσταση της τέμνουσας, παρ'όλα αυτά υπολογίζεται η αντίσταση για λόγους πληρότητας αλλά και τάξης μεγέθους. Ούτως ή άλλως, σε περιοχές όπου δεν είναι κρίσιμη η κάμψη όπως στη συγκεκριμένη στήριξη της διδοκίδας, η απομείωση στη ροπή αντοχής δεν θα επιφέρει σοβαρές αβεβαιότητες.

$$V_{bf, Rd} = \frac{b_f \times t_f^2 \times f_{yf}}{c \times \gamma_{M1}} \times \left[1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f, Rd}} \right)^2 \right] = 183.820 kN$$

Όπου

$$b_f = 15 \times \varepsilon \times t_f = 0.30510 m$$

$$t_{fu} = 0.035 m$$

$$f_{yf} = 355 MPa$$

$$a = 4 m$$

$$c = a \times \left(0.25 + \frac{1.6 \times b_f \times t_f^2 \times f_{yf}}{t \times h_w^2 \times f_{yw}} \right) = 1.184059$$

$$M_{Ed}^{span} = 13,105.24639 kNm$$

$$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,k}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{f,k} = \min\{N_{Rf1}, N_{Rf2}\} \times e = 10,176.075 \text{ kNm}$$

Όπου

$$N_{Rf1} = A_{f,o} \times f_{yf} + D = 36,964.1667 \text{ kN}$$

$$N_{Rf2} = A_{f,u} \times f_{yf} = 8,697.5 \text{ kN}$$

$$e = 1.17 \text{ m}$$

Όπως αναφέρεται, αγνοείται η συμβολή και επομένως δεν απομειώνεται η πλαστική ροπή αντοχής.

7.4.3.4 Επιδράσεις Κύρτωσης Κορμού από Ορθές Τάσεις στη φάση σκυροδέτησης

Για Ο.Κ.Α. στη φάση σκυροδέτησης υφίστανται τα εξής φορτία

- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου
- Ίδιο βάρος διαδοκίδας
- Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος (x1.50 για δυναμικές επιρροές)
- Φορτίο διάστρωσης ως σημειακό στο κ.β. της δοκού

ροπή στο άνοιγμα

$$M_{Ed,span}^{\text{φάση σκυροδ.}} = 4,702 \text{ kNm}$$

- Αναπτυσσόμενες ορθές τάσεις στη διατομή

Άνω πέλμα

$$\sigma_{ao} = \frac{M_{Ed,span}^{\text{φάση σκυροδ.}}}{W_{ao}} = -270.54 \text{ MPa}$$

Κάτω πέλμα

$$\sigma_{au} = \frac{M_{Ed,span}^{\text{φάση σκυροδ.}}}{W_{au}} = 213.2371 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{-270.54}{213.2371} = -1.26$$

$$-3 < \psi = -1.26 < -1$$

- Τάση αναφοράς

$$\sigma_E = 189,800 \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 = 36.422705 \text{ MPa}$$

- Συντελεστής κύρτωσης k_σ από πίνακα 4.1 για εσωτερικά θλιβόμενα στοιχεία

$$k_{\sigma,p} = 5.98 \times (1 - \psi)^2 = 30.77$$

- Κρίσιμη τάση κύρτωσης

$$\sigma_{cr,p} = \sigma_E \times k_{\sigma,p} = 740.0948 \text{ MPa}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{cr,p}}} = 0.6952 < 0.748$$

Οπότε ο μειωτικός συντελεστής ισούται με $\rho = 1$

Και το ενεργό πλάτος του πέλματος δεν απομειώνεται

$$b_{eff} = b_{fo} = 0.50 \text{ m}$$

7.4.3.5 Έλεγχος Κύρτωσης Κορμού Λόγω Λυγισμού του Θλιβόμενου πέλματος στη Φάση Σκυροδέτησης

Συχνά το πάχος των πελμάτων σε δοκούς I γεφυρών είναι ιδιαίτερα μεγάλο. Έτσι δημιουργούνται κατά την κάμψη τους λόγω καμπυλότητας μεγάλες θλιπτικές δυνάμεις εκτροπής, που μπορεί να οδηγήσουν λεπτούς κορμούς σε κύρτωση. Για την αποφυγή αυτού του φαινομένου τίθεται ο ακόλουθος γεωμετρικός περιορισμός.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \times \frac{E_a}{f_{yf}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{f,eff}}}$$

όπου:

$A_{f,eff}$ Εμβαδό ενεργού διατομής θλιβόμενου πέλματος

$k = 0.4$ Αν χρησιμοποιείται η πλαστική ροπή

$k = 0.55$ Αν χρησιμοποιείται η ελαστική ροπή

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \times \frac{E_a}{f_{yf}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{f,eff}}} \Rightarrow \frac{1.14}{0.014} \leq 0.55 \times \frac{210,000,000}{355,000} \times \sqrt{\frac{0.01596}{0.0125}} \Rightarrow 81.4285 < 367.633$$

Οπότε ο κορμός δεν κινδυνεύει από κύρτωση λόγω λυγισμού του θλιβόμενο πέλματος.

7.4.3.6 Έλεγχος Ενδιάμεσων Εγκάρσιων Ενισχύσεων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες

Οι εγκάρσιες ενισχύσεις πρέπει να είναι και στις δύο πλευρές του κορμού και αν αποτελούνται από λεπίδες, να έχουν ελάχιστο εμβαδό διατομής

$$\min A_{st} = \frac{4 \times h_w \times t^2}{e} = \frac{4 \times 1.14 \times 0.014^2}{4.0} = 2.2344 \times 10^{-4} m^2$$

όπου:

e Αξονική απόσταση εγκάρσιων ενισχύσεων, με $e > 0,1 \times h_w$

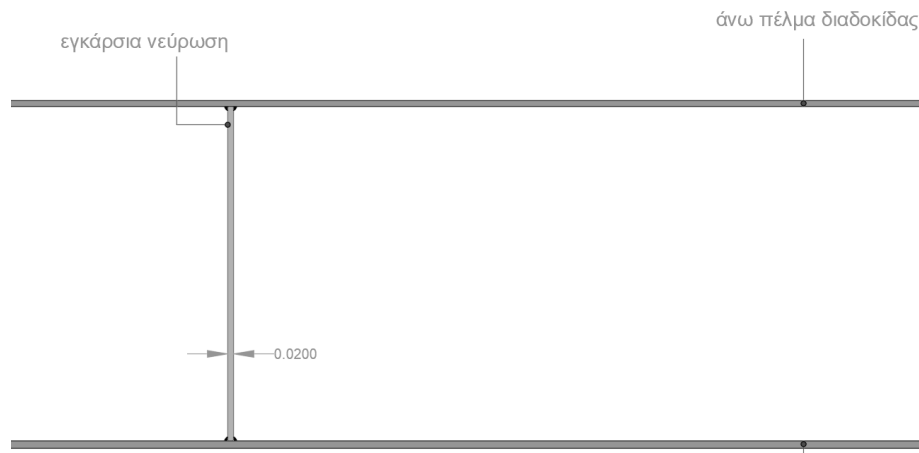
t Πάχος φατνώματος που εξετάζεται

Ως μήκος των φατνωμάτων κατά τον έλεγχο σε κύρτωση θεωρείται η απόσταση των εγκάρσιων ενισχύσεων. Πρέπει να είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να στηρίζουν ακλόνητα τα φατνώματα ενώ η ροπή αδράνειας της ενεργού διατομής ενδιάμεσων ενισχύσεων πρέπει να ικανοποιεί την συνθήκη

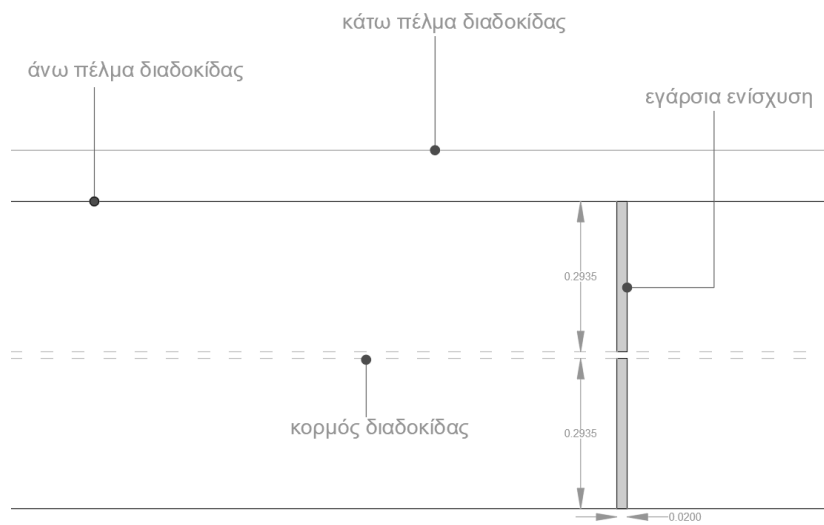
$$I_{st} \geq \begin{cases} 1.50 \times \frac{h_w^3 \times t^3}{a^2}, & \frac{a}{h_w} < \sqrt{2} \\ 0.75 \times \frac{h_w^3 \times t^3}{a^2}, & \frac{a}{h_w} > \sqrt{2} \end{cases}$$

Για τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά μιας χαρακτηριστικής ενίσχυσης επιλέγονται κάποιες τιμές συγκριτικά και με τα υπόλοιπα πάχη των στοιχείων και ελέγχονται.

Έστω ότι μια τυπική εγκάρσια ενίσχυση έχει πάχος 0.020 m, πλάτος όσο το πλάτος του άνω πέλματος 0.50 m και ύψος όσο ο κορμός της διαδοκίδας 1.14m



Σχήμα 7.9 : Όψη Ενδιάμεσης Εκάρσιας Ενίσχυσης



Σχήμα 7.10 : Κάτοψη Ενδιάμεσης Εγκάρσιας Ενίσχυσης

$$\frac{a}{h_w} = \frac{4}{1.14} = 3.508 > \sqrt{2}$$

Οπότε πρέπει

$$I_{st} \geq 0.75 \times \frac{h_w^3 \times t^3}{a^2} = 0.00000693 \Rightarrow I_{st} \geq 0.00000693$$

Με

$$I_{st} = \frac{t \times ((2 \times b + t_w^3) - t_w^3)}{12} = 0.000208329 \text{ m}^4$$

Τελικά

$$I_{st} = 0.000359996 \text{ m}^4 \geq 0.75 \times \frac{h_w^3 \times t^3}{a^2} = 0.00000693$$

Οι ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις ελέγχονται σε λυγισμό με χρήση της καμπύλης λυγισμού c και για μήκος λυγισμού $0.75 \times h_w = 0.855$. Η θλιπτική αξονική δύναμη οφείλεται στην τέμνουσα δύναμη της δοκού και τη δράση του εφελκυστικού πεδίου που περιγράφονται στο §7.4.3.1.

$$N_{Ed} = V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} \times \frac{f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}}$$

όπου:

χ_w Μειωτικός συντελεστής ενός φατνώματος κορμού εκατέρωθεν της ενίσχυσης θεωρώντας ότι η προς έλεγχο εγκάρσια ενίσχυση αφαιρείται (δηλαδή το φάτνωμα έχει μήκος ίσο με το άθροισμα των γειτονικών της ενίσχυσης φατνωμάτων)

V_{Ed} Τέμνουσα δύναμη σε απόσταση $0.5 \times h_w = 0.57$ από την άκρη του φατνώματος με τη μέγιστη τέμνουσα

Ο έλεγχος δεν είναι κρίσιμος στην διαδοκίδα αφού είναι αμφιέριστη συνεπώς, ελέγχονται μόνο τα ακραία φατνώματα κοντά στη στήριξη. Η τέμνουσα σε απόσταση 0.57m από την άκρη του φατνώματος της διαδοκίδας με τη μέγιστη τέμνουσα είναι ίση με 1,590 kN.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000,000 \times 0.000208329}{0.855^2} = 590,658.611 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_{yd}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.0228 \times 355,000}{590,658.611}} = \sqrt{0.0137033} = 0.11706 < 0.2$$

Δεν χρειάζεται απομείωση η αντοχή λόγω λυγισμού, $\chi=1$

$$N_{stiff,b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.0 \times 0.0228 \times 355,000}{1.1} = \frac{8,904}{1.1} = 7,358.1818 \text{ kN}$$

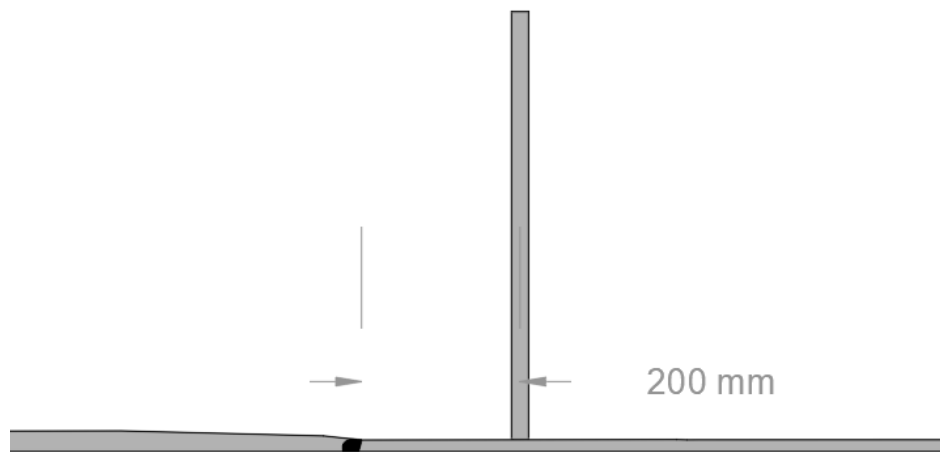
$$N_{Ed} = 1,590 - \frac{1}{1.0^2} \times \frac{355,000 \times 1.14 \times 0.014}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1,590 - 2,973.7737 = 1,383.7737 \text{ kN}$$

$$N_{stiff,b,Rd} > N_{Ed}$$

Προφανώς επαρκού, αφού δεν είναι κρίσιμη σε τέμνουσα η διαδοκίδα

Ενώσεις Ελασμάτων

Πραγματοποιούνται σε απόσταση $S \leq \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 200\text{mm} \right\} = \min \left\{ \frac{4000}{2}; 200\text{mm} \right\} = 200\text{mm}$ από την εγκάρσια ενίσχυση, προς την πλευρά του παχύτερου ελάσματος, ώστε να αμελούνται οι εκκεντρότητες μεταξύ των συνδεόμενων ελασμάτων κατά τους υπολογισμούς.



Σχήμα 7.11 : Κάτωση Σύνδεσης Ενίσχυσης με Κορμό Διαδοκίδας και Ένωση Ελάσματος Διαφορετικού Πάχους σε Απόσταση 200mm προς το Παχύτερο Έλασμα

7.4.4 Διατμητική Σύνδεση Διαδοκίδας

7.4.4.1 Γενικά

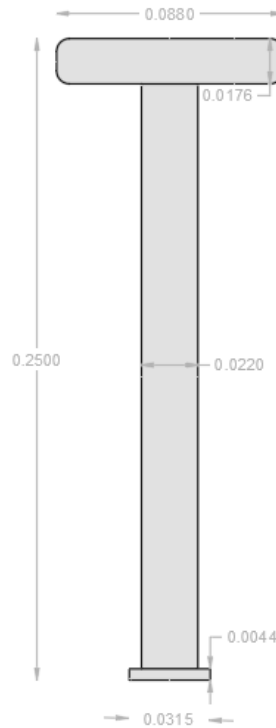
Στις σύμμικτες κατασκευές, προβλέπεται διατμητική σύνδεση και εγκάρσιος οπλισμός για τη μεταβίβαση της διαμήκουσ διατμητικής δύναμης μεταξύ του σκυροδέματος και του δομικού χάλυβα, αγνοώντας την επιρροή της φυσικής συνάφειας μεταξύ των δύο.

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι πρέπει να έχουν επαρκή ικανότητα παραμόρφωσης ώστε να δικαιολογείται οποιαδήποτε ανελαστική ανακατανομή της διάτμησης που υποτίθεται κατά τον σχεδιασμό. Ο κανονισμός καλύπτει μόνο έναν τύπο διατμητικών συνδέσμων, τους διατμητικούς ήλους κεφαλής.

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι θα πρέπει να είναι ικανοί να παρεμποδίζουν τον αποχωρισμό του σκυροδέματος από το χαλύβδινο στοιχείο, εκτός των περιπτώσεων όπου ο αποχωρισμός παρεμποδίζεται από άλλα μέσα.

7.4.4.2 Χαρακτηριστικά Ήλων και Γεωμετρικές Απαιτήσεις

Ύστερα απο επαναληπτικές διαδικασίες ελέγχου, επιλέχθηκαν σύνδεσμοι με τα εξής γεωμετρικά χαρακτηριστικά που φαίνοντα στο **Σχήμα 7.12**



Σχήμα 7.12 : Γεωμετρία ενός Χαρακτηριστικού Ήλου Κεφαλής

Η αντοχή τους επιλέχθηκε ίση με $f_u = 450 \text{ MPa}$ και η ανάλυση έκρινε να τοποθετηθούν

- 3 ήλοι ανά διατομή, εγκαρσίως, σε απόσταση $e_T = 10 \text{ cm}$ και διαμήκως $e_L = 15 \text{ cm}$ μεταξύ τους

Ο κανονισμός ορίζει κάποιους περιορισμούς στην τοποθέτηση και την γεωμετρία των ήλων οι οποίες πρέπει να ικανοποιούνται στη μελέτη.

- $16 \text{ mm} \leq d = 0.022 \leq \min(25, 2.5 \times t_{fo}) = 25 \text{ mm} \rightarrow OK$
- $4d = 88 \text{ mm} \leq h_{sc} = 250 \text{ mm} \rightarrow OK$
- $5d = 110 \text{ mm} \leq e_L = 150 \text{ mm} \leq \min(4h_{sc}; 800) = 800 \text{ mm} \rightarrow OK$
- $4d = 88 \text{ mm} \leq e_{T,min} = 100 \text{ mm} \rightarrow OK$

Η καθαρή απόσταση των ήλων απο την άκρη του ελεύθερου πέλματος είναι:

- $25 \text{ mm} \leq e_{D1} = e_{T,min} - \frac{d}{2} = 89 \text{ mm} \leq 9e_{t,min} = 145.8 \text{ mm}$

Η διαθέσιμη επικάλυψη απο την ελεύθερο άνω επιφάνεια της πλάκας σκυροδέματος είναι:

- $c_{cross-girder} = h_{tot,slab} - h_{sc} = 0.41 - 0.25 = 0.16m = 160mm$

Προφανώς η επικάλυψη υπεραρκεί, αφού η ελάχιστη σύμφωνα με το κεφάλαιο **Ανθεκτικότητα**, είναι καθαρά 50 mm.

7.4.4.3 Διατμητική Αντίσταση Ήλων

Μορφή αστοχίας 1 : Διάτμηση Κορμού

$$P_{Rd1} = \frac{0.80 \times f_u \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4}\right)}{\gamma_v} = 111.91107 \text{ kN}$$

Μορφή αστοχίας 2 : Θραύση Σκυροδέματος

$$P_{Rd2} = \frac{0.29 \times a \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 122.4917 \text{ kN}$$

Συνολική διατμητική αντοχή ήλων σε ΟΚΑ

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd1}, P_{Rd2}) = 111.91107$$

7.4.4.4 Διαμήκης Διάτμηση και Έλεγχος Επάρκειας Συνδέσμων

Το κρίσιμο μήκων των διαδοκίδων είναι μεταξύ των σημείων μηδενισμού της τέμνουσας, όπου στην αμφιέριστη υπο κατακόρυφο κατανεμημένο είναι στο μέσον.

- $l_k = 12m$

Για ΟΚΑ προέκυψε δρώσα τέμνουσα ίση με

- $V_{Ed} = 1,918.32165 \text{ kN}$

Η στατική ροπή της πλάκας ως προς το κ.β. της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο είναι

- $S = \frac{A_{slab} \times (z_{e,av\omega} - z_{slab,av\omega})}{n_0} = 0.033398 \text{ m}^3$

Ροπή αδράνειας αρηγμάτωτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο

- $I_{1L} = I_e = 0.04464 \text{ m}^4$

Η οριζόντια διαμήκης διατμητική ροή υπολογίζεται

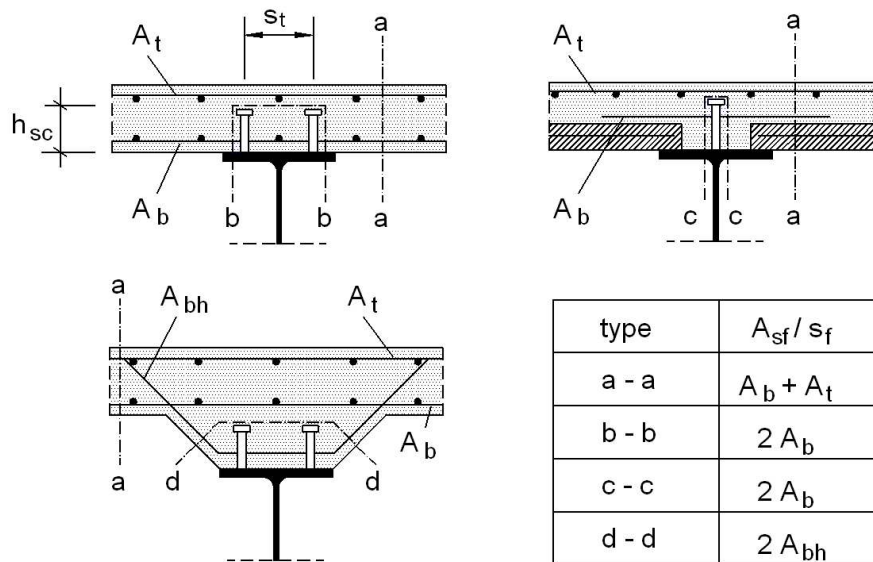
- $v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I_{1L}} = 1,435.1755 \text{ kN/m}$

Αντοχή διατμητικής ροής ήλων

$$v_{L,Rd} = \frac{\eta \times P_{Rd}}{e_L} = 2,238.2214 \text{ kN} > v_{L,Ed}$$

7.4.5 Διατμητική Κάλυψη Πλάκας

Η διαμήκης διατμητική δύναμη της διεπιφάνειας σκυροδέματος-χάλυβα μεταφέρεται από την πλάκα στην χαλύβδινη δοκό μέσω των διατμητικών ήλων. Η παραλαβή αυτής της διατμητικής δύναμης από την ίδια την πλάκα σκυροδέματος γίνεται μέσω ενός συστήματος θλιπτήρων-εγκυστήρων, όπως φαίνεται



Σχήμα 7.13 : Τυπικές Δυνατές Επιφάνειες Διατμητικής Αστοχίας

Οι επιφάνειες αστοχίας που λήφθηκαν υπ' όψιν είναι

$$L_v^{a-a} = 0.41 \text{ m, μόνο το συμπαγές τμήμα}$$

$$L_v^{b-b} = 2 \times h_{sc} + d + s_t = 0.622 \text{ m}$$

Εγκάρσια απόσταση ήλων στην εξεταζόμενη διατομή

$$s_t = 0.10 \text{ m}$$

Δρώσα διατμητική ροή για Φ22/15

$$v_{L,Ed,ser} = \frac{V_{Ed} \times S}{I_{1L}} = 1,063.092 \text{ kN/m}$$

$$v_{L,c,Ed}^{b-b} = \max(v_{L,Ed}; v_{L,Rd,OKA}) = 1,678.666052 \text{ kN/m}$$

$$v_{L,c,Ed}^{a-a} = \frac{v_{L,c,Ed}^{b-b}}{2} = 839.3330 \text{ kN}$$

Ελάχιστος Εγκάρσιος Οπλισμός

$$\rho_{min} = 0.08 \times \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} = 0.000946573 = 0.0946573 \%$$

Αντοχή θραύσης θλιπτήρων σκυροδέματος για κάθε επιφάνεια αστοχίας

$$v = 0.60 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.516$$

Cotθ=1.20 για θετικές ροπές

Cotθ=1.00 για αρνητικές ροπές

$$v_{c,Rd}^{a-a} = v \times f_{cd} \times L_v^{a-a} \times \left(\frac{1}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}}\right) = 2,427.7377 \frac{\text{kN}}{\text{m}} < v_{L,c,Ed}^{a-a}$$

$$v_{c,Rd}^{b-b} = v \times f_{cd} \times L_v^{b-b} \times \left(\frac{1}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}}\right) = 3,683.055 \frac{\text{kN}}{\text{m}} < v_{L,c,Ed}^{b-b}$$

Επομένως η πλάκα σκυροδέματος έχει επαρκεί αντοχή

Αντοχή Ελκυστήρων Χάλυβα

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

Δρώσα διατμητική ροή

$$v_{L,c,Ed} = \max(v_{L,c,Ed}^{a-a}; v_{L,c,Ed}^{b-b}) = 1,678.666052 \text{ kN}$$

Εγκάρσιος Οπλισμός ως προς τη δοκό

$$\frac{A_{s,f}^{b-b}}{s_f}_{min} = \frac{v_{L,c,Ed}^{b-b}}{\cot\theta \times f_{sd}} = 32.17443 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Κάτω οπλισμός

$$A_b = \frac{\frac{A_{s,f}^{b-b}}{S_f} \min}{2} = 16.08721 \text{ cm}^2/m$$

Άνω οπλισμός

$$A_t = \frac{\frac{A_{s,f}^{b-b}}{S_f} \min}{4} = 8.0436 \text{ cm}^2/m$$

τοποθετείται οπλισμός εξωτερικά των ήλων σχήματος U, Φ14/15 με εμβαδό

$$A_u = 10.26 \text{ cm}^2/m$$

7.5 Έλεγχοι σε ΟΚΛ

7.5.1 Προσδιορισμός και Έλεγχος Τάσεων

7.5.1.1 Μέσον του Ανοίγματος

Στο μέσον του ανοίγματος η δοκός κάμπτεται υπό την μέγιστη ροπή ενώ η τέμνουσα είναι σχεδόν αμελητέα, συνεπώς ο έλεγχος θα αφορά τις ορθές τάσεις χωρίς το κριτήριο Von Mises. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται σε 2 φάσεις.

Φάση 1

Φάση σκυροδέτησης όπου περιλαμβάνει τα φορτία του ι.β. μεταλλικής δοκού, ι.β. χαλυβδόφυλλου, νωπό σκυρόδεμα. Αυτά παραλαμβάνονται απο την χαλύβδινη δοκό.

- Γραμμικό φορτίο $q_{Ed,1} = 47.71912 \text{ kN/m}$
- Δρώσα ροπή στο άνοιγμα $M_{Ed,span,1} = 3,435.77664 \text{ kNm}$

Φάση 2

Φάση ολοκλήρωσης με κυκλοφορία, όπου περιλαμβάνει όλα τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και τα κινητά. Αυτά παραλαμβάνονται απο την σύμμικτη δοκό.

- Δρώσα ροπή απο UDL $M_{UDL,span,1} = 885.323 \text{ kNm}$
- Δρώσα ροπή απο πρόσθετα μόνιμα $M_{g'} = 1,093.43 \text{ kNm}$
- Δρώσα ροπή απο TS $M_{TS,span,1} = 4,129.47 \text{ kNm}$
- Συνολική δρώσα ροπή στο άνοιγμα $M_{Ed,span,2} = 6,108.223 \text{ kNm}$

Στον Πίνακα 7.7 φαίνονται οι αναπτυσσόμενες ορθέςτάσεις σε κάθε ίνα και σε κάθε φάση που έχει ληφθεί υπόψη.

Πίνακας 7.7 : Αναπτυσσόμενες Ορθές Τάσεις στο Μέσον του Ανοίγματος σε Φάση Λειτουργίας

	ΦΑΣΗ 1		ΦΑΣΗ 2		TOTAL	CHECK
INA	W (m3)	σ (MPa)	W (m3)	σ (MPa)	σ (MPa)	$f_{yd}=355$ (MPa)
άνω ίνα σκυροδέματος - co	-	-	-0.95528	-7.3	-6.3940	OK
Κάτω ίνα σκυροδέματος - cu	-	-	6.935317	1.8	0.88074	OK
άνω ίνα χάλυβα - ao	0.01847	185.956	1.12286	11	191.40520	OK
κάτω ίνα χάλυβα - au	0.028625	120.024	0.04460158	175	256.9755	OK

Οπότε, σε κάθε φάση η δοκός στο μέσο δεν ξεπερνά το όριο διαρροής της.

7.5.1.2 +4.90 m απο Στήριξη

Στα υπόλοιπα σημεία και όσο κατευθυνόμαστε προς τις στηρίξεις της δοκού, αναπτύσσεται τέμνουσα η οποία συνδυάζεται με κάποια ροπή. Επίσης, έχουμε επιλέξει μεταβλητού ύψους άνω ίνας διαδοκίδας για να πετύχουμε την κλίση του καταστρώματος, όπως αναφέρεται στο Κεφάλαιο 6.2.2, συνεπώς πραγματοποιείται και ένας επιπλέον έλεγχος στα +4.90 m απο την στήριξη της διαδοκίδας.

Προφανώς οι φάσεις είναι ίδιες, όμως τα φορτία αλλάζουν, αφού μειώνεται η ροπή κάμψεως αλλά εμφανίζεται η τέμνουσα.

Φάση 1

- Δρώσα ροπή στο +4.90 m $M_{Ed,1,+4.90} = 1,605.30 \text{ kNm}$
- Δρώσα τέμνουσα στο +4.90 m $V_{Ed,1,+4.90} = 243.60 \text{ kN}$

Φάση 2

- Δρώσα ροπή στο +4.90 m $M_{Ed,2,+4.90} = 4,935.40 \text{ kNm}$
- Δρώσα τέμνουσα στο +4.90 m $V_{Ed,2,+4.90} = 949.40 \text{ kN}$

Πίνακας 7.8 : Κριτήριο Von Mises στα +4.90m απο τη Στήριξη

ΦΑΣΗ 1		ΦΑΣΗ 2			TOTAL	TOTAL	VON MISES		
INA	W (m3)	σ (MPa)	τ (MPa)	W (m3)	τ (MPa)	σ (MPa)	τ (MPa)		
άνω ίνα σκυροδέματος - co	-			-0.9552890	59.48621554	-5.16639446	-5.1663944	59.48621554	103.1625957
κάτω ίνα σκυροδέματος - cu	-			6.935317272	59.48621554	0.880741682	0.880741682	59.48621554	103.0369119
άνω ίνα χάλυβα - ao	0.018475361	86.88869247	15.26315789	1.122860892	59.48621554	5.439875095	92.32856756	74.74937343	159.0187752
κάτω ίνα χάλυβα - au	0.028625571	56.07923095	15.26315789	0.04460158	59.48621554	110.6552721	166.734503	74.74937343	211.0990312

7.5.2 Έλεγχος Βελών

Για τον έλεγχο βελών ακολουθείται παρόμοια διαδικασία με τον έλεγχο τάσεων. Ελέγχεται σε 3 φάσεις αλλά και το άθροισμα τους ως μέγιστο βέλος στο τέλος.

Φάση 1 : Μόνο η χαλύβδινη δοκός

- Γραμμικό φορτίο $q_{Ed,1} = 47.71912 \text{ kN/m}$
- Βέλος $\delta_G = \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed,1} \times L^4}{E \times I_a} = 0.00.072854 \text{ m} = 7.2854 \text{ cm}$

Φάση 2 : Σύμμικτη διατομή

- Δρώσα ροπή απο πρόσθετα μόνιμα $M_{g'} = 1,093.43 \text{ kNm}$
- $q_{Ed,2} = 15.186 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- Βέλος $\delta_{G'} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed,2} \times L^4}{E \times I_a} = 0.005605 \text{ m} = 0.5605 \text{ cm}$

Φάση 3 : Σύμμικτη διατομή / Κυκλοφορία

- απο UDL $M_{UDL,span} = 885.323 \text{ kNm}$
- $q_{Ed,UDL} = 12.296 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- $q_{Ed,UDL,final} = 40\% q_{Ed,UDL} = 4.918 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- Βέλος απο UDL $\delta_{UDL} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed,UDL,final} \times L^4}{E \times I_a} = 0.001815 \text{ m} = 0.1815 \text{ cm}$
- Απο TS $M_{TS,span} = 4,129.47 \text{ kNm}$
- $q_{Ed,TS} = 57.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- $q_{Ed,TS,final} = 75\% 57.35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 43.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- Βέλος απο TS $\delta_{TS} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed,TS,final} \times L^4}{E \times I_a} = 0.015876 \text{ m} = 1.5876 \text{ cm}$

Συνολικό βέλος μόνιμων και πρόσθετων μόνιμων

- $\delta_{g,tot} = 0.0784599 \text{ m} = 7.8459 \text{ cm}$

Συνολικό βέλος φορτίων κυκλοφορίας

- $\delta_{q,tot} = 0.01769 \text{ m} = 1.769 \text{ cm}$

Συντηρητικά, το συνολικό βέλος δεν θα πρέπει να ξεπερνά το όριο

- $\frac{L}{500} = \frac{24}{500} = 0.048 \text{ m} = 4.8 \text{ cm}$

Συνεπώς δίνοντας ένα αντιβέλος ίσο με 5 cm προκύπτει

$$\delta_{tot} = \delta_G + \delta_{G'} + \delta_{TS} + \delta_{UDL} - \delta_{\text{αντιβελους}} = 0.04615m = 4.615 \text{ cm} < \frac{L}{500}$$

7.5.3 Διατμητική Σύνδεση Διαδοκίδας

Προφανώς, ισχύουν οι ίδιες γεωμετρικές απαιτήσεις με την ΟΚΑ. Η Συνολική διατμητική αντοχή ήλων σε Ο.Κ.Λ. ισούται με

$$P_{Rd,ser} = k_s \times P_{Rd} = 0.75 \times P_{Rd} = 83.9333 \text{ kN}$$

Δρώσα τέμνουσα σχεδιασμού σε ΟΚΛ

- $V_{Ed} = 1,420.979 \text{ kN}$

Η στατική ροπή της πλάκας ως προς το κ.β. της σύμμικτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο είναι

- $S = \frac{A_{slab} \times (z_{e,av\omega} - z_{slab,av\omega})}{n_0} = 0.033398 \text{ m}^3$

Ροπή αδράνειας αρηγμάτωτης διατομής στην εξεταζόμενη φόρτιση και χρόνο

$$I_{1L} = I_e = 0.04464 \text{ m}^4$$

Η οριζόντια διαμήκης διατμητική ροή υπολογίζεται

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I_{1L}} = 1,063.092 \text{ kN/m}$$

Αντοχή διατμητικής ροής ήλων

$$v_{L,Rd} = \frac{\eta \times P_{Rd}}{e_L} = 1,678.666052 \text{ kN/m} > v_{L,Ed}$$

7.5.4 Ρηγμάτωση Πλάκας Σκυροδέματος – Ελάχιστος Οπλισμός

Αφορά κυρίως τις ενδιάμεσες στηρίξεις, όπου το σκυρόδεμα εφελκύεται και είναι πιο ευαίσθητο σε ρηγματώσεις κατά τη λειτουργία της γέφυρας.

Ο ελάχιστος κύριος οπλισμός προκύπτει ίσος με

$$A_{s,min} = \frac{f_{ct,eff} \times k \times k_s \times k_c \times A_{ct}}{f_{sk}} = \frac{0.32 \times 0.8 \times 0.9 \times 0.3817 \times 16400}{50} = 57.7486 \text{ cm}^2$$

όπου

$$f_{ct,eff} = 3.2 \text{ MPa}$$

$$k = 0.8$$

$$k_s = 0.90$$

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_o)} + 0,3 = 0.38175 \leq 1.0$$

$$A_{ct} = 16400 \text{ cm}^2$$

$$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$$

$$h_c = 25.2 \text{ cm}$$

$$z_o = 36.036 - 25.2 = 23.776 \text{ cm}$$

$$A_{s,min} = 57.7486 \text{ cm}^2 \rightarrow \Phi 20/15 \text{ άνω και } \Phi 20/20$$

7.5.5 Αναπνοή Κορμού

Κορμοί μεγάλης λυγηρότητας εμφανίζουν κάμψη εκτός επιπέδου, πράγμα που δημιουργεί δευτερεύουσες τάσεις και προβλήματα κόπωσης. Το φαινόμενο ονομάζεται αναπνοή κορμού, διότι ο ορμός υπό την επήρεια των φορτίων κυκλοφορίας φουσκώνει και ξεφουσκώνει με την απομάκρυνσή τους.

Αν πρόκειται για οδικές γέφυρες και ο έλεγχος σε κύρτωση γίνεται με τη μέθοδο των μειωμένων τάσεων, δεν χρειάζεται περαιτέρω εξήγηση. Αν όμως ο έλεγχος πραγματοποιείται με τη μέθοδο του ενεργού πλάτους πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής γεωμετρικοί περιορισμοί.

$$\frac{b}{t_w} \leq 30 + 4.0 \times L \text{ αλλά } \frac{b}{t_w} \leq 300, \text{ για οδικές γέφυρες}$$

$$\frac{b}{t_w} \leq 55 + 3.3 \times L \text{ αλλά } \frac{b}{t_w} \leq 250, \text{ για οδικές γέφυρες}$$

b : ύψος κορμού ή μέγιστο ύψος υποφατνώματος σε περίπτωση διαμήκων ενισχύσεων

L : άνοιγμα της γέφυρας σε m, όχι μικρότερο από 20 m

Στην παρούσα μελέτη ο έλεγχος σε κύρτωση του κορμού της διαδοκίδας πραγματοποιήθηκε με την μέθοδο του ενεργού πλάτους και δεν κρίθηκε απαραίτητο να τοποθετηθούν διαμήκεις ενισχύσεις.

Συντηρητικά, για το άνοιγμα της διαδοκίδας, $L=24$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{1.14}{0.014} = 81.4285 < \min(30 + 4 \times 24; 300) = \min(126; 300) = 126$$

Οπότε δεν υπάρχει κίνδυνος αναπνοής του κορμού της διαδοκίδας

8 Ευστάθεια Διαδοκίδας - Φάση Σκυροδέτησης

8.1 Γενικά

Θλιβόμενα πέλματα δοκών Ι φορτιζομένων εντός επιπέδου κινδυνεύουν από στρεπτοκαμπτικό λυγισμό με παραμορφώσεις εκτός επιπέδου.

Στην περίπτωση της διαδοκίδας, ελέγχεται ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός του μέλους στην φάση σκυροδέτησης, όπου το άνω πέλμα θλίβεται σε αντίθεση με τη φάση λειτουργίας όπου η διατομή είναι σύμμικτη και εφελκύεται.

Ο έλεγχος μπορεί να γίνει με διάφορες εναλλακτικές μεθόδους. Στην παρούσα μελέτη, στη φάση κατασκευής σε πρώτη φάση δεν τοποθετούνται εγκάρσιοι σύνδεμοι που να εξασφαλίζουν τις διαδοκίδες στο άνοιγμά τους. Αντιθέτως, εξετάζεται η περίπτωση το χαλυβδόφυλλο να προσφέρει κάποιου είδους εξασφάλιση στην εκτός επιπέδου παραμόρφωση λόγω πλευρικού λυγισμού, δεσμεύοντας το άνω πέλμα του μέλους.

8.2 Κατηγοριοποίηση Διατομής

Κάτω Πέλμα

Στη φάση σκυροδέτησης εφελκύεται → κατηγορία 1

Άνω Πέλμα

$$\frac{c}{t} = 9.72 \begin{cases} > 10 \varepsilon = 8.136 \\ > 14 \varepsilon = 11.39063 \end{cases} \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

Κορμός

Ελέγχεται απευθείας για κατηγορία 3 λόγω μικρού πάχους

$$\psi = -1.549 < -1$$

$$\frac{c}{t} = 88.8461$$

$$\frac{c}{t} \leq \begin{cases} \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33 \times \psi} = 215.32 & , \quad \psi > -1 \\ 62\varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{-\psi} = 160.076, & \psi < -1 \end{cases} \rightarrow \text{Κατηγορία 3}$$

Τελικά η διατομή είναι Κατηγορία 3 και δεν χρειάζεται καμία απομείωση.

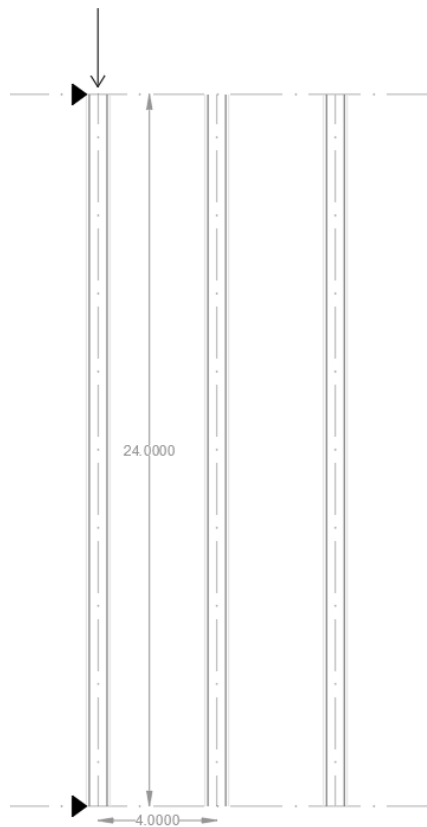
Άρα

$$W_{eff} = W_{el} = 0.01847m^3$$

8.3 Προσεγγιστική Μέθοδος – Ακλόνητες Πλευρικές Στηρίξεις

Ακλόνητες πλευρικές στηρίξεις, προσφέρουν εγκάρσιοι σύνδεσμοι σύνδεσης του θλιβόμενου πέλματος με το εφελκυόμενο πέλμα ή πλήρεις οριζόντιοι σύνδεσμοι. Απο τη διατομή απομονώνεται το θλιβόμενο πέλμα + 1/3 του θλιβόμενου τμήματος του κορμού που θεωρούνται ως μέλος υπό αξονική θλίψη. Ο έλεγχος συνίσταται στον έλεγχο λυγισμού του μέλους με μήκος λυγισμού την απόσταση των πλευρικών στηρίξεων.

Στο σημείο αυτό τονίζεται ότι ενώ το αξονικό μήκος μιας τυπικής διαδοκίδας του συγκεκριμένου φορέα είναι 24m και έχει διαστασιοποιηθεί δυσμενώς για αυτό, το μήκος κάμψης της δοκού είναι μικρότερο, αφού ο κόμβος στα άκρα της είναι άκαμπτος. Συνεπώς, λαμβάνεται ένα μήκος κάμψης 23m



Σχήμα 8.1 : Κάτοψη Διαδοκίδων / Χωρίς Πλευρική Εξασφάλιση

Ενεργός διατομή μορφής T (θλιβόμενο πέλμα +1/3θλιβόμενου κορμού)

$$b_{f,T} = 0.50 \text{ m}$$

$$t_{f,T} = 0.025 \text{ m}$$

$$h_{w,T} = 0.70429 \text{ m}$$

$$t_{w,T} = 0.014$$

$$A_T = 0.022360 \text{ m}^2$$

$$z_{T,κ\acute{\alpha}\tau\omega} = 0.55599 \text{ m}$$

$$z_{T,\acute{\alpha}\nu\omega} = 0.173299 \text{ m}$$

$$I_{T,z} = 0.000260578 \text{ m}^4$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E_a \times I_{T,z}}{L^2} = 937.63 \text{ kN}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{f_{yd} \times A_T}{N_{cr}}} = 2.9 > 0.20$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + 0.76 \times (\lambda_{LT} - 0.20) + \lambda_{LT}^2] = 5.76$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.093$$

Αντοχή της ισοδύναμης ράβδου σε λυγισμό

$$N_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times A_T \times f_{yd}}{\gamma_{M1}} = 672.11 \text{ kN}$$

Η θλιπτική δύναμη που δρά στη ράβδο μπορεί να υπολογιστεί από τη στατική ροπή της αποκοπτόμενης διατομής ως προς το κέντρο βάρους της διατομής

$$S_T = A_T \times (z_{eff} - z_T) = 0.0124322 \text{ m}^3$$

$$N_{f,Ed} = \frac{M_{Ed} \times S_T}{I_{eff}} = 4279.66 \text{ kN}$$

Προφανώς, για μήκος λυγισμού το συνολικό μήκος της δοκού, ο έλεγχος δεν ικανοποιείται.

$$\frac{N_{f,Ed}}{N_{bRd}} = \frac{4279.66}{672.11} = 6.367$$

Περίπου 6.5 φορές μεγαλύτερη δράση αξονική από την αντοχή. Δηλαδή το κρίσιμο ισοδύναμο αξονικό φορτίο που πρέπει να ασκηθεί στη δοκό ώστε να χάσει μόλις την ευστάθειά της ισούται με το

$$15.70\% \times N_{f,Ed}$$

8.4 Γενική Περίπτωση EN 1993-1-1 §6.3.2.2

Εδώ, η M_{cr} υπολογίζεται για αμφιέρειστη δοκό 23 m με ομοιόμορφο φορτίο σε όλο της το μήκος.

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \times z_g - C_3 \times z_j) \right\}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 1467.3 \text{ kNm}$$

Όπου

- $C_1 = 1.132$
- $C_2 = 0.459$
- $C_3 = 0.525$
- $G = 81000000 \text{ kN/m}^2$
- $I_z = 0.001261094 \text{ m}^4$
- $I_w = 0.0002828 \text{ m}^4$
- $z_g = z_s - z_{\kappa\beta, \acute{\alpha}\nu\omega}$ (απόσταση σημείου εφαρμογής δύναμης απο το κέντρο διάτμησης)
- $z_s = 0.3432$ (ως προς το κέντρο βάρους, προς το πιο ισχυρό πέλμα)
- $f = 1.06 > 1 \rightarrow f = 1$
- $\frac{h}{b_{min}} = 2.4$ (για συγκολλητές διατομές)
- *καμπύλη λυγισμού d (Πιν. 8.4 EN 1993 – 1 – 1)*
- $a_{LT} = 0.76$
- $k = 1$
- $k_w = 1$

Για διατομές με άνισα πέλματα ο z_j υπολογίζεται μέσω του συντελεστή β που ορίζεται ως

$$\beta_f = \frac{I_{fc}}{I_{fc} + I_{ft}} = 0.335013$$

$$\begin{cases} \beta_f > 0.5 \rightarrow z_j = 0.8 \times \frac{(2\beta_f - 1) \times h_s}{2} \\ \beta_f < 0.5 \rightarrow z_j = 1.0 \times \frac{(2\beta_f - 1) \times h_s}{2} \end{cases}$$

$$z_j = 1.0 \times \frac{(2\beta_f - 1) \times h_s}{2} = -0.1942715$$

Όπου

Ροπή αδράνειας θλιβόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα

$$I_{fc} = \frac{b_{f,o}^3 \times t_{f,o}}{12} = 0.00100 \text{ m}^4$$

Ροπή αδράνειας εφελκόμενου πέλματος ως προς τον ασθενή άξονα

$$I_{ft} = \frac{b_{f,u}^3 \times t_{f,u}}{12} = 0.0026041 \text{ m}^4$$

Απόσταση μεταξύ των κέντρων βάρους των πελμάτων

$$h_s = h_{tot} - \frac{t_{f,u}}{2} - \frac{t_{f,o}}{2} = 1.17 \text{ m}$$

Υπολογισμός κέντρου διάτμησης ως προς το κ.β. προς το ισχυρότερο πέλμα, δηλαδή προς τα κάτω

$$z_s = \frac{I_{z,f,u} - I_{z,f,o}}{I_z} \times \frac{h_s}{2} = 0.3432 \text{ m}$$

Τελικά προκύπτουν

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,el} \times f_{yd}}{M_{cr}}} = 2.11$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + a_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0.4) + 0.75 \times \lambda_{LT}^2] = 2.82$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - 0.75 \times \lambda_{LT}^2}} = 0.200 \leq 1$$

Υπολογισμός Αντοχής

$$M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times f_y \times W_{y,el}}{\gamma_{M1}} = 1196.71 \text{ kNm}$$

Όπως και στην μέθοδο των ακλόνητων πλευρικών στηρίξεων, ο έλεγχος προφανώς δεν πραγματοποιείται αφού το μήκος λυγισμού λαμβάνεται όλο το μήκος της δοκού.

$$\frac{M_{Ed,span}}{M_{bRd}} = \frac{4638.29}{1196.71} = 3.875$$

Περίπου 4 φορές μεγαλύτερη δράσα ροπή απο την απομειωμένη ροπή αντοχής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Δηλαδή το κρίσιμο γραμμικό φορτίο που πρέπει να ασκηθεί στη δοκό για να χάσει μόλις την ευστάθειά της είναι

$$q_{cr} = \frac{8 \times M_{bRd}}{l^2} = 18.09 \text{ kN/m}$$

Παρατηρούμε ότι μεταξύ των δύο μεθόδων υπάρχει μια απόκλιση, όπου η μέθοδος της ισοδύναμης διατομής T προκύπτει δυσμενέστερη.

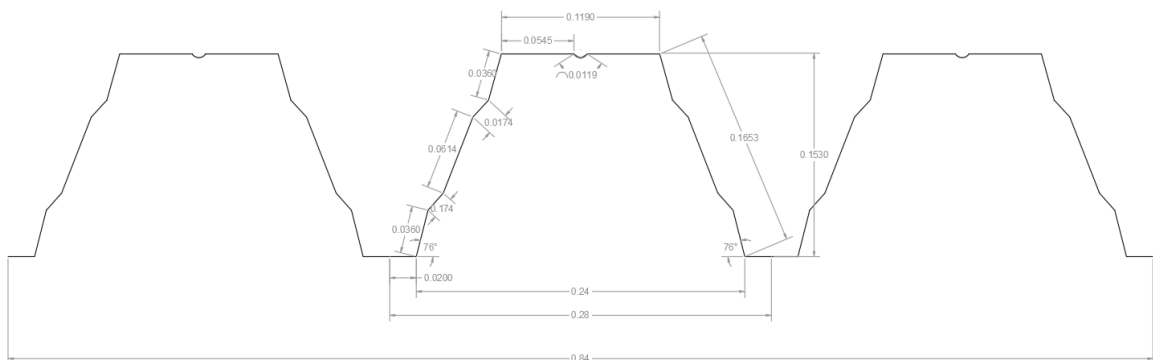
8.5 Στροφική Δέσμευση Άνω Πέλματος από το Χαλυβδόφυλλο

8.5.1 Γενικά

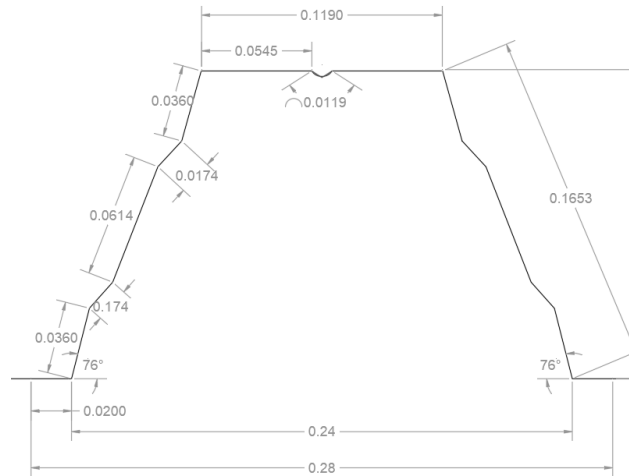
Ο λόγος που στις 2 προηγούμενες περιπτώσεις δεν λήφθηκε υπ' όψη κάποια πλευρική εξασφάλιση μέσω εγκάρσιων συνδέσμων ή πλήρων οριζοντίων χιαστί, είναι διότι, εξετάζεται η περίπτωση όπου το χαλυβδόφυλλο θα μπορούσε να εξασφαλίζει στροφικά το άνω θλιβόμενο πέλμα των διαδοκίδων κατά τη φάση κατασκευής. Ο λόγος που εξετάζεται κάτι τέτοιο είναι διότι το χαλυβδόφυλλο που έχει επιλεγεί έχει σημαντικό ύψος των 153 mm με μια ενίσχυση στο μέσο του άνω πέλματος και 2 κατακόρυφες ενισχύσεις στους κορμούς.

Είναι ψυχρής έλασης λεπτότοιχη διατομή, κατηγορίας 4 και εξετάζεται σύμφωνα με τον *EN 1993-1-3*. Υπολογίζεται η ενεργός διατομή των πελμάτων και του κορμού και υπολογίζονται τα ενεργά αδρανειακά χαρακτηριστικά ενός τυπικού μέρους της επαναλαμβανόμενης διατομής, τα οποία στη συνέχεια θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό της δυσκαμψίας της ελαστικής στήριξης που παρέχεται από τη συμμετοχή του.

8.5.2 Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Πλήρους Διατομής



Σχήμα 8.2 : Διατομή ενός Αναπτύγματος Χαλυβδόφυλλου TATA STEEL 153



Σχήμα 8.3 : Τυπικό Μέρος Επαναλαμβανόμενης Διατομής

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πλήρους αρχικής διατομής ενός τυπικού μέρους επαναλαμβανόμενης διατομής (σε mm)

- $A_g = 1.25 \times (2 \times 20 + 4 \times 36.1 + 2 \times 72.3 + 5 \times 12.8 + 2 \times 54.5) = 627.5 \text{ mm}^2$

Προκειμένου να υπολογιστούν τα αδρανειακά χαρακτηριστικά, οι ενισχύσεις μετατρέπονται σε γραμμικές με το ίδιο εμβαδό όπως στο σχήμα



Σχήμα 8.4 : Μετατροπή Νευρώσεων σε Αιχμές

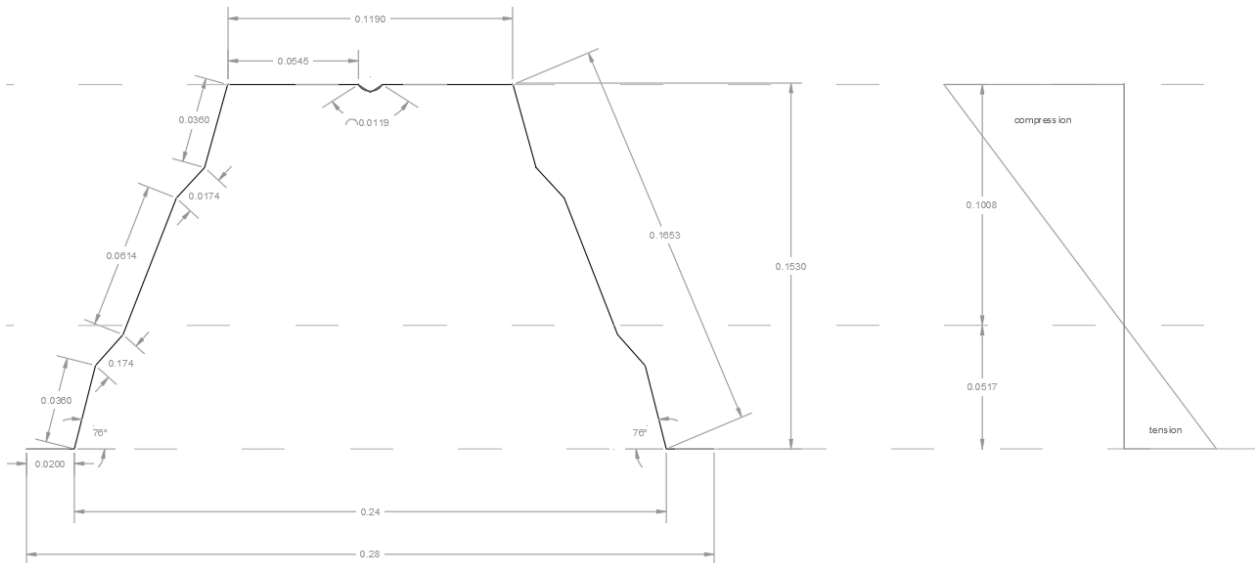
Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της πλήρους διατομής υπολογίζονται ως εξής

- $Z_g^{\text{κάτω}} = \frac{(36 \times 1.25) \times 17.40 + (17.40 \times 1.25) \times 41.3 + (61.4 \times 1.25) \times 76.4 + (17.4 \times 1.25) \times 111.3 + (36 \times 1.25) \times 135}{621} =$

$$z_g^{\text{κάτω}} = 51.661 \text{ mm}$$

$$z_g^{\text{άνω}} = 153 - 51.661 = 101.339 \text{ mm}$$

- $I_y = 1,356,440 \text{ mm}^4$



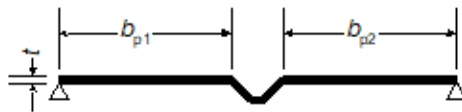
Σχήμα 8.5 : Ουδέτερος Άξονας Χαλυβδόφυλλου

8.5.3 Απομείωση Άνω Πέλματος με Ενδιάμεση Ενίσχυση

Ακολουθείται η μεθοδολογία που αναγράφεται στον EN 1993-1-3 §5.5.3.3 για επίπεδα στοιχεία με ενδιάμεσες ενισχύσεις

→ **Βήμα 1^ο**

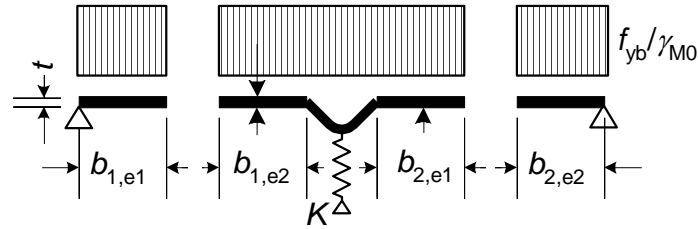
a) Πλήρης διατομή και συνοριακές συνθήκες



$$b_{p1} = b_{p2} = 54.5 \text{ mm}$$

b) Για την ενεργό διατομή του πέλματος, λαμβάνεται πλήρη εξασφάλιση με $K=\infty$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}} = 320 \text{ MPa}$$



$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \rightarrow k_\sigma = 4.0 \rightarrow b_{eff} = \rho \times b_{flange}$$

$$\lambda_p = 1.052 \times \frac{b_p}{t} \times \sqrt{\frac{f_{yb}}{E \times k_\sigma}} = 1.052 \times \frac{54.5}{1.25} \times \sqrt{\frac{320}{210,000 \times 4.0}} = 0.8952$$

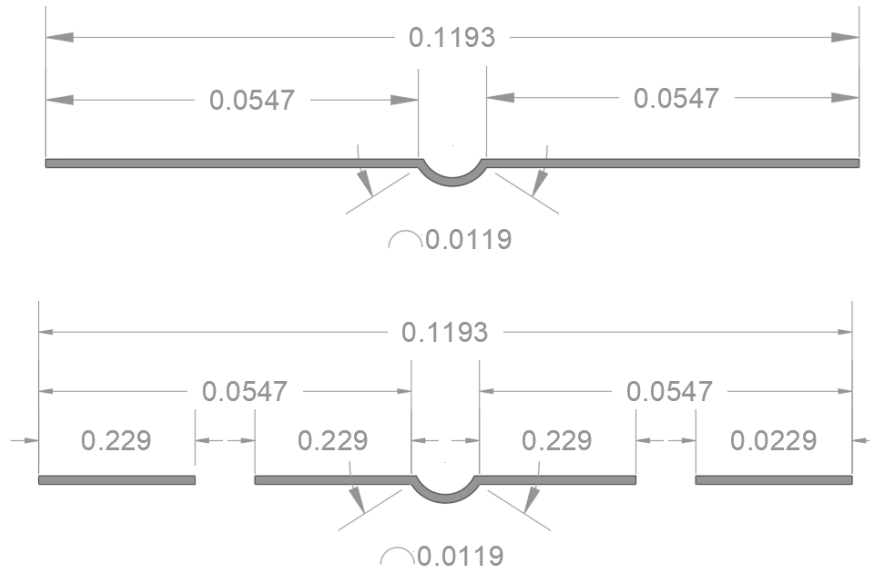
$$\lambda_{p,red} = \lambda_p \times \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_{yb}/\gamma_{M0}}} = 0.71 > 0.673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.055 \times (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0.842543$$

Οπότε

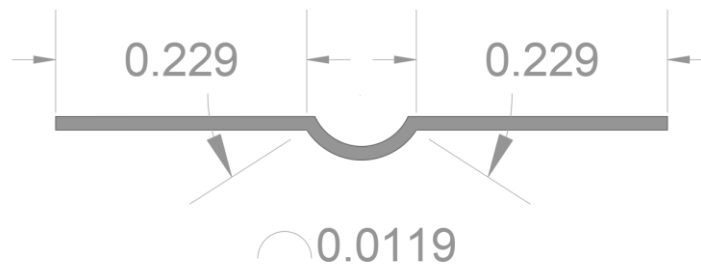
$$b_{eff} = \rho \times b_{flange} = 0.842543 \times 0.0545 = 0.0459 \text{ m} = 45.9 \text{ mm}$$

$$b_{1,e2} = b_{2,e1} = \frac{b_{eff}}{2} = 22.95 \text{ mm}$$



Σχήμα 8.6 : Πλήρης και Ενεργός Διατομή Άνω Πέλματος

Για την ενεργό διατομή της ενίσχυσης



Σχήμα 8.7 : Πλήρης διατομή ενίσχυσης

$$A_{s,eff} = 1.25 \times 57.90 = 72.375 \text{ mm}^2$$

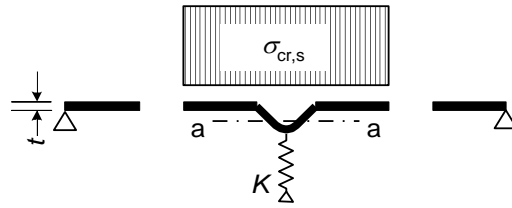
$$z_{s,eff} = 0.341968 \text{ mm}$$

$$I_{s,eff} = 128.538 \text{ mm}^4$$

→ **Βήμα 2ο**

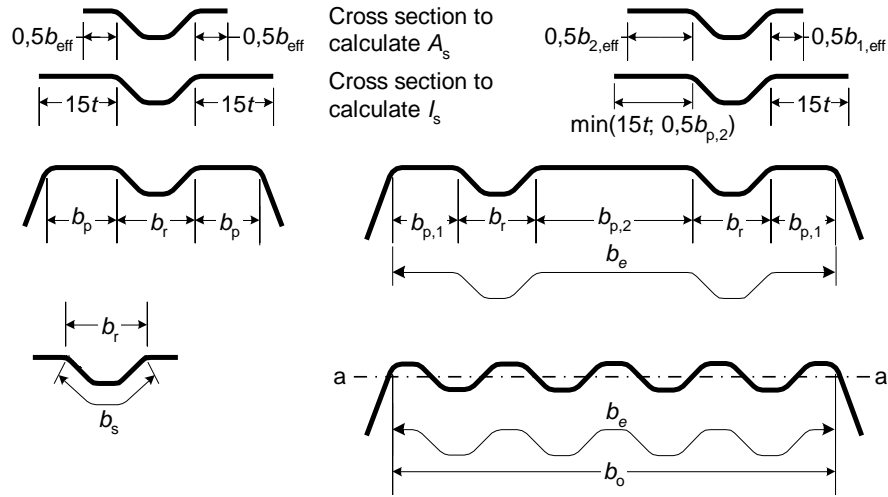
c) Ελαστική κρίσιμη τάση για την ενεργό διατομή της ενίσχυσης A_s

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2 \times k_w \times E}{A_s} \times \sqrt{\frac{I_s \times t^3}{4 \times b_p^2 \times (2b_p + 3b_s)}} \rightarrow \text{για μια κεντρική ενίσχυση}$$



όπου

- b_p είναι το ονομαστικό πλάτος του επίπεδου στοιχείου
- b_s είναι το πλάτος της ενίσχυσης, μετρούμενο κατά μήκος της περιμέτρου της ενίσχυσης
- A_s, I_s είναι το εμβαδόν και η ροπή αδράνειας της διατομής της ενίσχυσης
- k_w είναι ο συντελεστής 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, $k_w = 1,0$.



Σχήμα 8.8 : Θλιβόμενο Πέλημα με μία, δύο ή Περισσότερες Ενισχύσεις

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4.2 \times 1 \times 210,000}{72.375} \times \sqrt{\frac{128.538 \times 1.25^3}{4 \times 45.9^2 \times (2 \times 45.9 + 3 \times 12)}} = 186.0598 \text{ MPa}$$

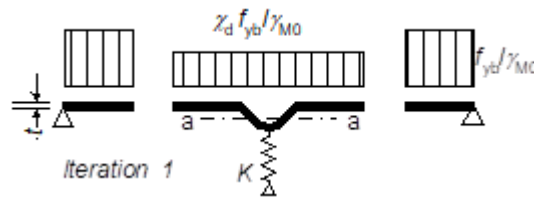
$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,s}}} = \sqrt{\frac{320}{186.06}} = 1.7198 > 1.38$$

$$\chi_d = \begin{cases} 1.0, & \lambda_d < 0.65 \\ 1.47 - 0.723 \times \lambda_d, & 0.65 < \lambda_d < 1.38 \\ \frac{0.66}{\lambda_d} & \lambda_d \geq 1.38 \end{cases}$$

↓

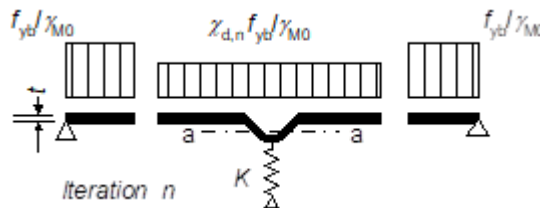
$$\chi_d = \frac{0.66}{\lambda_d} = \frac{0.66}{1.7198} = 0.383$$

- d) Μειωμένη τάση $\chi_d \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$ για την ενεργό διατομή της ενίσχυσης A_s , με μειωτικό συντελεστή υπολογιζόμενο βάσει του $\sigma_{cr,s}$

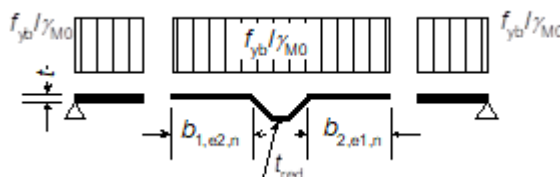


→ **Βήμα 3ο**

- e) Προαιρετικά επαναλαμβάνεται το βήμα 1 υπολογίζοντας το ενεργό πλάτος με μειωμένη θλιπτική τάση $\sigma_{com,Ed} = \chi_d \frac{f_{yb}}{\gamma_{M0}}$ με χ_d απο την προηγούμενη επανάληψη



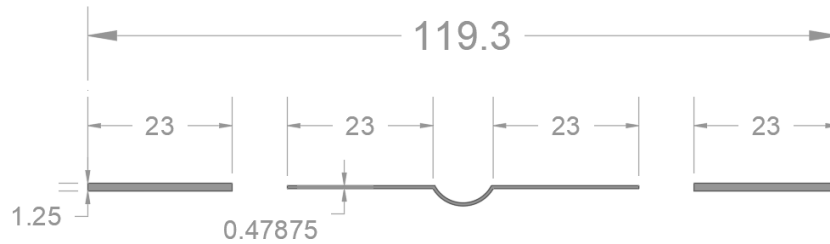
- f) Υιοθετείται ενεργός διατομή με πλάτος $b_{1,e2}$, $b_{2,e1}$ και μειωμένο πάχος t_{red} αντίστοιχο του χ_d



Μειωμένη ενεργός διατομή

$$A_{s,red} = \chi_d \times A_s = 0.383 \times 72.375 = 27.7196 \text{ mm}^2$$

$$t_{red} = t \times \frac{A_{s,red}}{A_s} = 0.47875 \text{ mm}$$



Σχήμα 8.9 : Μειωμένη ενεργός διατομή άνω πέλματος

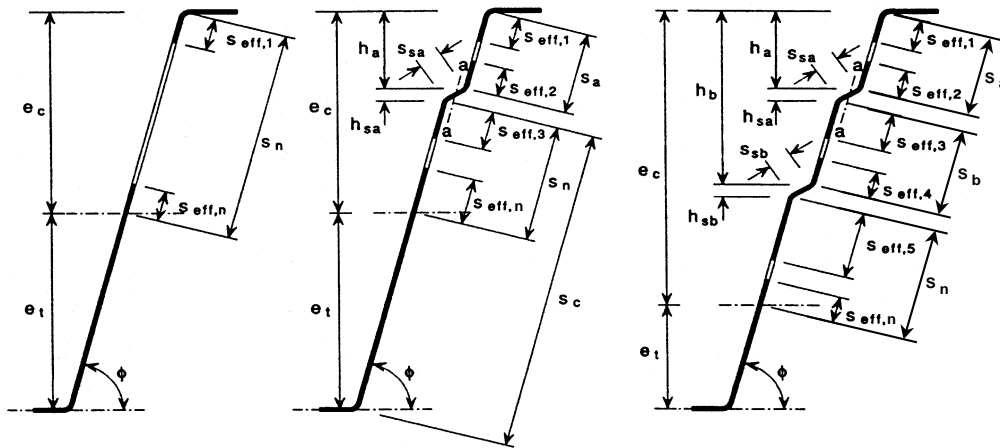
8.5.4 Απομείωση Κορμού με 2 Ενδιάμεσες Ενισχύσεις

Ακολουθείται η διαδικασία που περιγράφεται στον EN 1993-1-3 §5.5.3.4.3 σε συνδυασμό με το §5.5.3.4.2.

Η ενεργός διατομή του θλιβόμενου τμήματος ενός κορμού (ή άλλων στοιχείων της διατομής υπό μεταβαλλόμενες τάσεις) μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από την ενεργό διατομή $A_{s,red}$ των μέχρι δύο ενδιάμεσων ενισχύσεων, μία λωρίδα γειτονική στο θλιβόμενο πέλμα και μια λωρίδα γειτονική στο κέντρο βάρους της ενεργού διατομής.

Η ενεργός διατομής του κορμού, πρέπει να περιλαμβάνει:

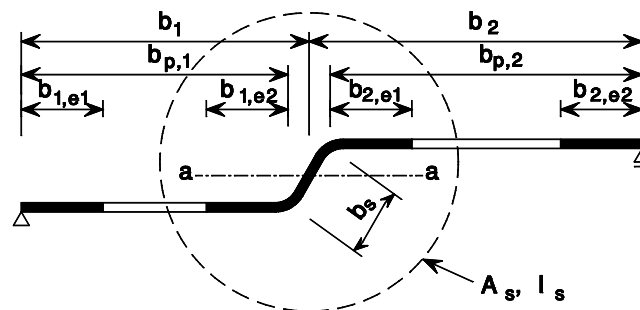
1. μία λωρίδα πλάτους $s_{eff,1}$ γειτονική στο θλιβόμενο πέλμα
2. την απομειωμένη ενεργό διατομή $A_{s,red}$ κάθε ενίσχυσης του κορμού, μέχρι το πολύ δύο
3. μία λωρίδα πλάτους $s_{eff,n}$ γειτονική στο κέντρο βάρους της ενεργού διατομής
4. το εφελκυτόμενο τμήμα του κορμού



Σχήμα 8.10 : Ενεργός Διατομή Κορμών Τραπεζοειδών Πρότυπων Χαλυβδόφυλλων

Για τα ενεργά πλάτη των κορμών

Ακολουθείται η ίδια διαδικασία, όπως με το πέλμα. Υπολογίζονται αρχικά τα ενεργά πλάτη μεταξύ των ενισχύσεων του κορμού.



Σχήμα 8.11 : Ενδιάμεση Ενίσχυση Κορμού

$$b_p = 168 \text{ mm}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 320 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{z_{\acute{\alpha}\nu\omega} - h_{tot}}{z_{\acute{\alpha}\nu\omega}} = -1.1789$$

$$k_\sigma = 5.98 \times (1 - \psi)^2 = 5.98 \times (1 + 1.1789)^2 = 28.3929$$

$$\lambda_p = 1.052 \times \frac{b_p}{t} \times \sqrt{\frac{f_{yb}}{E \times k_\sigma}} = \lambda_p = 1.052 \times \frac{168}{1.25} \times \sqrt{\frac{320}{210,000 \times 28.3929}} = 1.03579$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.055 \times (3 + \psi)}{\lambda_p^2} = 0.87208$$

Οπότε

$$b_{eff} = \frac{\rho \times \bar{b}}{1 - \psi} = \frac{0.87208 \times 168}{1 + 1.1789} = 45.9 \text{ mm}$$

$$b_{e1} = 0.4 \times b_{eff} = 26.8951 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = 0.6 \times b_{eff} = 40.3427 \text{ mm}$$

Για τις ενισχύσεις των κορμών

Αρχικά η θέση του κέντρου βάρους της ενεργού διατομής υπολογίζεται με βάση τις ενεργές διατομές των πελμάτων και τις πλήρεις διατομές των κορμών. Σ' αυτήν την περίπτωση το βασικό ενεργό πλάτος $s_{eff,0}$ υπολογίζεται ως:

$$s_{eff,0} = 0.76 \times t \times \sqrt{\frac{E}{\gamma_{M0} \times \sigma_{com,Ed}}} = 0.76 \times 1.25 \times \sqrt{\frac{210,000}{1.0 \times 320}} = 24.336 \text{ mm}$$

Ο κορμός δεν είναι πλήρως ενεργός

$$s_{eff,1} = s_{eff,0} = 24.336 \text{ mm}$$

$$s_{eff,2} = \left(1 + \frac{0.5 \times h_a}{e_c}\right) \times s_{eff,0} = \left(1 + \frac{0.5 \times 33.50}{70.21}\right) \times 24.336 = 30.141 \text{ mm}$$

$$s_{eff,3} = \left(1 + \frac{0.5 \times (h_a + h_{sa})}{e_c}\right) \times s_{eff,0} = \left(1 + \frac{0.5 \times (33.5 + 12.7)}{70.21}\right) \times 24.34 = 32.343 \text{ mm}$$

$$s_{eff,n} = 1.5 \times s_{eff,0} = 36.504 \text{ mm}$$

Τα υπόλοιπα μεγέθη $s_{eff,4}$ και $s_{eff,5}$ δεν υπολογίζονται αφού το κομμάτι αυτό εφελκείται.

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-3 §5.5.3.4.3 (6) οι διαστάσεις $s_{eff,1}$ έως $s_{eff,n}$ υπολογίζονται αρχικά όπως παραπάνω και διορθώνονται στη συνέχεια αν το αντίστοιχο επίπεδο στοιχείο είναι πλήρως ενεργό.

Για έναν ενισχυμένο κορμό, αν $s_{eff,1} + s_{eff,2} \geq s_a$ ολόκληρο το πλάτος s_a είναι ενεργό, οπότε γίνεται η διόρθωση:

$$s_{\text{eff},1} = \frac{s_a}{2 + 0,5h_a/e_c} = 16.081 \text{ mm}$$

$$s_{\text{eff},2} = s_a \frac{(1 + 0,5h_a/e_c)}{2 + 0,5h_a/e_c} = 19.9181 \text{ mm}$$

Για έναν κορμό με μία ενίσχυση, αν $s_{\text{eff},3} + s_{\text{eff},n} \geq s_n$ ολόκληρο το πλάτος s_n είναι ενεργό, οπότε γίνεται η διόρθωση:

$$s_{\text{eff},3} = s_n \frac{[1 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c]}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c} = 11.1806 \text{ mm}$$

$$s_{\text{eff},n} = \frac{1,5s_n}{2,5 + 0,5(h_a + h_{sa})/e_c} = 12.6391 \text{ mm}$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η απομειωμένη ενεργός διατομή των ενισχύσεων των κορμών με την ίδια λογική της απομείωσης του πέλματος. Προκειμένου να υπολογιστεί ο μειωτικός συντελεστής χ_d , στην περίπτωση όπου και ο κορμός και το πέλμα είναι ενισχυμένα, βρίσκεται μέσω της

$$\sigma_{\text{cr,mod}} = \frac{\sigma_{\text{cr,s}}}{\sqrt[4]{1 + \left[\beta_s \frac{\sigma_{\text{cr,s}}}{\sigma_{\text{cr,sa}}} \right]^4}}$$

Όπου

$$\beta_s = 1 - \frac{(h_a + 0.5 h_{sa})}{e_c} = 0.4324, \text{ για φύλλα υπό κάμψη}$$

$$\sigma_{\text{cr,s}} = 151.0458 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{cr,sa}} = \frac{1.05 \times k_f \times E \times \sqrt{I_s \times t^3 \times s_1}}{A_{sa} \times s_2 \times (s_1 - s_2)}$$

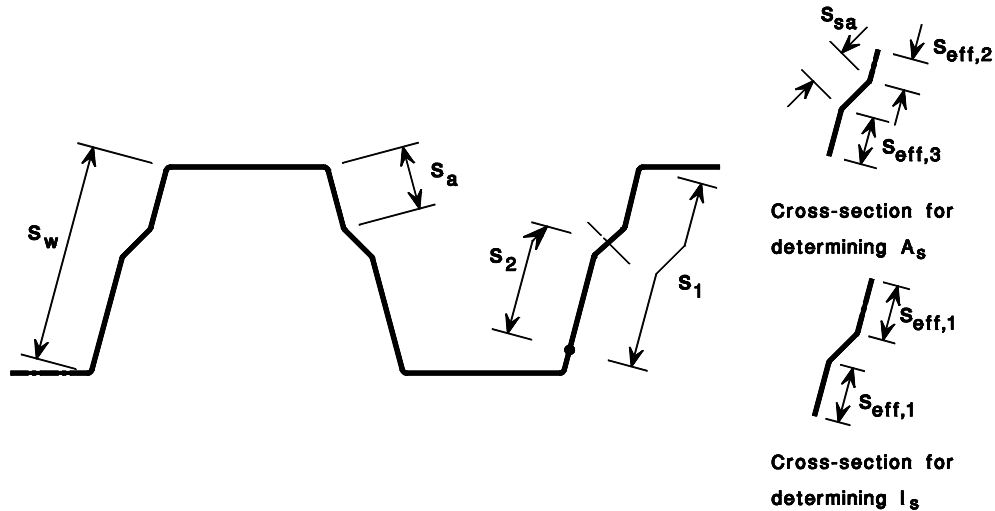
Όπου

Απουσία ακριβέστερων υπολογισμών, ο συντελεστής στροφικής δέσμευσης k_f μπορεί συντηρητικά να λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα, θεωρώντας αρθρωτή σύνδεση.

$$k_f = 1.0$$

Για μια ενίσχυση γειτονική στο θλιβόμενο πέλμα ενός κορμού με δύο ενισχύσεις, η απομειωμένη ενεργός διατομή $A_{\text{sa,red}}$ πρέπει να υπολογίζεται απο την σχέση

Για τον υπολογισμό των αδρανειακών χαρακτηριστικών της γειτονικής ενίσχυσης στο θλιβόμενο πέλμα, λαμβάνονται οι διαστάσεις



Σχήμα 8.12 : Ενισχύσεις Κορμού Πρότυπων Τραπεζοειδών Χαλυβδόφυλλων

Εμβαδόν A_{sa}

$$A_{sa} = (s_{eff,3} + s_{eff,2} + s_{sa}) \times t = 60.6234 \text{ mm}^2$$

Ροπή αδράνειας I_s

$$I_s = \left(\frac{s_{eff,1}^3 \times t}{12} + s_{eff,1} \times t \times z^2 \right) \times 2 + \frac{s_{sa}^3 \times t}{12} = 2,200.768 \text{ mm}^4$$

$$s_1 = s_a + s_{sa} + s_b + 0.5 \times (s_b + s_c) = 110.05 \text{ mm}$$

$$s_2 = s_1 - s_a - 0.5 \times s_{sa} = 65.35 \text{ mm}$$

Οπότε

$$\sigma_{cr,sa} = 85.63706 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cr,mod} = 131.0869 \text{ MPa}$$

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr,mod}}} = 1.562 > 1.38$$

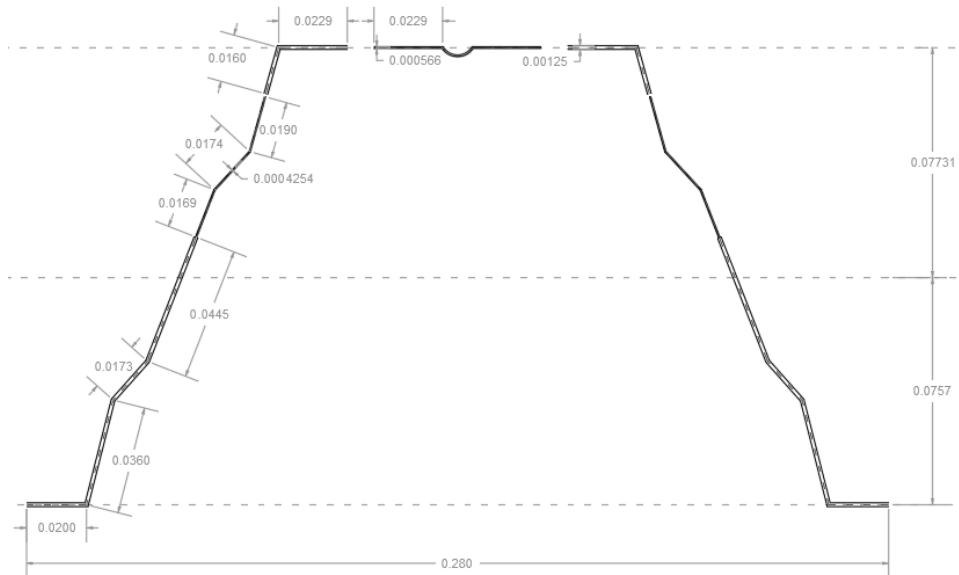
$$\chi_d = 1.47 - 0.723 \times \lambda_d = 0.3403$$

$$A_{sa,red} = \frac{\chi_d A_{sa}}{1 - (h_a + 0.5h_{sa})/e_c} = 47.71 \text{ mm}^2 < A_{sa} = 60.62 \text{ mm}^2$$

$$t_{red} = \chi_d \times t = 0.4254 \text{ mm}$$

Τελικά, η τελική απομειωμένη ενεργός γεωμετρία μιας επαναλαμβανόμενης διατομής του χαλυβδόφυλλου έχει τα εξής γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά.

$A_{\text{eff,tot}}$ (mm ²)	470.1165129
$Z_{\text{κατω}}$ (mm)	75.68306186
$Z_{\text{ανω}}$ (mm)	77.31693814
$I_{\text{eff,tot}}$ (mm ⁴)	1471689.775



Πίνακας 8.1 : Βασικά Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Διατομής ανά βήμα

	A_{tot} (mm ²)	$Z_{\text{κατω}}$ (mm)	$Z_{\text{ανω}}$ (mm)	I_{tot} (mm ⁴)
Initial cross section	636.75	90.2265	62.7734	1,934,799.894
Effective reduced top flange	553.709	82.7839	70.216	1,632,499.162
Total effective cross section with reduced top flange and webs	470.116	75.6830	77.3169	1,471,689.775

8.5.5 Συνεχείς Πλευρικές Στηρίξεις

Διατίθενται, μόνο όταν η δοκός συνδέεται με ένα άκαμπτο διάφραγμα, όπως μια πλάκα σκυροδέματος ή σύμμικτη πλάκα. Σε περίπτωση που το διάφραγμα αποτελείται από τραπεζοειδή χαλυβδόφυλλα, θα πρέπει να εξετασθεί η επάρκεια της διατμητικής δυσκαμψίας του συστήματος των φύλλων να προσφέρει πλευρική στήριξη. Η σχετική απαίτηση σύμφωνα με τον DIN 18800, Μέρος 2 [6.4] είναι:

$$S_V \geq k \times \left(EI_w \times \frac{\pi^2}{l^2} + GI_t + EI_z \times \frac{\pi^2}{l^2} \times 0.25 \times h^2 \right) \times \frac{70}{h^2} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow S_V \geq 1.0 \times (3598.29^{MPa \cdot m^4} + 1.09^{MPa \cdot m^4} + 1.63^{MPa \cdot m^4}) \times 48.61 \frac{1}{m^2} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow S_V \geq 175049.58 \text{ MN} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow S_V \geq 175049576.98 \text{ N}$$

όπου:

S_V	Δυσκαμψία διαφράγματος χαλυβδόφυλλου
$k=1$	Αν η σύνδεση δοκού – χαλυβδόφυλλου γίνεται σε κάθε τραπέζιο του φύλλου
$k=0.2$	Αν η σύνδεση δοκού – χαλυβδόφυλλου γίνεται σε κάθε δεύτερο τραπέζιο του φύλλου
h	Ύψος δοκού

Απο τις διατάξεις του EN 1993-1.3 υπολογίζεται η διατμητική δυσκαμψία του χαλυβδόφυλλου σε Newton.

$$S_{v,sheet} = 1000 \sqrt{t^3} (50 + 10^3 \sqrt{b_{roof}}) \frac{s}{h_w} = 1000 \sqrt{1.25^3} (50 + 10^3 \sqrt{4000}) \frac{24000}{153} =$$

$$\Rightarrow S_{v,sheet} = 19695418.70 \text{ N}$$

όπου:

t (mm)	Πάχος σχεδιασμού χαλυβδόφυλλου
b_{roof} (mm)	Πλάτος στέγης-Εδώ απόσταση διαδοκίδων
s (mm)	Απόσταση ανάμεσα στις τεγίδες-Εδώ το άνοιγμα της διαδοκίδας
h_w (mm)	Ύψος αυλάκωσης χαλυβδόφυλλου

Τελικά

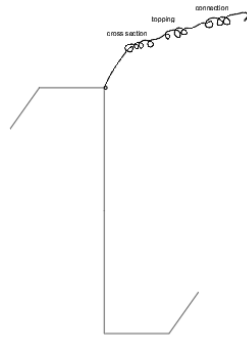
$$S_{v,sheet} = 19695418.70 \text{ N} \ll 175049576.98 \text{ N}$$

Όπως είναι αναμενόμενο, το χαλυβδόφυλλο δεν αποτελεί συνεχή πλευρική στήριξη.

8.5.6 Στροφική Δέσμευση

Συχνά, στην πράξη δεσμεύεται η στροφή του ενός πέλματος της δοκού. Αυτό συμβαίνει π.χ. με το άνω πέλμα τεγίδων ή ζυγωμάτων, οι οποίες συνδέονται με την επικάλυψη της στέγης, ή με το πέλμα μηκίδων που συνδέονται με την πλευρική επικάλυψη. Η στροφή του πέλματος προκαλεί κάμψη στο χαλυβδόφυλλο, το οποίο αντιδρά με την καμπτική δυσκαμψία του. Η προσομοίωση της στροφής γίνεται με εισαγωγή 3 στροφικών ελατηρίων που λαμβάνουν υπόψη την παραμόρφωση του χαλυβδόφυλλου, την παραμόρφωση της σύνδεσης του χαλυβδόφυλλου με το εκάστοτε πέλμα και την παραμόρφωση της ίδιας της διατομής της δοκού.

- $C_{D,P}$ λόγω στρέβλωσης της διατομής
- $C_{D,C}$ λόγω παραμορφώσεων της επικάλυψης
- $C_{D,A}$ λόγω σύνδεσης τεγίδας επικάλυψης



Σχήμα 8.13 : Τρία στροφικά ελατήρια εν σειρά

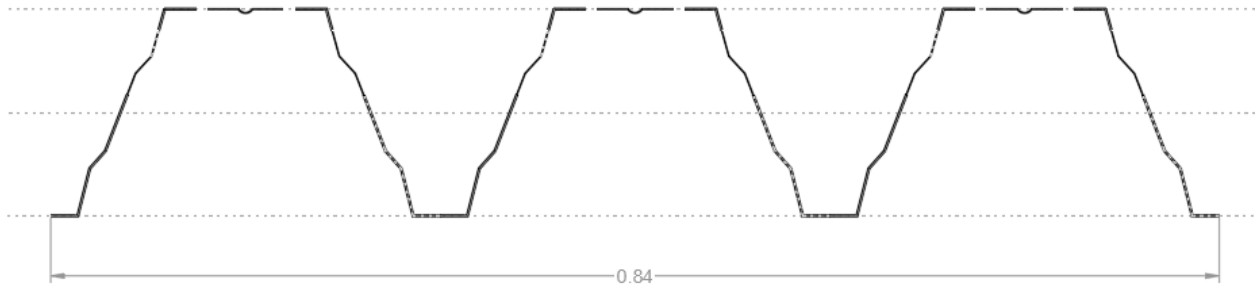
Δεδομένου ότι πρόκειται για 3 ελατήρια εν σειρά, ο προσδιορισμός της σταθεράς του ισοδύναμου ελατηρίου γίνεται αθροίζοντας τις ευκαμψίες των επιμέρους ελατηρίων, δηλαδή των αντίστροφων σταθερών.

$$\frac{1}{C_D} = \frac{1}{C_{D,P}} + \frac{1}{C_{D,C}} + \frac{1}{C_{D,A}}$$

Τελικά, το στροφικό αυτό ελατήριο, μετατρέπεται σε αξονικό πλευρικό διαιρώντας με τον μοχλοβραχίονα, την απόσταση των κέντρων βάρους των πελμάτων, στο τετράγωνο. Έτσι, προκύπτει ένα ισοδύναμο πλευρικό ελατήριο, που προσομοιώνει την υπό μελέτη εξασφάλιση έναντι πλευρική εκτροπής του άνω πέλματος, σε μονάδες **kN/m**.

$$C_D \rightarrow K = \frac{C_D}{h^2}$$

Υπολογισμός δυσκαμψίας χαλυβδόφυλλου



Σχήμα 8.14 : Ανάπτυγμα Χαλυβδόφυλλου απο Κατασκευαστή

Η συνολική ενεργός ροπή αδράνειας ενός τυπικού αναπτύγματος είναι ίση με

$$I_{y,tot} = 3 \times 1,471,689.775 = 4,415,069.326 \text{ mm}^4$$

Σύμφωνα με τον κατασκευαστή, ένα πλήρες ανάπτυγμα του χαλυβδόφυλλου έχει μήκος 840 mm, οπότε η ενεργός ροπή αδράνειας του χαλυβδόφυλλου ανά τρέχων μέτρο ισούται με

$$I_{eff,sheet} = \frac{4,415,069.326 \text{ mm}^4}{0.84 \text{ m}} = 5,256,034.912 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}},$$

Ενκαμψία λόγω παραμόρφωσης χαλυβδόφυλλου

$$\begin{aligned} C_{D,C} &= \frac{k \times E \times I_{eff,sheet}}{\alpha} = \frac{2 \times 210,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \times 5,256,034.912 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}}{0.84 \text{ m}} = \\ &= \frac{2 \times 210,000,000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 5.256034912 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^4}{\text{m}}}{0.84 \text{ m}} = 2,628.01745 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \Rightarrow \\ &\Rightarrow C_{D,C} = 2,628.01745 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \end{aligned}$$

όπου

- k 2, για αμφιέριστη έδραση στις διαδοκίδες
α Άνοιγμα του φύλλου ή στηρίξεις του φύλλου

$$\frac{1}{C_{D,C}} = \frac{1}{2,628.01745 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}} = 0.0003805 \text{ kN}^{-1}$$

Ενκαμψία λόγω παραμόρφωσης σύνδεσης

Για χαλυβδόφυλλα συνδεόμενα στο κάτω στενό πέλμα τους με τη δοκό η σταθερά λαμβάνεται ίση με

$$C_{D,A} = 5.2 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{1}{C_{D,A}} = \frac{1}{5.2 \frac{kNm}{m}} = 0.192307 \text{ kN}^{-1}$$

Ευκαμψία λόγω παραμόρφωσης του συνδεόμενου πέλματος

$$C_{D,P} = 5770 \frac{1}{\frac{h}{t_w^3} + c \frac{b_f}{t_f^3}} = 5770 \frac{1}{\frac{120}{1.40} + 0.5 \frac{50}{2.50}} = 60.2835 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{1}{C_{D,P}} = \frac{1}{60.2835 \frac{kNm}{m}} = 0.0165 \text{ kN}^{-1}$$

Τελικά προκύπτει

$$\frac{1}{C_D} = \frac{1}{C_{D,P}} + \frac{1}{C_{D,C}} + \frac{1}{C_{D,A}} = 0.0003805 + 0.192307 + 0.0165 = 0.209276 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow C_D = 4.778376 \text{ kNm/m}$$

Η στρεπτική ροπή αδράνειας τελικά, αυξάνει σε μια ισοδύναμη, λαμβάνοντας υπόψη τη στροφική δέσμευση που παρέχει το χαλυβδόφυλλο. Επισημαίνεται, ότι η εξίσωση αυτή ισχύει μόνο σε περιπτώσεις απλών στηριζομένων δοκών με ομοιόμορφο φορτίο, συνεπώς δεν έχει γενική ισχύ.

$$I_{t,eq} = I_t + C_D \times \frac{kl^2}{G\pi^2} = 1.353232 \times 10^{-5} + 4.778376 \times \frac{2 \times 23^2}{81 \times 10^6 \pi^2} = 2.617999 \times 10^{-5} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow I_{t,eq} = 2.617999 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Λαμβάνοντας υπόψη την νέα ισοδύναμη στρεπτική ροπή αδράνειας, η κρίσιμη ροπή προκύπτει ίση με

$$M_{cr} = 2039.21 \text{ kNm}$$

↓

$$\lambda_{LT} = 1.793$$

↓

$$\Phi_{LT} = 2.23$$

↓

$$\chi_{LT} = 0.26$$

↓

$$M_{b,Rd} = 1551.266 \text{ kNm} \ll M_{Ed}$$

Πίνακας 8.2.1 : Αύξηση Ροπής Αντοχής σε Πλευρικό Λυγισμό

$I_t (\text{m}^4)$	$M_{cr} (\text{kNm})$	λ_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,Rd} (\text{kNm})$
--------------------	-----------------------	----------------	-------------	-------------	-------------------------

$I_t = 1.3553 \times 10^{-5}$	1467.30	2.11	2.82	0.20	1196.71
$I_{t,eq} = 2.617999 \times 10^{-5}$	2039.21	1.79	2.23	0.26	1551.27

Παρατηρείται, ότι η ροπή αντοχής αυξήθηκε κατά **29.39%** εξαιτίας του συνδεδεμένου χαλυβδόφυλλου.

8.5.7 Γραμμική Ιδιομορφική Ανάλυση Λυγισμού (LBA)

Η ίδια διαδικασία που προηγήθηκε με υπολογισμούς στο χέρι, επαληθεύεται και πραγματοποιώντας γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού στη δοκό.

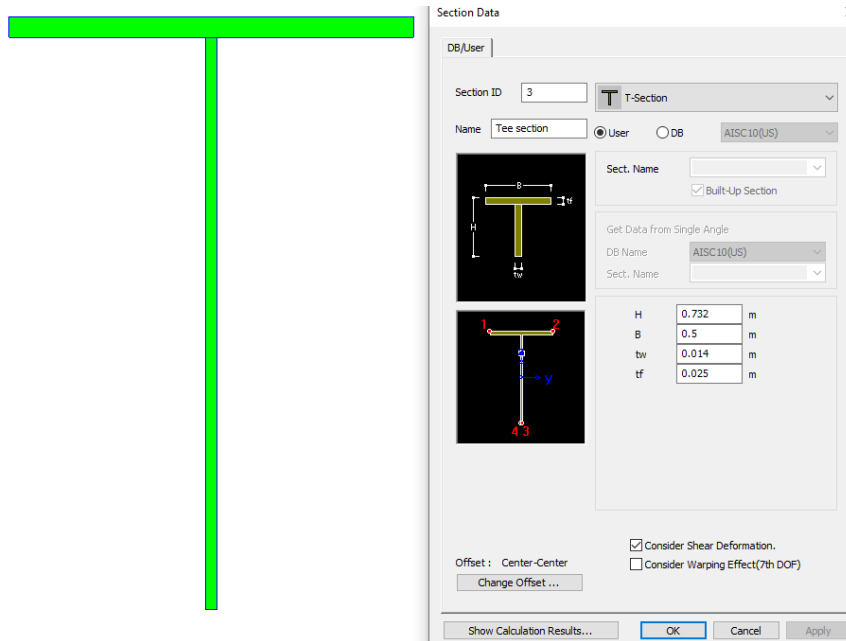
Σε ένα μοντέλων εικοσιτριών, 1d πεπερασμένων beam elements, εισάγεται η ενεργός διατομή μορφής T που αντιστέκεται στον λυγισμό. Δεσμεύονται οι κατακόρυφοι βαθμοί ελευθερίας με ακλόνητες στηρίξεις (κυλίσεις), ώστε να εξετασθεί η συμπεριφορά της ράβδου εντός του επιπέδου της, δηλαδή ο πλευρικός λυγισμός της. Τελικά, εισάγεται το ισοδύναμο πλευρικό αξονικό ελατήριο σε αποστάσεις κόμβων ανά 1 μέτρο. Το πλάτος επιρροής κάθε ελατηρίου είναι μισό εκατέρωθεν του κόμβου, συνεπώς η δυσκαμψία πολλαπλασιάζεται επί 1m καταλήγοντας έτσι σε μια δυσκαμψία του αξονικού ελατηρίου ίση με

$$K_{eq} = \frac{C_D}{h^2} = \frac{4.778376}{1.17^2} = 3.49066 \text{ }^{kN/m^2} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K = 3.49066 \text{ }^{kN/m^2}$$

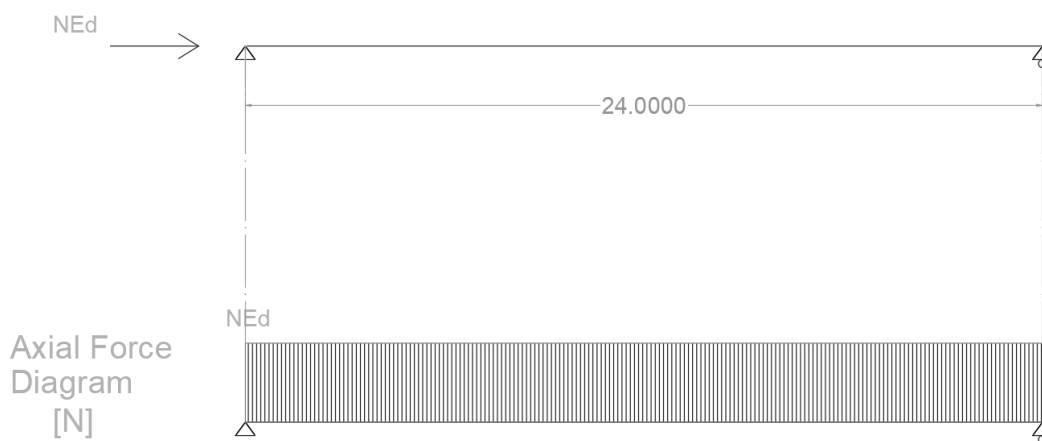
$$K_{eq} = 3.49066 \text{ }^{kN/m^2} \times (0.5 + 0.5)m = 3.49066 \text{ }^{kN/m}$$

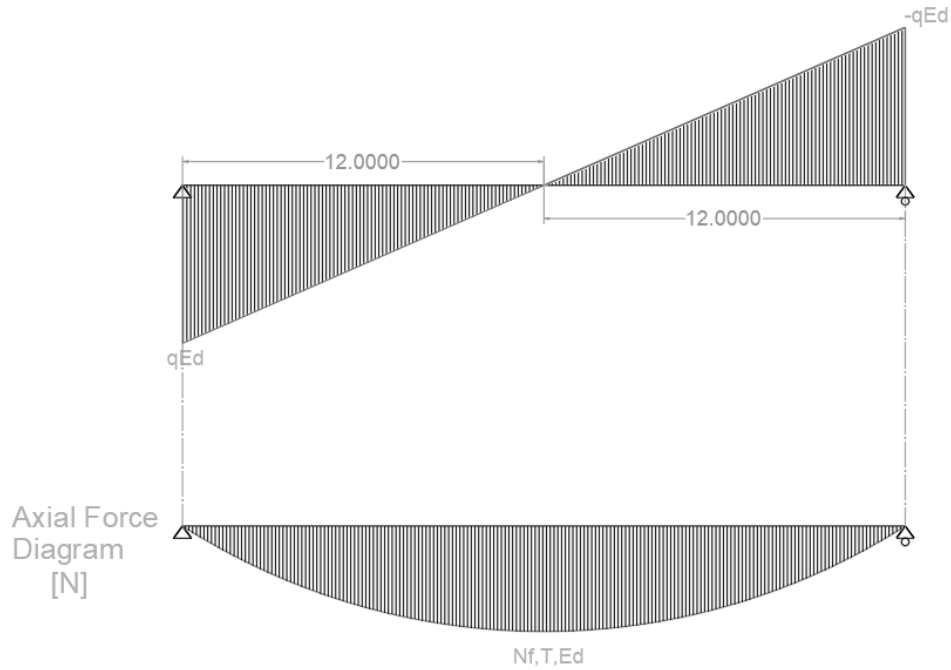
Τελικά, τα άκρα της δοκού δεσμεύονται με ακλόνητες οριζόντιες στηρίξεις και εκτελείται η γραμμική ανάλυση λυγισμού (LBA).



Σχήμα 8.15 : Διατομή Μορφής T (άνω πέλμα + 1/3 του θλιβόμενου κορμού της διαδοκίδας)

Το φορτίο που εισάγεται στη διατομή, σαφώς, δεν είναι το κατακόρυφο φορτίο της διαδοκίδας. Πρέπει να εισαχθεί τέτοιο φορτίο στην αξονική διεύθυνση, ώστε να προκύψει τέτοιο διάγραμμα αξονικών δυνάμεων, με τη μορφή του διαγράμματος ροπών της αμφιέρειστης δοκού, αφού η διαδοκίδα είναι αμφιέρειστη. Η μέγιστη τιμή του, δηλαδή στο μέσον, πρέπει να ισούται με την δρώσα αξονική που αντιστοιχεί στη διατομή T που κόπηκε απο την διαδοκίδα όπως αυτό υπολογίζεται στο §8.3. Το μεταβλητό αυτό αξονικό φορτίο υπολογίζεται ως εξής.

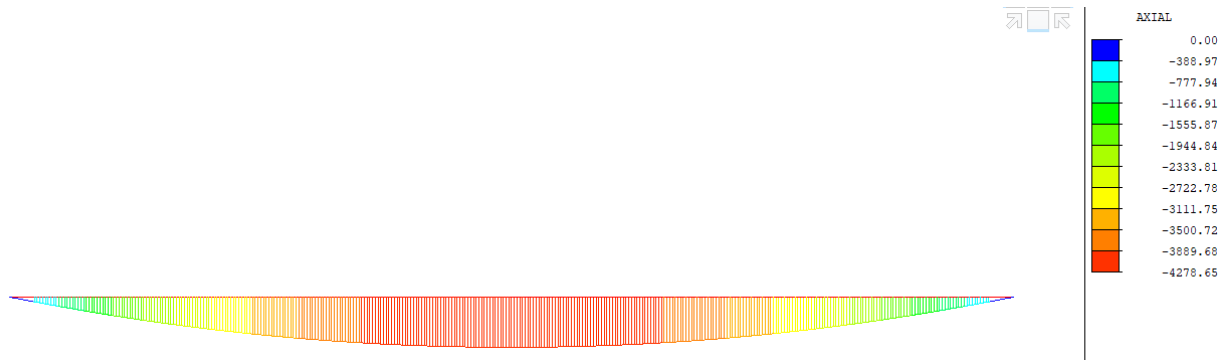




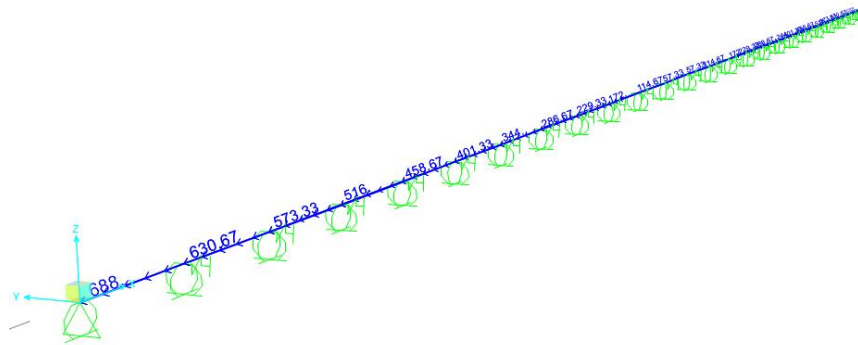
$$N_{f,T,Ed} = \frac{1}{2} \times q_{Ed} \times \frac{L}{2} \Rightarrow 4 \times N_{f,T,Ed} = q_{Ed} \times L \Rightarrow q_{Ed} = \frac{4 \times N_{f,T,Ed}}{L} = 713.28 \frac{kN}{m} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow q_{Ed} = 713.28 \frac{kN}{m}$$

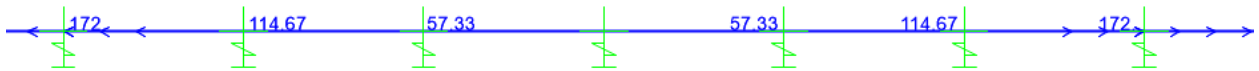
Οπότε, το φορτίο που εισάγεται στη δοκό είναι ένα μεταβλητό αξονικό γραμμικό φορτίο με αρχή την τιμή 713.28 kN και τέλος το -713.28 kN.



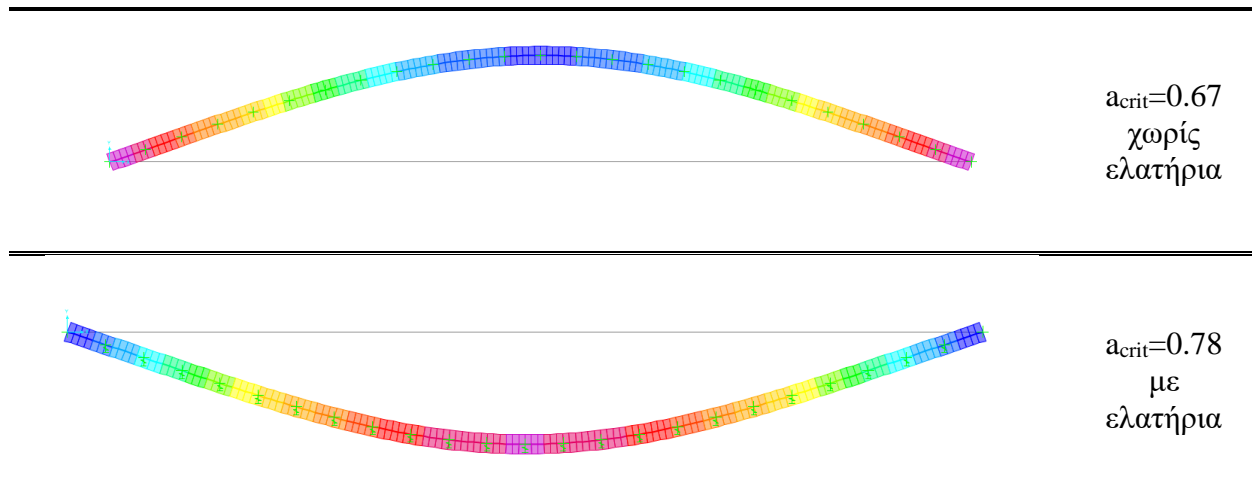
Σχήμα 8.16 : Διάγραμμα Αξονικών / Μέγιστη Τιμή περίπου ίση με τη N_{f,Ed}



Σχήμα 8.17 : Δέσμευση των Κατακόρυφων Βαθμών Ελευθερίας

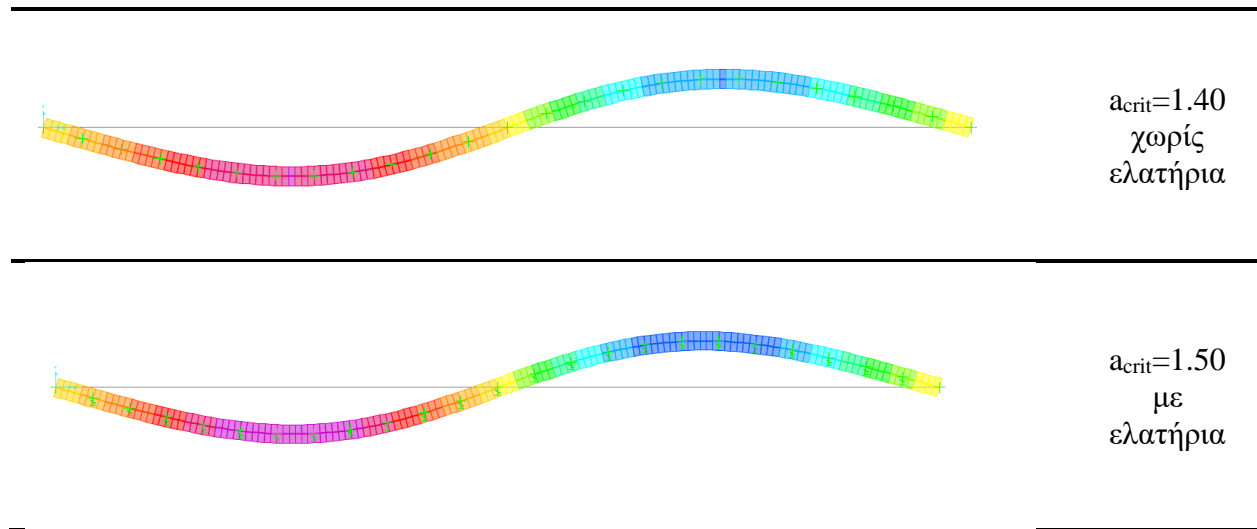


Σχήμα 8.18 : Πλευρικά Αξονικά Ελατήρια ανά 1m



Σχήμα 8.19 : 1η Ιδιομορφή σε Κάτοψη

Επιβεβαιώνεται λοιπόν, όπως ελέγχθηκε και με υπολογισμούς στο χέρι, ότι τα ελατήρια με τόσο χαμηλό a_{crit} σαφώς δεν δεσμεύουν σε καμία περίπτωση την δοκό εκτός του επιπέδου της.

Σχήμα 8.20 : 2^η Ιδιομορφή σε Κάτοψη

Η 1^η ιδιομορφή της γραμμικής ανάλυσης λυγισμού, έδωσε ιδιαίτερα χαμηλό $a_{crit}=0.78$ με το οποίο στη συνέχεια θα ελέγξουμε σύμφωνα με τη Γενική Μέθοδο τον πλευρικό λυγισμό της τυπικής διαδοκίδας. Απο την 1^η μορφή φαίνεται οτι η δοκός λυγίζει εξαιτίας της δέσμευσης της στροφής, ωστόσο δεν είναι ξεκάθαρο σε τι μήκος λυγισμού και σίγουρα όχι σε κάθε θέση ελατηρίου. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης, υπολογίζεται βάση της δρώσας ροπής $M_{Ed,span}$ Έτσι, είναι:

$$\frac{1}{a_{ult}} = 0.7070 \Rightarrow a_{ult} = 1.41$$

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{crit}}} = \sqrt{\frac{1.414}{0.78}} = 1.35$$

$$\bar{\chi}_{op} = \min(\chi, \chi_{LT})$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \times [1 + a \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 2.02$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.28$$

Έλεγχος λυγισμού

$$\frac{\bar{\chi}_{op} \times a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.3255 \times 1.414}{1.10} = 0.364 \geq 1.0$$

Επιβεβαιώνεται η ανεπάρκεια δέσμευσης απο το χαλυβδόφυλλο.

8.6 Προσομοίωση Μέλους με Επίπεδα Πεπερασμένα Στοιχεία

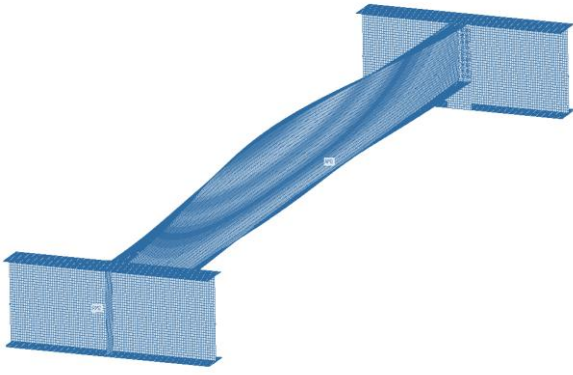
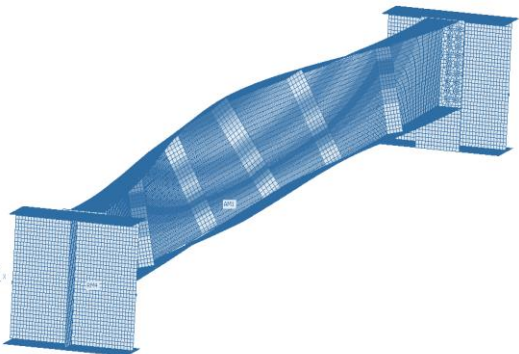
8.6.1 Γενικά

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, προσομοιώνεται η δοκός με τις συνθήκες στηρίξεως ως ελατήρια δυσκαμψίας που παρέχει η σύνδεση. Με αυτόν τον τρόπο λαμβάνονται υπόψη οι ακριβείς δυσκαμψίες των συμμετεχόντων στοιχείων ενώ παράλληλα επαληθεύονται και τα προηγούμενα απλοποιητικά μοντέλα με σχετική ακρίβεια.

8.6.2 Γραμμική Ιδιομορφική Ανάλυση Λυγισμού (LBA)

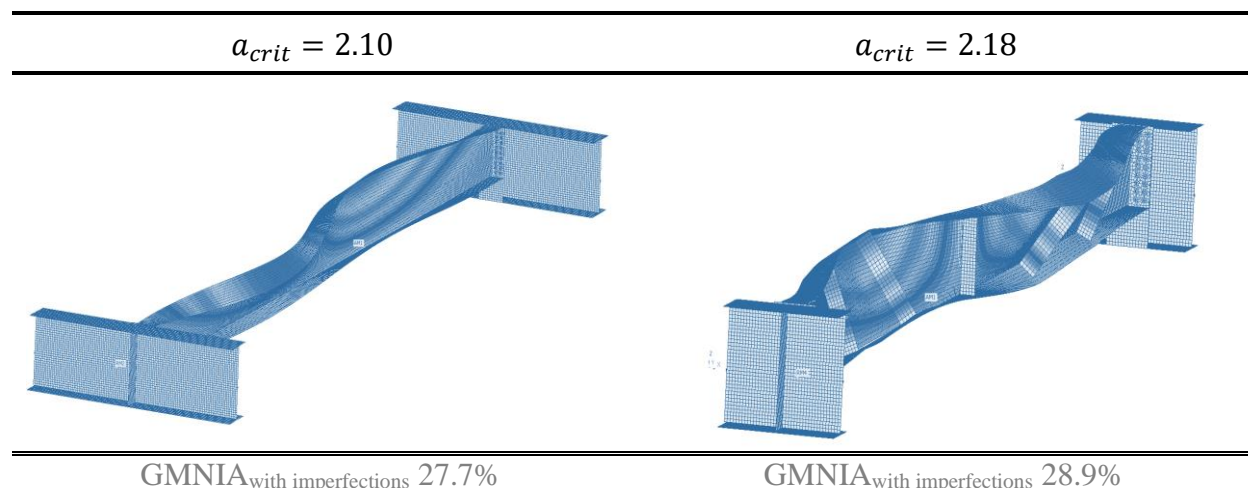
Η δοκός προσομοιώθηκε μαζί με τις συνδέσεις της, με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία ώστε να ληφθεί υπόψη το πραγματικό μήκος κάμψεως της δοκού και όχι η αξονική απόσταση και επιπλέον για να ληφθεί υπόψη η πραγματική δυσκαμψία της σύνδεσης αφού το μοντέλο που παρουσιάζεται στη συνέχεια προσομοιώνει τις πραγματικές συνθήκες της στήριξης στον κόμβο με ελατήρια. Μορφώθηκαν 2 μοντέλα, το ένα με εγκάρσιες ενισχύσεις στον κορμό και το άλλο χωρίς, αφού οι υπολογισμοί στο χέρι δεν λαμβάνουν υπόψη τις νευρώσεις. Πραγματοποιήθηκε γραμμική ανάλυση λυγισμού (LBA) και μη γραμμική ανάλυση υλικού και γεωμετρίας με ατέλειες (GMNIA).

Πίνακας 8.3 : Κρίσιμη 1η ιδιομοφή που αφορά τον Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό

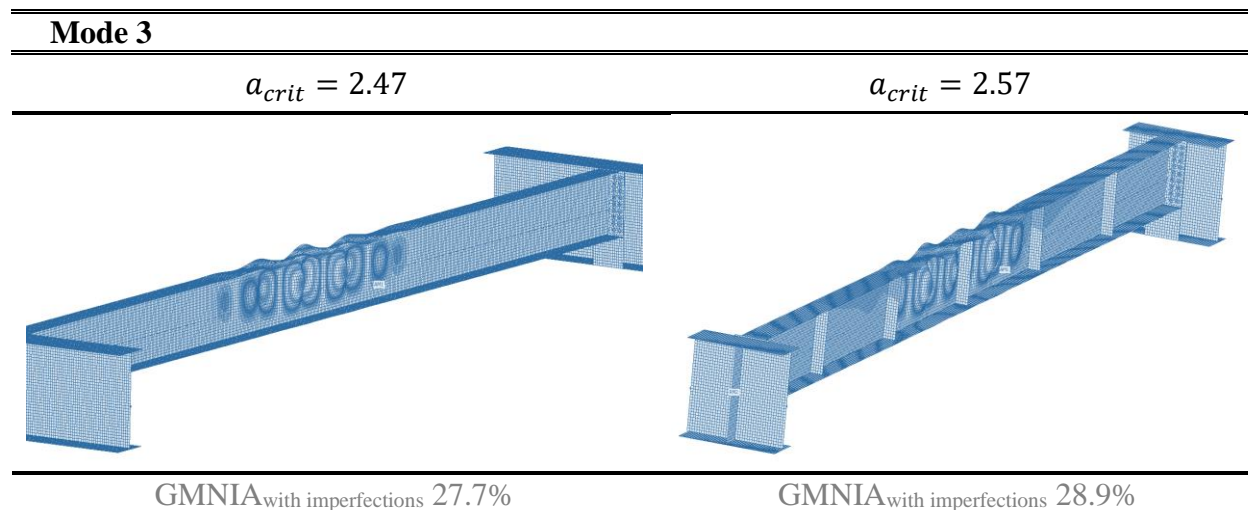
Mode 1	
$a_{crit} = 0.83$	$a_{crit} = 0.85$
	
GMNIA _{with imperfections} 27.7%	GMNIA _{with imperfections} 28.9%

Πίνακας 8.4 : Κρίσιμη 2η ιδιομορφή που αφορά τον Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό

Mode 2



Πίνακας 8.5 : 3η Ιδιομορφή που Αφορά τον Τοπικό Λυγισμό λόγω Διατμητικών Τάσεων του Κορμού της Δοκού



Όπως φαίνεται στην 1^η ιδιομορφή ο μεγεθυντικός συντελεστής δεν αποκλίνει πολύ από αυτόν που προέκυψε με το μοντέλο των γραμμικών ελατηρίων από επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία. Οι επικίνδυνες ιδιομορφές είναι οι δύο πρώτες και αφορούν τον εκτός επιπέδου λυγισμό της δοκού, όπως έχει αποδειχθεί και από τις παραπάνω αναλύσεις με βάση τον Ευρωκώδικα.

Η 3^η ιδιομορφή αφορά τον τοπικό λυγισμό του κορμού του μέλους λόγω διατμητικών τάσεων. Για να γίνει σύγκριση με τους υπολογισμούς στο χέρι αλλά και να επιβεβαιωθεί ότι η ιδιομορφή αυτή δεν αποτελεί απειλή για τον κορμό, ελέγχεται η προκύπτουσα λυγηρότητα με βάση το $a_{crit}=2.54$ με την αντίστοιχη που υπολογίστηκε στο κεφάλαιο της διαδοκίδας.

$$a_{ult, shear} = \frac{V_{b,w,Rd}}{V_{Ed}} = \frac{2396.5118}{773.04} = 3.2349$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{crit}}} = 1.12853$$

	EN	FEM (LBA)	Deviation (%)
λ_w	1.124502	1.12853	0.3582

Η απόκλιση είναι αμελητέα, γεγονός που υποδεικνύει ότι ο σχεδιασμός της δοκού στη φάση κατασκευής με τα πρότυπα έχει γίνει σωστά.

8.6.3 Μη Γραμμική Ανάλυση Γεωμετρίας και Υλικού (GMNA)

Όπως αναφέρεται και στο 8.6.2 πραγματοποιήθηκε και GMNA για εποπτεία των αποτελεσμάτων που έχουν προκύψει έως τώρα. Απο τον Πίνακα 8.6 (Πίνακας 5.1 EN 1993-1-1) λαμβάνεται η αρχική τοπική ατέλεια του μέλους για ελαστική ανάλυση. Η καμπύλη λυγισμού που αντιστοιχεί η δοκός είναι η d συνεπώς

$$\frac{e_0}{L} = \frac{1}{150}$$

Επισημαίνεται ότι, σύμφωνα με το (3) του §5.3.4 του EN 1993-1-1, για αναλύσεις 2^{ης} τάξης που λαμβάνεται υπόψη ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμό ενός μέλους υπό κάμψη, οι ατέλειες μπορούν να λαμβάνονται ως $k \times e_{0,d}$, όπου $e_{0,d}$ είναι η ισοδύναμη αρχική ατέλεια στον ασθενή άξονα της υπό θεώρηση διατομής και k προτείνεται 0.5. Γενικά, πρόσθετη στρεπτική ατέλεια δεν χρειάζεται να λαμβάνεται υπόψη.

Πίνακας 8.6 : Τιμές σχεδιασμού Αρχικής Τοπικής Ατέλειας Μέλους

Καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τον Πίνακα 6.1	Ελαστική ανάλυση	Πλαστική ανάλυση
	e_0 / L	e_0 / L
a ₀	1 / 350	1 / 300
a	1 / 300	1 / 250
b	1 / 250	1 / 200
c	1 / 200	1 / 150
d	1 / 150	1 / 100

Η τελική τοπική ατέλεια που εισήχθη στο λογισμικό είναι ίση με

$$\frac{0.5 \times e_0}{L} = \frac{1}{150} \Rightarrow L = 75 \times e_0 \Rightarrow e_0 = \frac{L}{75} = \frac{24m}{75} = 0.32m = 320mm \Rightarrow$$

$$\Rightarrow e_0 = 320mm$$

Με βάση την 1^η ιδιομορφή λυγισμού στο προσομοίωμα χωρίς τις εγκάρσιες ενισχύσεις πραγματοποιήθηκε η GMNIA και η ανάλυση σταμάτησε στο 27.7% της εφαρμογής του φορτίου. Αυτό σημαίνει ότι το κρίσιμο φορτίο για το οποίο το μέλος χάνει μόλις την ευστάθειά του είναι ίσο με

$$q_{critical} = 0.277 \times \frac{64.42kN}{m} = 17.844 \frac{kN}{m}$$

↓

$$M_{bRd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{17.844 \times 24^2}{8} = 1284.768 kNm$$

Το αποτέλεσμα αυτό συγκλίνει με τους υπολογισμούς που έγιναν στο §8.4 για εφαρμογή του φορτίου στο άνω πέλμα.

	EN-1993-1-1	FEM (GMNA)
InitialLoad%	28.09%	27.7%
$q_{critical}$	18.01	17.84
M_{bRd}	1196.71	1284.77

8.7 Εξασφάλιση Διαδοκίδας στη Φάση Κατασκευής

Όπως αναλύεται στα προηγούμενα κεφάλαια, το χαλυβδόφυλλο μόνο του δεν επαρκεί για την εξασφάλιση του θλιβόμενου πέλματος. Υπάρχουν διάφοροι τρόποι να δεσμευθεί, είτε από εγκάρσιους συνδέσμους χιαστί είτε από οριζόντιους στο ύψος του άνω πέλματος. Οι δεύτεροι ωστόσο υπερτερούν των πρώτων, διότι στην περίπτωση των κατακόρυφων εγκάρσιων, πρέπει να τοποθετούνται σε κάθε φάτνωμα. Αντίθετα, οι οριζόντιοι, τοποθετούνται ανά κάποια φατνώματα και στη συνέχεια ελέγχεται πόσα από τα φατνώματα αυτά ευσταθοποιούνται.

Για συνδυασμό φόρτισης (OKA) σε φάση κατασκευής 1.35G+1.50Windy+0.60Snow προκύπτει μια μέγιστη αξονική δύναμη στη διαδοκίδα ίση με

$$N_{Ed} = 4718.52 kN$$

Έστω ότι τοποθετούνται σύνδεσμοι ανά 40m, τότε κάθε ενδιάμεση σειρά συνδέσμων ευσταθοποιεί 9 φατνώματα και οι ακραίοι 4.5. Διαστασιολογούνται δυσμενώς όλοι οι σύνδεσμοι με βάση τις απαιτήσεις των ενδιάμεσων, οπότε προκύπτει μια συνολική δύναμη ευσταθοποίησης ίση με

$$\Sigma N_{\text{ευσταθ.}} = 9 \times 4718.52 \text{ kN} = 41411.88 \text{ kN}$$

Στην ανάλυση συστημάτων δυσκαμψίας, τα οποία απαιτούνται για να παρέχουν ευστάθεια έναντι πλευρικής εκτροπής κατά μήκος των δοκών ή των θλιβομένων μελών, οι δυνάμεις εξασφάλισης λαμβάνονται υπόψη μέσω μίας ισοδύναμης γεωμετρικής ατέλειας των εξασφαλιζόμενων μελών, με τη μορφή μιας αρχικής τοπικής ατέλειας

$$e_0 = \frac{a_m \times L}{500}$$

Όπου

$$a_m = \sqrt{0.50 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0.50 \times \left(1 + \frac{1}{9}\right)} = 0.745$$

Όπου m είναι ο αριθμός των μελών που αντιστηρίζονται από πλευρική εκτροπή. Οπότε η αρχική τοπική ατέλεια δίνεται ως εξής

$$e_0 = \frac{9 \times 24}{500} = 0.035m = 3.57cm$$

Για ευκολία, οι επιδράσεις των αρχικών ατελειών των μελών που θα αντιστηριχθούν από ένα σύστημα δυσκαμψίας, μπορούν να αντικατασταθούν από την ισοδύναμη σταθεροποιητική δύναμη

$$q = \sum N_{Ed} \times 8 \times \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$$

όπου δ_q είναι η εντός επιπέδου παραμόρφωση του συστήματος δυσκαμψίας οφειλόμενη στο q και σε όλα τα εξωτερικά φορτία που υπολογίσθηκαν από την ανάλυση 1^{ης} τάξης. Σημειώνεται ότι το δ_q μπορεί να λαμβάνεται 0 εάν χρησιμοποιείται θεωρία δεύτερης τάξης.

Η αρχικοποίηση της μεθόδου γίνεται για $\delta_q=0$ και υπολογίζεται η ισοδύναμη δύναμη και προκύπτει ένα γραμμικό φορτίο ίσο με

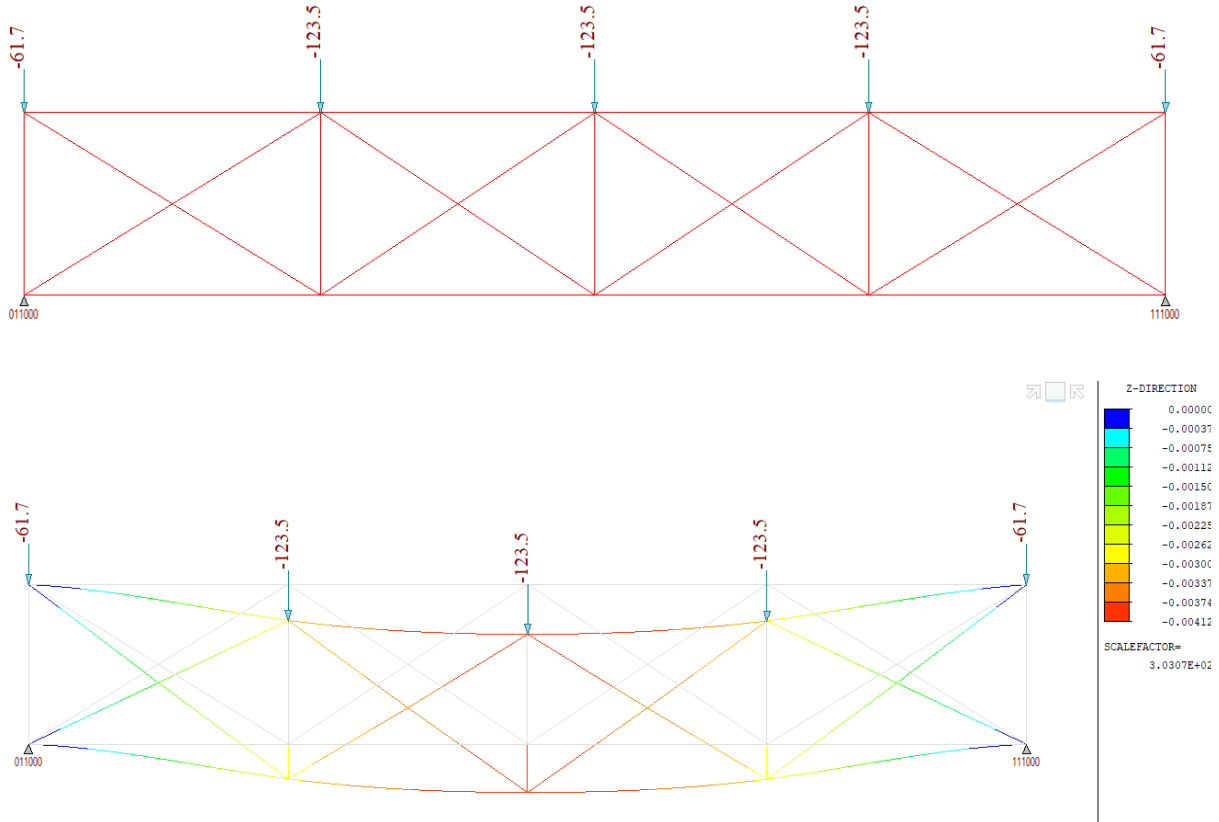
$$q = \sum N_{Ed} \times 8 \times \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} = 41411.88 \times 8 \times \frac{0.0357 + 0}{24^2} = 20.58kN/m$$

το οποίο μεταφράζεται σε

$$20.577 \times 6 = 123.466 \text{ kN} \rightarrow \text{ενδιάμεσοι κόμβοι}$$

$$20.577 \times 3 = 61.73 \text{ kN} \rightarrow \text{ακραίοι κόμβοι}$$

Σε ένα απομονωμένο μοντέλο δικτύματος ενός φατώματος με οριζόντιο σύνδεσμο εισάγονται τα επικόμβια φορτία και προκύπτει μια κατακόρυφη μετακίνηση. Για αυτή τη μετακίνηση επαναλαμβάνεται η διαδικασία έως ότου η μετακίνηση συγκλίνει.



Σχήμα 8.21 : Επικόμβια Φορτία για $\delta q=0$ και Προκύπτουσες Μετακινήσεις

Με αυτή τη διαδικασία, προκύπτει ο πίνακας

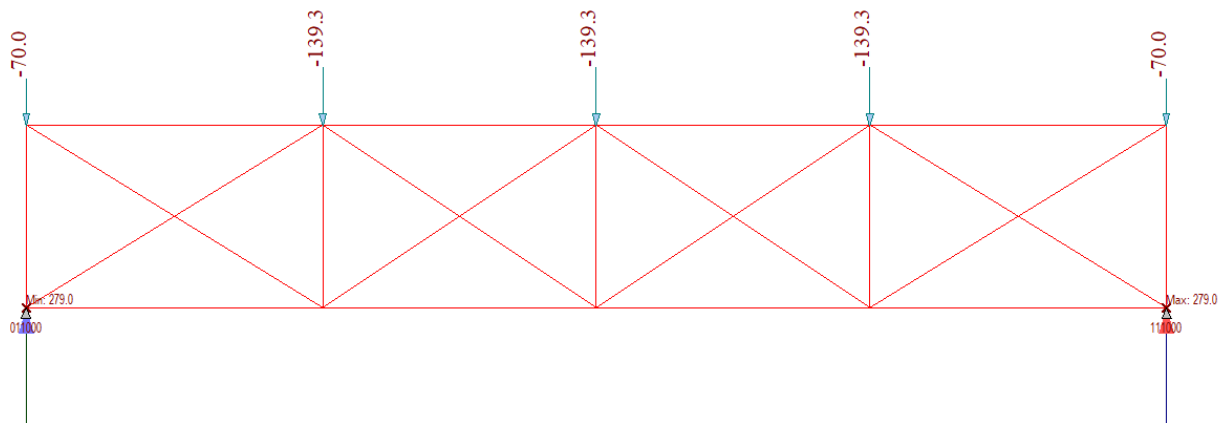
Πίνακας 8.7 : Σύγκλιση Μετακινήσεων

δ_q (m)	q (kN/m)	$F_{zEd,middle}$ (kN)	$F_{zEd,side}$ (kN)
0	20.58	123.47	61.73
0.0041	22.96	137.73	68.86
0.0046	23.23	139.37	69.68
0.00465	23.27	139.57	69.78

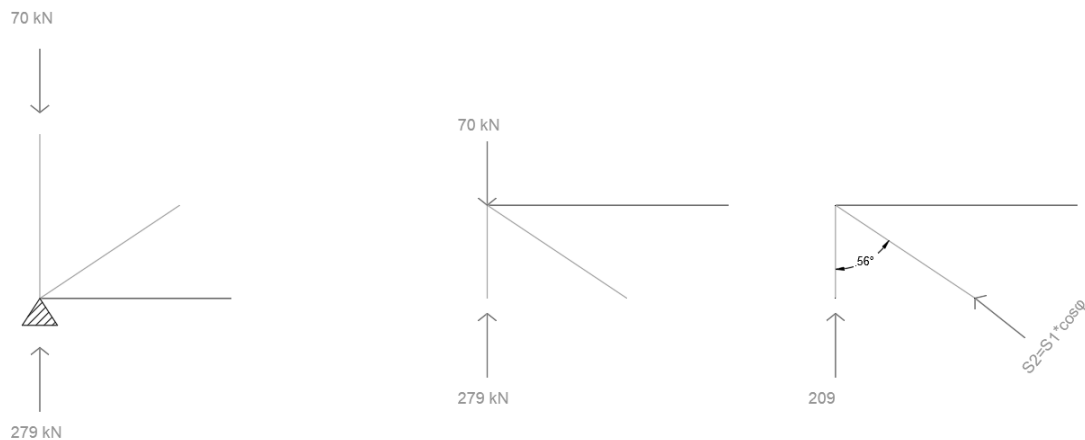
Επομένως, το συνολικό οριζόντιο καταναμημένο φορτίο για το οποίο θα πρέπει να διαστασιολογηθεί ο οριζόντιος σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι

$$q_{final} = 23.26 \text{ kN/m}$$

Έτσι λοιπόν το δίκτυμα φορτίζεται με αυτό το φορτίο



Οι αντιδράσεις στους ορθοστάτες προκύπτει ίση με $R = 279 \text{ kN}$



Σχήμα 8.22 : Ανάλυση Δυνάμεων στους Κόμβους

Η αξονική δύναμη στην ακραία οριζόντια διαγώνιο, υποθέτοντας ότι εκ των δύο διαγωνίων κάθε φανώματος λειτουργεί μόνο η εφελκόμενη διαγώνιος, είναι

$$S_2 = N_{Ed} = \frac{S_1}{\cos\varphi} = \frac{R - N_{Ed/2}}{\cos\varphi} = \frac{279 - 70}{\cos 56} = 374.68 \text{ kN} \Rightarrow S_2 = 374.68 \text{ kN}$$

Επιλογή Διατομής Διαγωνίου

Επιλέγουμε δύο γωνιακά εμβαδού A το καθένα. Η επιλογή γίνεται με το κριτήριο αντοχής της απομειωμένης διατομής σε θραύση στη θέση κοχλίωσης λόγω έκκεντρης στήριξης. Έστω ότι στην άκρη τα γωνιακά θα συνδεθούν με τουλάχιστον 3 κοχλίες. Το απαιτούμενο εμβαδό αναφέρεται στην απομειωμένη διατομή, A_{net} , συνεπώς θα είναι κάτι περισσότερο. Επιπλέον, η θλιβόμενη διαγώνιος θεωρείται ότι έχει λυγίσει οπότε το απαιτούμενο εμβαδό διπλασιάζεται.

Η αντοχή της απομειωμένης διατομής σε θραύση θα είναι

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 2A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

όπου το β_3 εξαρτάται από τη διάταξη των οπών. Έστω ότι παίρνουμε τη μικρότερη τιμή $\beta_3 = 0.5$

$$N_{Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times 2A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \Rightarrow 2A_{net} \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M2}}{\beta_3 \times f_u} \Rightarrow A_{net} \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M2}}{2\beta_3 \times f_u}$$

Από πρότυπες διατομές για τα γωνιακά αναζητούμε διατομή με εμβαδόν A αρκετά μεγαλύτερο από 9.964 cm^2 , ώστε να υπάρχει περιθώριο για την απομείωση λόγω της οπής. Τελικά η διατομή που επιλέγεται είναι η L200x100x14.

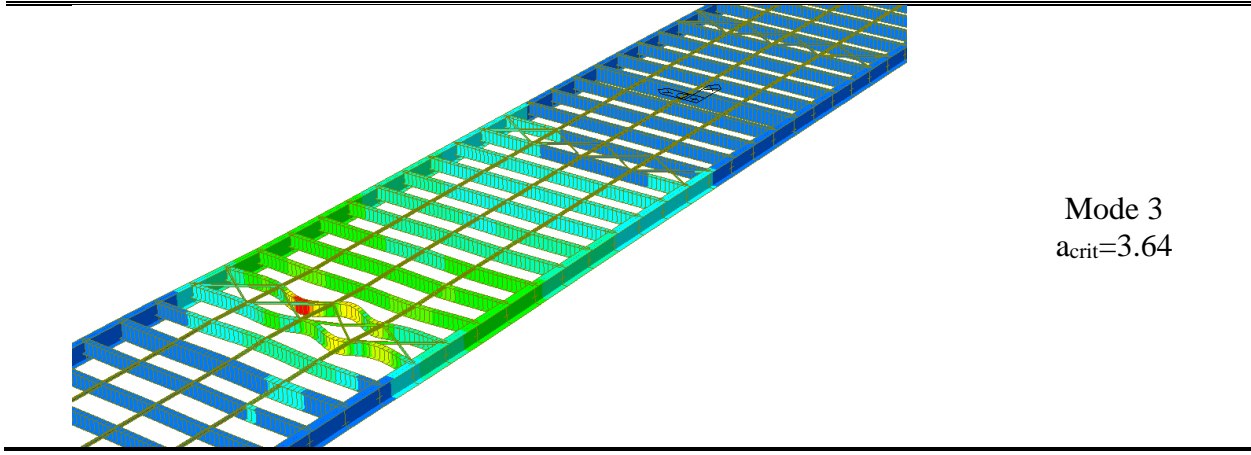
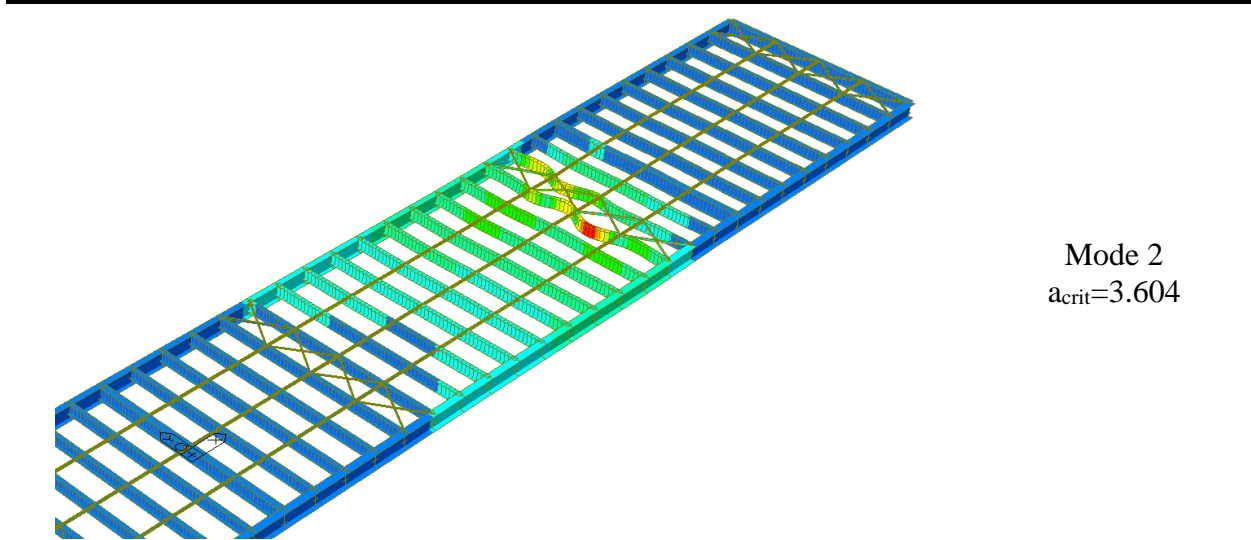
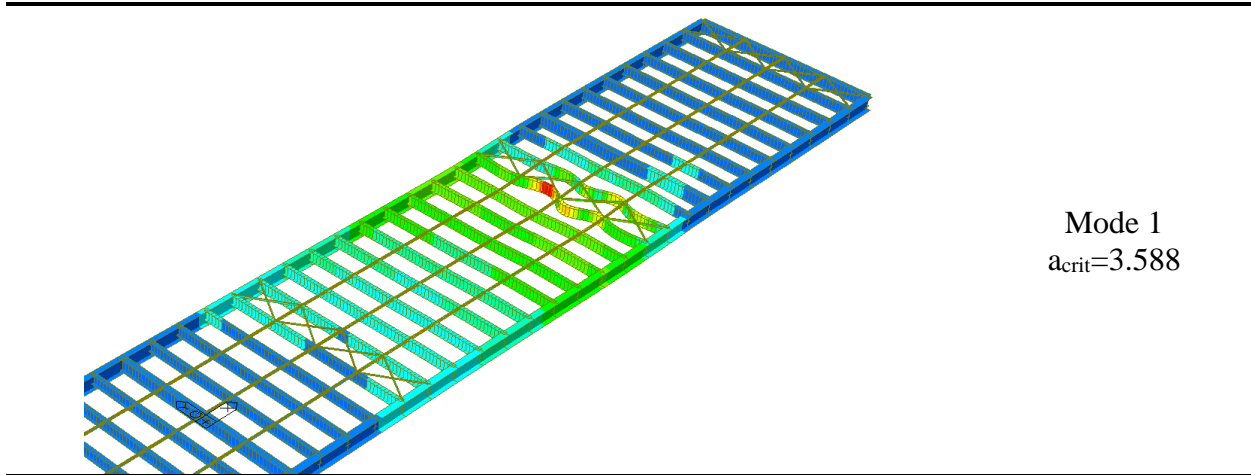
Επιλογή Διατομής Ορθοστάτη

Για την αξονική δύναμη 209 kN επιλέγεται διατομή double channel με αντοχή της απομειωμένης διατομής σε θραύση

$$N_{Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times 2A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \Rightarrow 2A_{net} \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M2}}{\beta_3 \times f_u} \Rightarrow A_{net} \geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M2}}{2\beta_3 \times f_u}$$

Απο πρότυπες διατομές επιλέγονται δύο UPN 200x100x8x3 με απόσταση μεταξύ τους όσο οι εγκάρσιες ενισχύσεις των διαδοκίδων, δηλαδή 20 mm.

Πραγματοποιώντας στη συνέχεια ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού, σε ένα μοντέλο μόνο με τα χαλύβδινα στοιχεία του καταστρώματος και για τον συνδυασμό στη φάση κατασκευής, προκύπτουν



Σχήμα 8.23 : Ιδιομορφές Εξασφάλισης Διαδοκίδων στα 1/4

8.8 Συμπέρασμα

Ύστερα απο τις προαναφερθέντες αναλύσεις, τόσο με υπολογισμούς στο χέρι όσο και με προσομοίωση των συνθηκών σε λογισμικά γνωστοποιείται, οτι το σύστημα ευκαμπτοποιείται αρκετά εξαιτίας των ελατηρίων της σύνδεσης του χαλυβδόφυλλου με το άνω πέλμα της δοκού και της παραμόρφωσης του συνδεόμενου πέλματος. Αυτό πρακτικά σημαίνει οτι όσο και να αυξηθεί το ενεργό πάχος ή το ύψος του φύλλου, γενικότερα η διατομή του φύλλου, η ροπή αντοχής δεν θα φτάσει ποτέ την τάξη μεγέθους της δρώσας ροπής. Τουλάχιστον σε έργα γεφυροποιίας.

Με άλλα λόγια, απειρίζοντας τις δυσκαμψίες της σύνδεσης και της παραμόρφωσης του άνω πέλματος μηδενίζονται οι αντίστοιχες ευκαμψίες δηλαδή

$$\frac{1}{C_{D,A}} = \frac{1}{\infty} = 0$$

Η δυσκαμψία του συστήματος έτσι εξαρτάται μόνο απο την παραμόρφωση του φύλλου και το στρωφικό ελατήριο τελικά έχει δυσκαμψία ίση με

$$\frac{1}{C_D} = \frac{1}{C_{D,P}} = 0.0003805 \Rightarrow C_D = 2628.12 \text{ kNm/m}$$

Όπως ήταν αναμενόμενο, προκύπτει μια σημαντικά αυξημένη δυσκαμψία στρωφικού ελατηρίου, άλλης τάξης μεγέθους απο την αρχική. Ωστόσο, για να θεωρήσουμε τις δύο δυσκαμψίες τόσο μεγάλες ώστε να μηδενίζεται το αντίστροφο μέγεθος ίσως χρειαστούν μέσα με τα οποία θα αυξηθεί το κόστος, γεγονός που συγκρούεται με την αρχική φιλοσοφία της διερεύνησης περί κόστους προσθήκης πλευρικών συνδέσμων.

9 Διαστασιολόγηση Χαλύβδινων Κύριων Δοκών

9.1 Γενικά

Ο υπό μελέτη φορέας αποτελείται από 2 κύριες δοκούς σε μήκος 200 μέτρων συνολικά. Στηρίζονται επί εφεδράνων στα βάθρα της υποδομής και στο άνω πέλμα τους, αγκυρώνονται τα καλώδια των τόξων που αναρτούν το συνολικό κατάστρωμα.

Οι δύο δοκοί στηρίζονται σε διαφορετικές συνθήκες, αφού λόγω της λοξότητας των τόξων οπότε και των αναρτήρων, το τμήμα που προσεγγίζει τις προεντεταμένες γέφυρες προσέγγισης (approach bridges) δεν αναρτάται, αλλά εδράζεται σε ένα επιπλέον εφεδρανο στο βάθρο. Για τον λόγο αυτό, τα ακρόβαθρα έχουν μια μη κανονική μορφή σε κάτοψη. Συνεπώς τα δύο κύρια μέλη δεν καταπονούνται το ίδιο, με αποτέλεσμα τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται να διαφέρουν σημαντικά.

9.2 Διάταξη Δοκών

Επιλέγονται να διαστασιολογηθούν ως αμιγώς μεταλλικές, απουσία διατμητικής σύνδεσης με την πλάκα σκυροδέματος του καταστρώματος, σε αντίθεση με τις διαδοκίδες όπου η λειτουργία τους είναι σύμμικτη.

Σε μια γέφυρα όπου οι κύριες δοκοί λειτουργούσαν και ως ελκυστήρες στα τόξα, θα αντιμετώπιζονταν σίγουρα ως αμιγώς μεταλλικές, αφού λόγω της σημαντικής αξονικής καταπόνησής τους, το σκυρόδεμα θα ρηγματωνόταν, με αποτέλεσμα την άσκοπη χρήση της σύμμικτης λειτουργίας τους. Στη συγκεκριμένη περίπτωση ωστόσο, τα πράγματα δεν είναι τόσο ξεκάθαρα.

Οι κυρίαρχοι λόγοι που οδήγησαν στην επιλογή της μη σύμμικτης λειτουργίας των μελών στη συγκεκριμένη μελέτη είναι δύο μεταξύ άλλων. Αρχικά, στο άνω πέλμα των κυρίων δοκών διαμορφώνεται η σύνδεση των αναρτήρων του τόξου. Συνέπεια αυτού είναι η συγκέντρωση τάσεων τοπικά στο σκυρόδεμα, με την ενδεχόμενη ρηγματώση της διατομής που θα επηρέαζε και την λειτουργία των διατμητικών ήλων της κύριας δοκού. Τελικά, η ρηγματωμένη διατομή αντιστέκεται με την αμιγώς χαλύβδινη διατομή της δοκού και με τον οπλισμό της πλάκας, με συνέπεια της άσκοπη χρήση του σκυροδέματος.

Επιπλέον, η κατασκευαστική διάταξη της σύνδεσης των αναρτήρων στο άνω πέλμα, με τους διατμητικούς ήλους, πολύ πιθανό να απαιτούσε σημαντικά μεγαλύτερα πλάτη άνω πέλματος της δοκού. Η αύξηση των γεωμετρικών χαρακτηριστικών ενός κύριου μέλους τέτοιων διαστάσεων δυσχαιρένει οικονομικά την μελέτη αλλά ταυτόχρονα, αυξάνει σημαντικά το ίδιο βάρος της κατασκευής. Αν σκεφτούμε ότι το άνω πέλμα μιας κύριας δοκού έχει σημαντικό πάχος περί τα 30 mm και ένα πλάτος από 800 mm (ως αμιγώς μεταλλική) έναντι των 1100 mm (ως σύμμικτη) για παράδειγμα, αυτομάτως το βάρος αυξάνει όπως υπολογίζεται παρακάτω.

Εμβαδό επιπλέον υλικού

$$A = (1.1m - 0.80m) * 0.030m = 0.009 m^2$$

Πολλαπλασιάζοντάς το με το ειδικό βάρος του χάλυβα προκύπτει

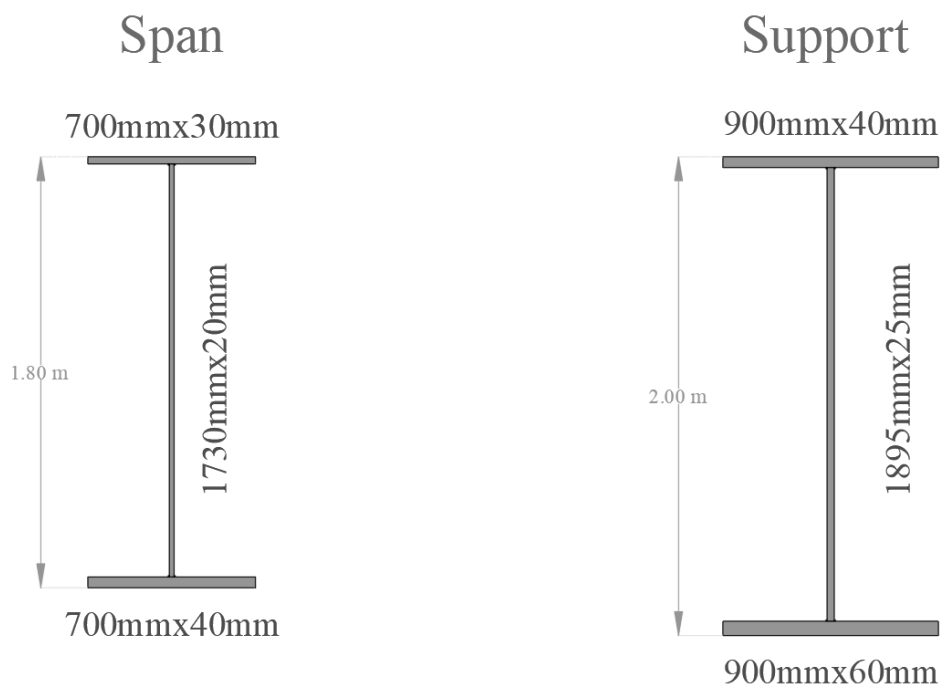
$$0.009 m^2 \times 78.5 \frac{kN}{m^3} = 0.7065 \frac{kN}{m} = 70.65 \frac{kg}{m}$$

Στα 200 μέτρα που είναι το συνολικό μήκος των κύριων δοκών, αυτό μεταφράζεται σε

$$70.65 \frac{kg}{m} \times 200m = 14,130 kg \rightarrow 14.130 tons/κύρια δοκό$$

Μόνο απο το άνω πέλμα λοιπόν, για το συνολικό μήκος της γέφυρας το βάρος της συνολικής κατασκευής προσαυξάνεται κατά **28.26 τόνους**. Απο τελευταίες μετρήσεις, του 2022 το κόστος του δομικού χάλυβα είχε φτάσει κατά μέσο όρο τα 1,200 € / τόνο. Οπότε η αύξηση του υλικού σημαίνει και επιπλέον **28.26 × 1,200 = 33,912€**

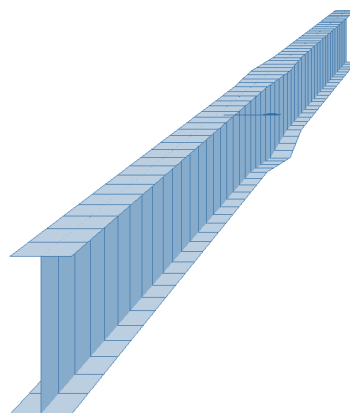
Για τους λόγους αυτούς λοιπόν οι κύριες δοκοί διαστασιολογούνται να λειτουργούν ως αμιγώς χαλύβδινες. Απο το σημείο αυτό και έπειτα η δοκός όπου στηρίζεται σε 3 εφέδρανα θα αποκαλείται ως “GIRDER 1” και αυτή που στηρίζεται σε 5 εφέδρανα ως “GIRDER 2”.



Σχήμα 9.1 : Διατομές Δοκού GIRDER 1

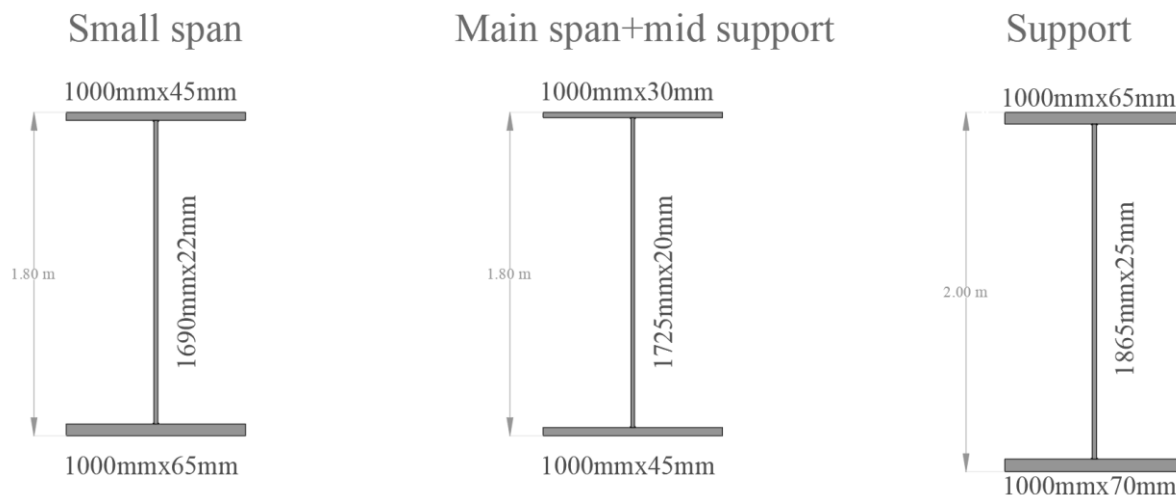
Όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 9.1** η δοκός στο άνοιγμα διαφέρει σε όλες τι διαστάσεις απο την δοκό στην ενδιάμεση στήριξη. Για αυτό τον λόγο, γίνεται η διαβάθμιση των διαφορετικών

διαστάσεων των πλακών, σε ένα μήκος 10 m εκατέρωθεν της στήριξης, δηλαδή συνολικά 20m όπως φαίνεται στο **Σχήμα 9.2**



Σχήμα 9.2 : Προσομοίωμα Μεταβλητής Διατομής Δοκού GIRDER 1 στο MIDAS

Αντίστοιχα οι διατομές της GIRDER 2 προκύπτουν όπως φαίνονται στο **Σχήμα 9.3**



Σχήμα 9.3 : Διατομές Δοκού GIRDER 2

Και σε αυτή την περίπτωση, το προσομοίωμα της δοκού μορφώθηκε με ομαλοποίηση της μεταβλητότητας εκατέρωθεν, σε μερικά μέτρα. Ωστόσο, διαβάθμιση της γεωμετρίας των πλακών της GIRDER 2 είναι ευκολότερη αφού το πλάτος των πελμάτων είναι κοινό σε όλες τις διατομές, περί τα 1000mm.

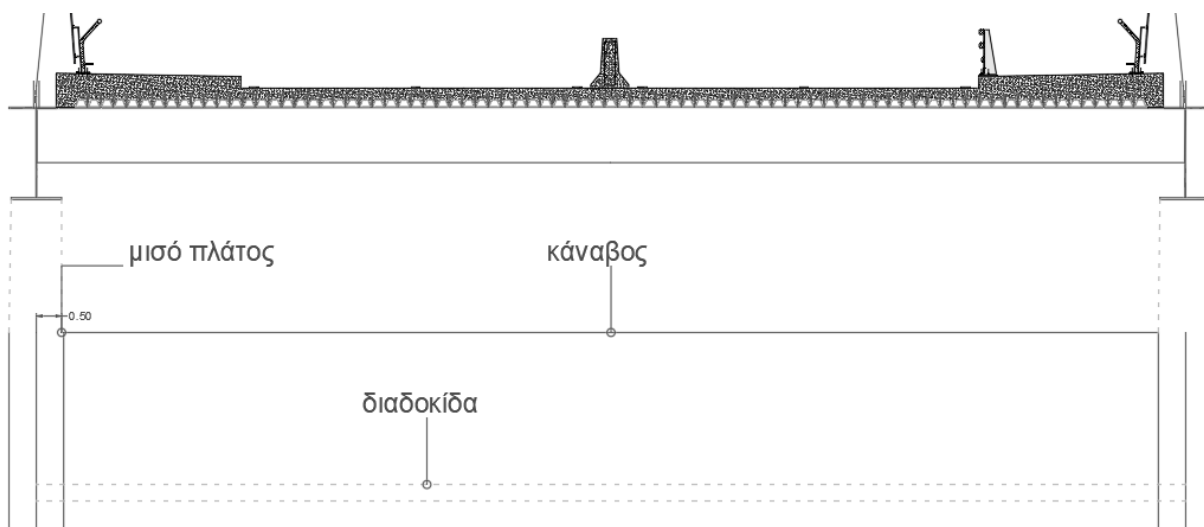
Επισημαίνεται, ότι τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την ανάλυση, υποδεικνύουν ότι η “GIRDER 2” καταπονείται περισσότερο. Συνεπώς, στο παρόν κεφάλαιο, αναλύονται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι σε επίπεδο διατομής και μέλους μόνο του “GIRDER 2” αφού οι ίδιοι έλεγχοι ισχύουν και για την “GIRDER 1”.

9.3 Προσομοίωση

Σαφώς, για την διαστασιολόγηση των επιμέρους μελών της γέφυρας, έχουν αναπτυχθεί διάφορα μοντέλα στο λογισμικό. Κάποια περιλαμβάνουν 1d beam στοιχεία, άλλα 1d composite beam στοιχεία, όπως για την διαστασιολόγηση της διαδοκίδας, άλλα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, plate-shell elements και άλλα συνδυασμό αυτών.

Για να προσομοιωθεί η κύρια δοκός ως αμιγώς χαλύβδινη πραγματοποιήθηκε η εξής ιδιαιτερότητα στο λογισμικό.

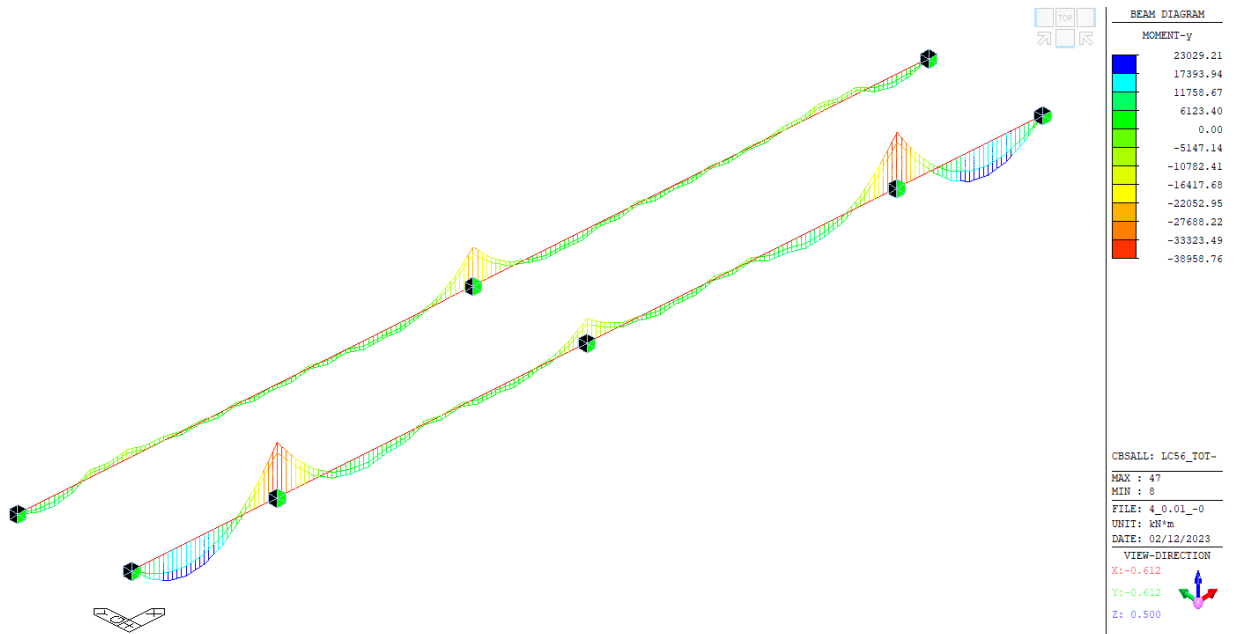
Όπως αναφέρεται στο § 2.4.1 το συνολικό πλάτος της οδοποιίας είναι 24m, απο τα οποία τα 8 m είναι πεζοδρόμια και τα υπόλοιπα 16m το οδόστρωμα ενώ το πλάτος του καταστρώματος (οπότε και το άνοιγμα της διαδοκίδας) είναι 24m αξονικά. Επειδή, το μήκος που κάμπτεται η διαδοκίδα δεν είναι ακριβώς η αξονική απόσταση αλλά κάποιο μειωμένο θεωρητικό μήκος και σε συνδυασμό με το ότι στις στηρίξεις δεν υπάρχει σημαντική ροπή, ο κানাβος των πεπερασμένων στοιχείων της πλάκας θα αποτελείται απο ένα τετράγωνο 24x200 ενώ οι κύριες δοκοί με τις διαδοκίδες θα συνδέονται έξω απο τον κানাβο αυτό και σε μήκος όσο το μισό πλάτος του άνω πέλματος της κύριας δοκού, δηλαδή περίπου 0.50 m



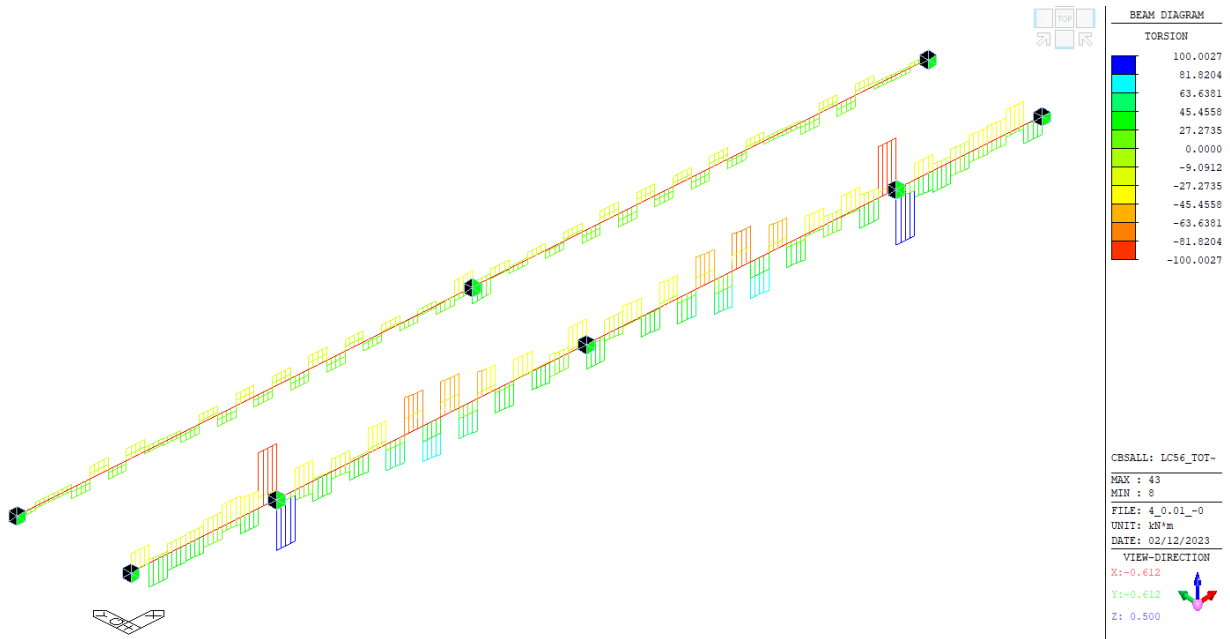
Σχήμα 9.4 : Διάταξη Μελών με Πλάκα Σκυροδέματος

9.4 Εντατικά Μεγέθη

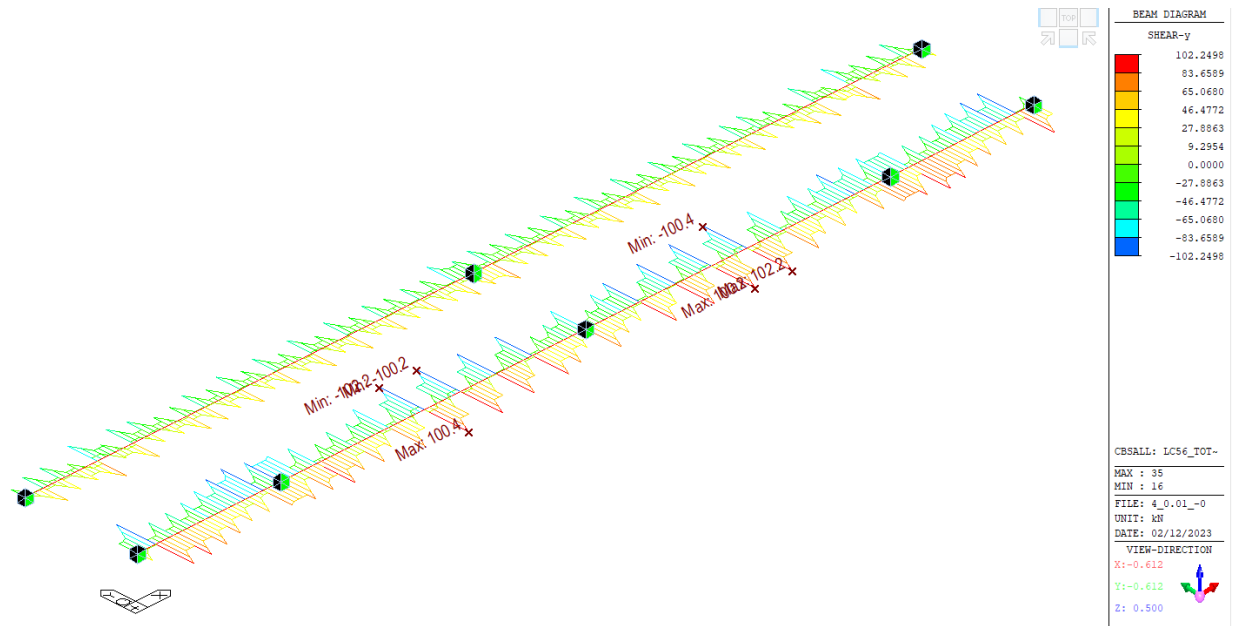
Τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν απο τις περιβάλλουσες των δυσμενέστερων φορτίσεων αφορούν όλους τους συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α. που αναφέρονται στο §3



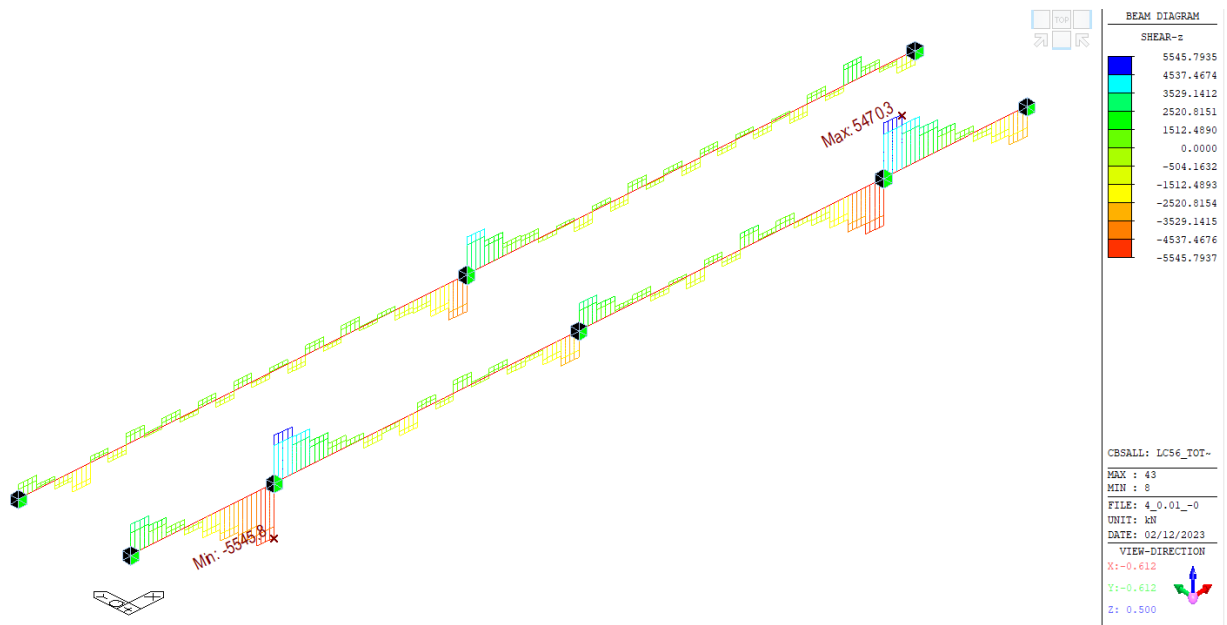
Σχήμα 9.5 : Περιβάλλουσα Ροπών M_y



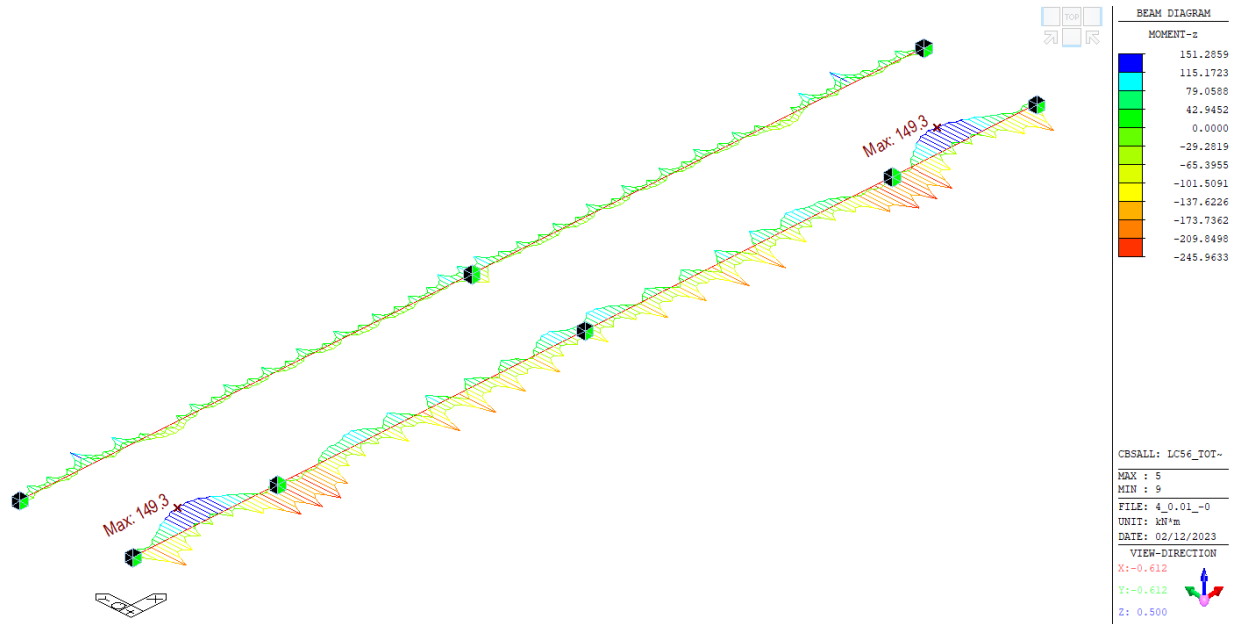
Σχήμα 9.6 : Περιβάλλουσα Στρεπτικής Ροπής M_x



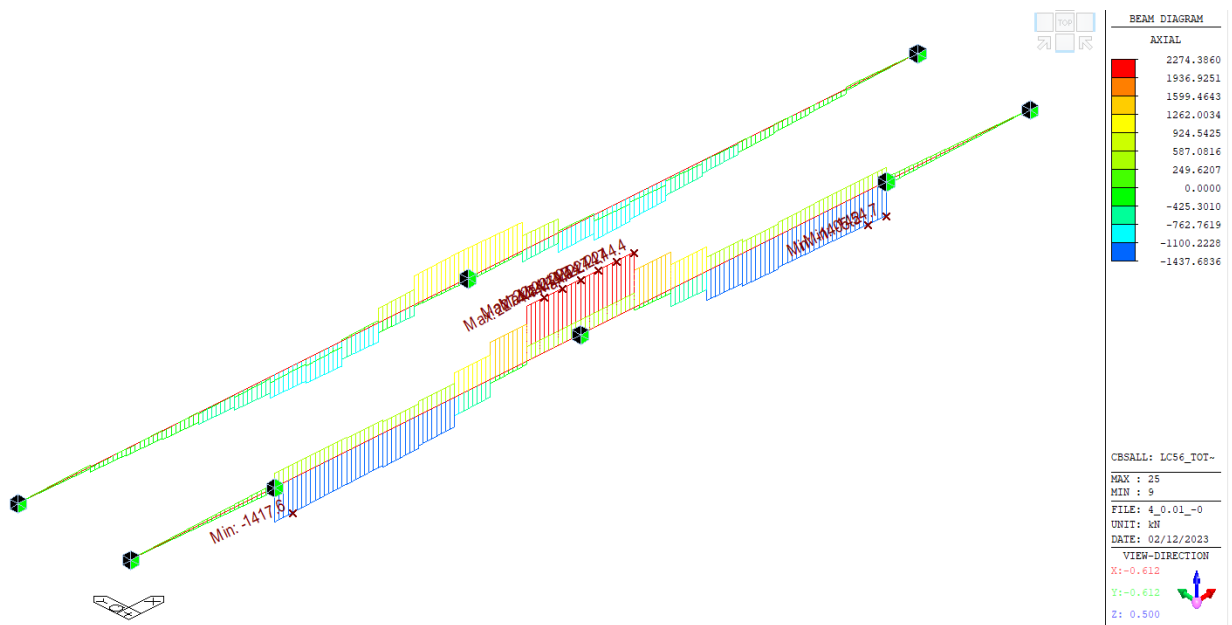
Σχήμα 9.7 : Περιβάλλουσα Διαμήκουσ Τέμνουσασ V_y



Σχήμα 9.8 : Περιβάλλουσα Τέμνουσασ V_z



Σχήμα 9.9 : Περιβάλλουσα Ροπών Ασθενή Άξονα Mz



Σχήμα 9.10 : Περιβάλλουσα Αξονικής Δύναμης NEd

9.5 Έλεγχοι σε Επίπεδο Διατομής

Για την δυσμενή διατομή σε μια απο τις ακραίες στηρίξεις του GIRDER 2 περιγράφονται αναλυτικά οι απαραίτητη έλεγχοι

9.5.1 Έλεγχος σε Αξονική - N_{Ed}

$$N_{Ed} = 953.53 \text{ kN}$$

$$N_{cRd} = \frac{f_y \times A_{eff}}{\gamma_{M0}} = 60844.75 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cRd}} = 0.016$$

9.5.2 Έλεγχος σε Διαμήκη Τέμνουσα – $V_{Ed,y}$

Ο συντελεστής η μπορεί να ληφθεί ίσος με 1.20 για χάλυβες ποιότητας έως και S460 και ίσος με 1.0 για χάλυβες ποιότητας S460 και πάνω. Ωστόσο, όπως αναφέρεται στο §7.4.3.1 στην παρούσα μελέτη λαμβάνεται ίσος με 1.0 υπέρ της ασφαλείας.

$$\eta = 1.0$$

$$V_{Ed,y} = 79.32 \text{ kN}$$

$$A_{vy} = 2 \times b_{flange}^{min} \times t_{flange}^{min} = 0.13 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = 25143.60 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{pl,Rd,y}} = 0.003$$

9.5.3 Έλεγχος σε Κατακόρυφη Τέμνουσα – $V_{Ed,z}$

$$V_{Ed,z} = 4821.23 \text{ kN}$$

$$A_{vz} = \eta \times h_w \times t_w = 0.0621 \text{ m}^2$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = 10821.42 \text{ kN}$$

Για κορμούς χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις εάν ισχύει:

$$\frac{h_w}{t_w} = 74.6 > \frac{72 \times \varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}}}{\eta} = 58.503$$

Η δοκός πρέπει να ενισχυθεί με εγκάρσιες ενισχύσεις στις στηρίξεις και να ελεγχθεί ο κορμός σε διατμητική κύρτωση. Ελέγχεται κάθε φάτνωμα της δοκού ως ανεξάρτητο ενώ στις θέσεις των διαδοκίδων τοποθετούνται αμφίπλευρες εγκάρσιες ενισχύσεις ανά 4m.

9.5.3.1 Έλεγχος σε Διατμητική Κύρτωση Κορμού

- Τάση αναφοράς

$$\sigma_E = 189,800 \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 = 36.422705 \text{ MPa}$$

- Λόγος πλευρών $\frac{\alpha}{b=h_w} = \frac{4}{1.865}$
- Για φανώματα χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις $k_{t,st} = 0$
- Απο πίνακα 7.50 ο συντελεστής διατμητικής κύρτωσης λαμβάνεται ίσος με

$$k_\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{\alpha}{b}\right)^2} + k_{t,st} = 6.209$$

- Κρίσιμη τάση διατμητικής κύρτωσης

$$\tau_{cr} = \sigma_E \times k_\tau = 211.77 \text{ MPa}$$

- Ανηγμένη λυγηρότητα για διατμητικές τάσεις

$$\lambda_w = 0.76 \times \sqrt{\frac{f_{ya}}{\tau_{cr}}} = 0.9839$$

- Μειωτικός συντελεστής χ_w διατμητικής κύρτωσης

Εξετάζεται μεταξύ ποιών τιμών βρίσκεται ο λόγος $\frac{0.83}{\eta} = 0.69166$ ώστε να επιλεγθεί η κατάλληλη εξίσωση προς εύρεση του χ_w απο τον πίνακα του EN

Είναι:

$$\frac{0.83}{\eta} = 0.69166 \leq \lambda_w = 0.9016 \leq 1.08$$

Συνεπώς

$$\chi_w = \frac{0.83}{\lambda_w} = 0.8435 \leq 1.0$$

- Διατμητική αντίσταση κορμού

$$V_{bw, Rd} = \frac{\chi_w \times f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} = 7327.97144 \text{ kN}$$

Δεν λαμβάνεται υπόψη η συμβολή των πελμάτων συνεπώς

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{bw, Rd}} = 0.657$$

9.5.4 Έλεγχος Διατομής σε Κάμψη περί τον Ισχυρό Άξονα

$$M_{Ed,y} = 38511.18 \text{ kNm}$$

$$M_{cRd,y} = \frac{W_{eff,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 45585.41 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{cRd,y}} = 0.845$$

9.5.5 Έλεγχος Διατομής σε Κάμψη περί τον Ασθενή Άξονα

$$M_{Ed,z} = 228.87 \text{ kNm}$$

$$M_{cRd,z} = \frac{W_{eff,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 7539.13 \text{ kNm}$$

9.5.6 Αλληλεπίδραση Κάμψης και Διάτμησης

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 §6.28 όταν υπάρχει ταυτόχρονη τέμνουσα και ροπή πρέπει να προβλέπεται η επίδραση της αλληλεπίδρασης στην ροπή αντοχής. Σε περίπτωση που ισχύει κάποια απο τις ανισώσεις:

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

Οι διατμητικές δυνάμεις θεωρούνται μεγάλες και εξετάζεται η αλληλεπίδραση και η ροπή αντοχής πρέπει να απομειωθεί σύμφωνα με τα παρακάτω.

$$f_{y,red} = (1 - \rho) \times f_{yd}$$

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{Ed}}{V_{pl,Rd} \text{ ή } V_{bw,Rd}} - 1 \right)^2$$

Με

Στη διατομή που εξετάζεται έχουμε

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{4821.23}{10821.42} = 0.4455$$

Συνεπώς δεν χρειάζεται απομείωση της $M_{CRd,y}$ ούτε της $M_{CRd,z}$, όπου ειδικά για την ροπή στον ασθνή η δρώσα τέμνουσα είναι πολύ μικρή.

9.5.7 Αλληλεπίδραση Κάμψης και Αξονικής Δύναμης

Για διατομές κατηγορίας 3 πρέπει να ικανοποιείται το κριτήριο

$$\frac{N_{Ed}}{A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0.016 + 0.845 + 0.030 = 0.891 \leq 1.0$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται

9.5.8 Αλληλεπίδραση Κάμψης, Διάτμησης και Αξονικής

Όπως αναφέρεται στις δύο προηγούμενες παραγράφους, όπου τέμνουσα και αξονική είναι παρούσες, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδραση τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης στη ροπή αντοχής.

Υπό την προϋπόθεση ότι η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{Ed} δεν υπερβαίνει το 50% της πλαστικής αντοχής σε διάτμηση $V_{pl,Rd}$, δεν χρειάζεται να γίνει μείωση των αντοχών όπως ορίζονται για κάμψη και αξονική δύναμη, εκτός όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής. Σύμφωνα με τον EN 1993 – 1 – 5 §7, για μέλη απο επίπεδα ελάσματα, εάν

ο λόγος $\bar{\eta}_3$ δεν υπερβαίνει το 0.5, η αντοχή σχεδιασμού σε καμπτική ροπή και αξονική δύναμη δε χρειάζεται να μειωθεί λόγω της τέμνουσας δύναμης. Εάν το $\bar{\eta}_3$ είναι μεγαλύτερο από 0.5 οι συνδυασμένες επιδράσεις της κάμψης και της διάτμησης στον κορμό μιας δοκού διατομής I ή κιβωτιοειδούς διατομής πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad \text{για } \bar{\eta}_1 \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

Όπου

$M_{f,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής της διατομής που αποτελείται από την ενεργή επιφάνεια των πελμάτων και μπορεί να λαμβάνεται ως το γινόμενο $\frac{A_{flange}^{min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \times Z_{κ.β.,πελμάτων}$

$M_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή αντοχής της διατομής που αποτελείται από την ενεργή επιφάνεια των πελμάτων και τον πλήρη ενεργό κορμό ανεξάρτητα από την κατηγορία διατομής.

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

Το κριτήριο αυτό ωστόσο πρέπει να επαληθεύεται σε όλες τις διατομές εκτός από εκείνες που βρίσκονται σε απόσταση μικρότερη από $\frac{h_w}{2}$ από μια στήριξη με κατακόρυφες νευρώσεις.

Επίσης, εάν υπάρχει και αξονική δύναμη, N_{Ed} , η $M_{pl,Rd}$ και η $M_{f,Rd}$ πρέπει να μειωθούν σύμφωνα με τα παραπάνω.

Για την διατομή που εξετάζεται ισχύει

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed,z}}{V_{b,w,Rd}} = 0.657 > 0.50$$

Οπότε πρέπει να γίνει έλεγχος αλληλεπίδρασης

$$M_{f,Rd} = \frac{A_{flange}^{min} \times f_y}{\gamma_{M0}} \times Z_{κ.β.,πελμάτων} = 42080.1875 \text{ kNm}$$

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = 0.845 > \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 0.923$$

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 = 0.845 + (1 - 0.923) \times (2 \times 0.657 - 1)^2 =$$

$$= 0.845 + 0.00759 = 0.85259 < 1$$

Η διατομή ικανοποιεί όλους τους μεμονωμένους ελέγχους αλλά και την αλληλεπίδραση των εντατικών.

9.6 Έλεγχοι σε Επίπεδο Μέλους

9.6.1 Έλεγχος Μέλους σε Καμπτικό Λυγισμό

Πρέπει

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

όπου

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times f_y \times A_{eff}}{\gamma_{M1}}$$

Όπως σημειώνεται, ελέγχουμε την δοκό ανά φατνώματα, μεταξύ των διαδοκίδων. Ωστόσο, λαμβάνεται συντηρητικά μήκος λυγισμού εντός και εκτός επιπέδου ανά μήκος κάθε αναρτήρα, ίσο με

$$L_{cr,y} = L_{cr,z} = 8.0m$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon = 76.409$$

Όπου

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81361 \quad (f_y \text{ σε N/mm}^2)$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{yy}}{L_{cr,y}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000000 \times 0.1394}{8^2} = 4514418.738 \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{zz}}{L_{cr,z}^2} = \frac{\pi^2 \times 210000000 \times 0.0125}{8^2} = 404807.933 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.1816 \times 335000}{4514418.738}} = 0.117483 < 0.2 \rightarrow \text{o έλεγχος αγνοείται}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.1816 \times 335000}{404807.933}} = 0.3876 > 0.2$$

Όμως

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} = \frac{953.53}{404807.933} = 0.002355 < 0.04 \rightarrow \text{o έλεγχος αγνοείται}$$

Το μέλος όπως είναι αναμενόμενο δεν είναι ευαίσθητο σε καμπτικό λυγισμό αφού εξασφαλίζεται από τις διαδοκίδες και την πλάκα.

9.6.2 Έλεγχος Μέλους υπό Κάμψη και Θλίψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν τις συνθήκες αλληλεπίδρασης σύμφωνα με τον *EN 1993-1-1 §8.33*

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = 0.98 \leq 1.0$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = 0.98 \leq 1.0$$

όπου ο συντελεστής ισοδύναμης ροπής και οι συντελεστής αλληλεπίδρασης λαμβάνονται σύμφωνα με τους πίνακες του *EN 1993-1-1 Πιν.8.8 και 8.9*.

9.6.3 Έλεγχος Στρεπτοκαμπτικού Λυγισμού – Ελαστικές Πλευρικές Στηρίξεις Μέσω Ημιπλαισίων

9.6.3.1 Άνω Πέλμα – Ανοίγματα – Θετικές Ροπές

Στις περιοχές των θετικών ροπών της κύριας δοκού, όπου το άνω πέλμα της θλίβεται, πρέπει να ελεγχθεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Όστόσο, τόσο στη φάση κατασκευής, όσο και στη φάση λειτουργίας, τα φατνώματα της κύριας δοκού μεταξύ των διαδοκίδων εξασφαλίζονται πλευρικά, τόσο στη φάση κατασκευής από τις διαδοκίδες όσο και στη φάση λειτουργίας από την σύμμικτη λειτουργία της πλάκας της ανωδομής με τις διαδοκίδες.

Σίγουρα στη φάση λειτουργίας ο έλεγχος αγνοείται αφού, το σύστημα με την σκληρυμένη πλάκα σκυροδέματος, γίνεται αρκετά δύσκαμπτο και εξασφαλίζει το άνω πέλμα των κύριων μελών.

Παρ'όλα αυτά, στη φάση κατασκευής, οι διαδοκίδες και το χαλυβδόφυλλο είναι τα έμμεσα στοιχεία που εξασφαλίζουν πλευρικά το άνω πέλμα, χωρίς την πλάκα του καταστρώματος. Πάλι

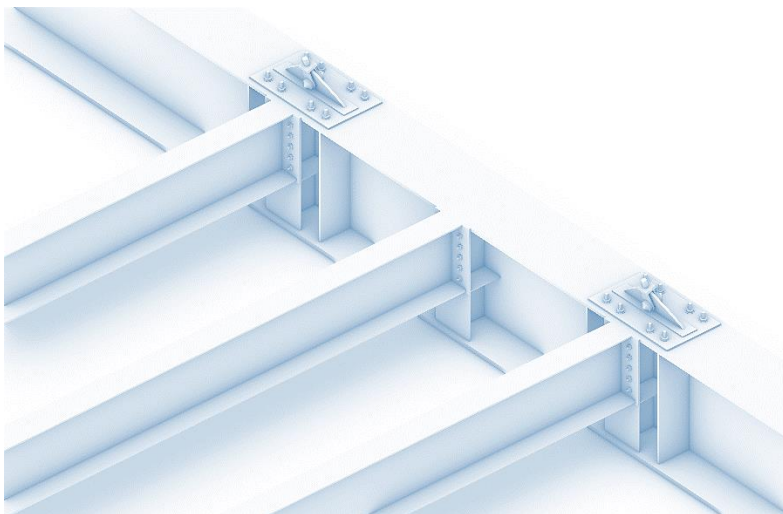
όμως, όπως φαίνεται και στους ελέγχους καμπτικού λυγισμού στο **§9.6.1**, όπου ο μήκος λυγισμού έχει ληφθεί πολύ συντηρητικά, 8m, δηλαδή ανά κάθε αναρτήρα, ο έλεγχος ικανοποιείται με άνεση.

Επομένως, βάση αυτών, το άνω πέλμα των κύριων δοκών στις περιοχές των θετικών ροπών, εξασφαλίζεται και ο έλεγχος αγνοείται εμπειρικά.

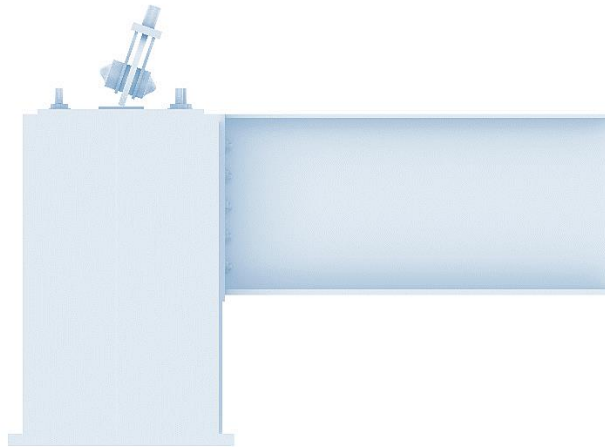
9.6.3.2 Κάτω Πέλμα – Στηρίξεις – Αρνητικές Ροπές

Στις περιοχές των αρνητικών ροπών τα πράγματα δεν είναι τόσο ξεκάθαρα για την έμμεση πλευρική δέσμευση των κύριων δοκών, αφού το κάτω πέλμα τώρα θλίβεται και το άνω εφελκύεται.

Η συγκεκριμένη συνθήκη ελέγχου θα μπορούσε πάλι να αγνοηθεί εμπειρικά, εάν η διαδοκίδα είχε ύψος, που να πλησίαζε σε αυτό της κύριας δοκού. Στην περίπτωση που μελετάται, το ύψος της διαδοκίδας είναι 1.20m ενώ το ύψος της κύριας δοκού είναι 2.20m, δηλαδή το συνολικό ύψος της διατομής της διαδοκίδας καταλαμβάνει περίπου το 55% του ύψους της κύριας δοκού. Συνεπώς, επειδή τα πράγματα δεν είναι ακριβώς ξεκάθαρα, στις περιοχές των στηρίξεων, το κάτω πέλμα θα ελεγχθεί με την μέθοδο των ημιπλαισίων.

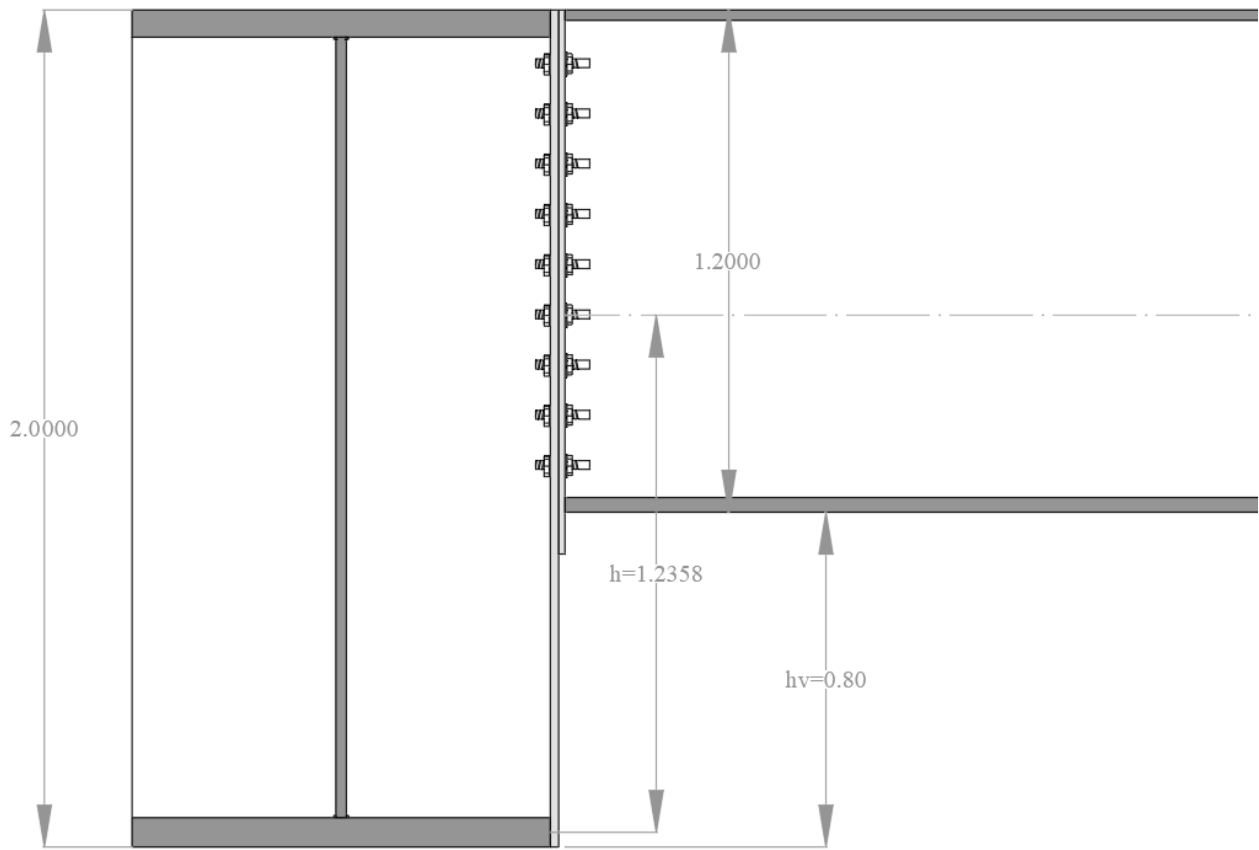


Σχήμα 9.11 : Διάταξη Σύνδεσης Διαδοκίδας - Κύριας Δοκού



Σχήμα 9.12 : Διάταξη Σύνδεσης Διαδοκίδας - Κύριας Δοκού σε Όψη

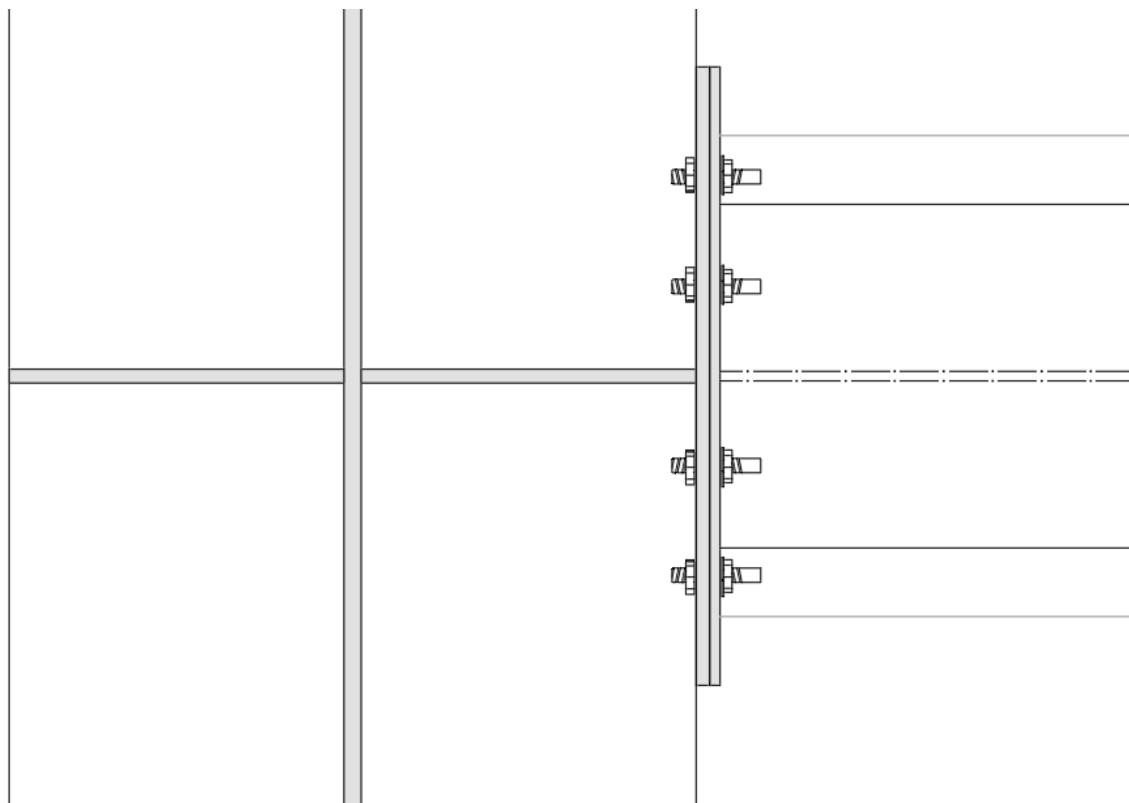
Σύμφωνα με την προσεγγιστική μέθοδο, το ημιπλαίσιο που δημιουργείται, αποτελείται από τις εγκάρσιες ενισχύσεις και το συμμετέχον έλασμα πέλματος ή κορμού σε πλάτος 15ετ εκατέρωθεν των ενισχύσεων. Όπως φαίνεται στην λεπτομέρεια του σχήματος, τα γεωμετρικά στοιχεία του προβόλου που ενεργοποιείται είναι τα εξής



Σχήμα 9.13 : Λεπτομέρεια Σύνδεσης

Όπου

- b_q Μήκος διαδοκίδας
- I_v Ροπή αδράνειας της διατομής του προβόλου που κάμπτεται
- I_q Ροπή αδράνειας ρηγματωμένης διατομής διαδοκίδας
- h Θεωρητικό ύψος προβόλου
- n 2 για όλες τις περιπτώσεις
- h_v Ελεύθερο ύψος προβόλου



Σχήμα 9.14 : Πρόβολος που Κάμπτεται σε Κάτοψη

Το κάτω πέλμα της κύριας δοκού είναι κατηγορία 1 και ο κορμός είναι κατηγορία 3 συνεπώς δεν απομειώνεται κανένα στοιχείο της διατομής. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της αποκοπτόμενης διατομής, μορφής T που αποτελείται από το κάτω πέλμα + 1/3 του θλιβόμενου κορμού παρατίθενται στον πίνακα

Πίνακας 9.1 : Γεωμετρία Ισοδύναμης Διατομής T

$b_{f,T}$ (m)	1.0
$t_{f,T}$ (m)	0.07
$h_{w,T}$ (m)	0.32499
$t_{w,T}$ (m)	0.025
A_T (m ²)	0.078124
$Z_{,T, κάτω}$ (m)	0.339451
$Z_{,T, άνω}$ (m)	0.055538
$I_{T,z}$ (m ⁴)	0.005833756
S_t (m ³)	0.0496498
N_{fEd} (kN)	13867.74144

Η σταθερά του ελατηρίου στις θέσεις των τυπικών διαδοκίδων ισούται με

$$C = \frac{E_a \times I_v}{\frac{h_v^3}{3} + \frac{h^2 \times b_q \times I_v}{n \times I_q}} = 145261.5599 \text{ kN/m}$$

$$c = \frac{C}{4} = 36315.38998 \text{ kN/m}^2$$

Φορτίο Euler για ακλόνητες πλευρικές στηρίξεις

$$N_{cr} = 2 \times \sqrt{c \times E_a \times I_{eff,z}} = 2 \times \sqrt{36315.38998 \times 210,000,000 \times 0.005833756} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow N_{cr} = 421851.0632 \text{ kN}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{f_{yd} \times A_{T,eff}}{N_{cr}}} = 0.249 > 0.2$$

Ιδιαίτερα μικρή λυγηρότητα, μας δείχνει ότι ο έλεγχος δεν είναι κρίσιμος
Συντελεστής ατελειών $\alpha=0.76$

$$\Phi_{LT} = 0.50 \times [1 + \alpha \times (\lambda_{LT} - 0.20) + \lambda_{LT}^2] = 0.5496$$

$$\chi_{LT} = \min \left\{ \left(\frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \right), 1.0 \right\} = \min\{0.9618, 1.0\} = 0.9618$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times A_{T,eff} \times f_{yd}}{\gamma_{M1}} = 22884.76636 \text{ kN} > N_{f,Ed} = 13867.74 \text{ kN}$$

Συνεπώς το κάτω πέλμα των κυρίων δοκών εξασφαλίζεται επαρκώς πλευρικά από τα ημιπλαίσια που μορφώνονται από τις διαδοκίδες

9.7 Έλεγχος Κύρτωσης Κορμού Προερχόμενης απο το Πέλημα

Το φαινόμενο αυτό εκδηλώνεται σε περιοχές όπου οποιοδήποτε πέλημα της δοκού βρίσκεται υπό θλίψη. Αυτό συμβαίνει στο άνω πέλημα στις θετικές ροπές και στο κάτω πέλημα στις αρνητικές. Όπως και στη διαδοκίδα, ο έλεγχος δεν είναι κρίσιμος αφού τα πάχη των πελμάτων, ειδικά στην κύρια δοκό δεν είναι πολύ μακριά απο αυτά των πελμάτων. Ωστόσο, επειδή το κατάστρωμα αναρτάται απο τα προεντεταμένα καλώδια του τόξου, λειτουργούν ευμενώς απέναντι στο μηχανισμό αυτό.

Πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Θετικές Ροπές – Άνω Πέλημα

Η διατομή είναι κατηγορία 3, συνεπώς το ενεργό εμβαδό είναι το ολόκληρο εμβαδό του άνω πέματος

$$\begin{aligned} \frac{h_w}{t_w} \leq k \times \frac{E_a}{f_{yf}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{f,eff}}} &\Rightarrow \frac{1.865}{0.025} \leq 0.55 \times \frac{210,000,000}{355,000} \times \sqrt{\frac{0.046625}{0.065}} \Rightarrow \\ &\Rightarrow 74.6 \ll 292.004 \end{aligned}$$

Οπότε ο κορμός δεν κινδυνεύει απο κύρτωση λόγω λυγισμού του θλιβόμενου άνω πέματος.

Αρνητικές Ροπές – Κάτω Πέλημα

Αντίστοιχα, λαμβάνεται το πλήρες εμβαδό του κάτω πέματος χωρίς κάποια απομείωση

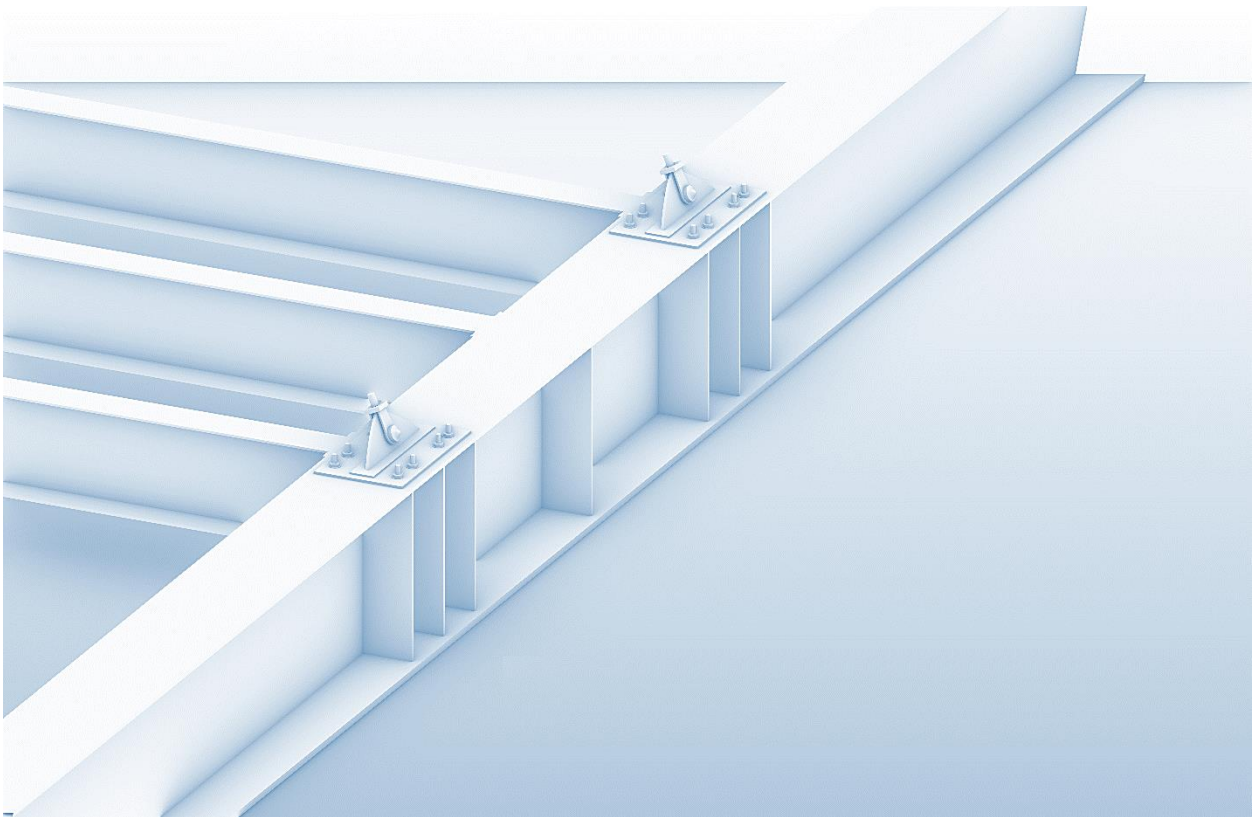
$$\begin{aligned} \frac{h_w}{t_w} \leq k \times \frac{E_a}{f_{yf}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{f,eff}}} &\Rightarrow \frac{1.865}{0.025} \leq 0.55 \times \frac{210,000,000}{335,000} \times \sqrt{\frac{0.046625}{0.07}} \Rightarrow \\ &\Rightarrow 31.1818 \ll 281.3828 \end{aligned}$$

9.8 Έλεγχος Ενδιάμεσων Εγκάρσιων Ενισχύσεων και Κατασκευαστικές Λεπτομέρειες

Όπως και στην διαδοκίδα, έτσι οι κύριες δοκοί ελέγχεται εάν ικανοποιούν ορισμένες απαιτήσεις που αφορούν τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους.

Οι εγκάρσιες ενισχύσεις των κύριων δοκών ουσιαστικά αποτελούν συνέχεια των διαδοκίδων αφού σε κάθε θέση διαδοκίδας υφίσταται μια διπλή νεύρωση.

$$\min A_{st} = \frac{4 \times h_w \times t^2}{e} = \frac{4 \times 1.865 \times 0.025^2}{4.0} = 1.16 \times 10^{-3} m^2$$



Σχήμα 9.15 : Κόμβος Κύριας Δοκού με Διαδοκίδας και Αναρτήρα

Για τη διαστασιολόγηση μιας ενίσχυσης μεταξύ άλλων, επιλέγονται κάποιες αρχικές διαστάσεις συγκριτικά με τα υπόλοιπα στοιχεία και στη συνέχεια ελέγχονται τα αδρανειακά που προσφέρουν

$$\frac{a}{h_w} = \frac{4}{1.865} = 2.144 > \sqrt{2}$$

Οπότε πρέπει

$$I_{st} \geq 0.75 \times \frac{h_w^3 \times t^3}{a^2} = 0.0000063348 \Rightarrow I_{st} \geq 0.0000063348$$

Με

$$I_{st} = \frac{t \times ((2 \times b + t_w^3) - t_w^3)}{12} = 0.004166 \text{ m}^4$$

Τελικά

$$I_{st} = 0.004166 \text{ m}^4 \geq 0.75 \times \frac{h_w^3 \times t^3}{a^2} = 0.0000063348$$

Οι ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις ελέγχονται σε λυγισμό με χρήση της καμπύλης λυγισμού c και για μήκος λυγισμού $0.75 \times h_w = 1.39875 \text{ m}$. Η θλιπτική αξονική δύναμη οφείλεται στην τέμνουσα δύναμη της δοκού και τη δράση του εφελκυστικού πεδίου που περιγράφονται στο §7.4.3.1.

$$N_{Ed} = V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} \times \frac{f_{yw} \times h_w \times t_w}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}}$$

Ο έλεγχος σε σχέση με την διαδοκίδα, είναι κρίσιμος για την κύρια δοκό, αφού καταπονείται από σημαντικές τέμνουσες δυνάμεις και λόγω καλωδίων. Ελέγχεται ο λυγισμός σε απόσταση $0.5 \times h_w = 0.9325$ από την άκρη του φατνώματος του μέλους με τη μέγιστη τέμνουσα, οποία προκύπτει ίση με 4444.3 kN.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2} = \frac{\pi^2 \times 210,000,000 \times 0.004166}{0.9325^2} = 9929802.823 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_{yd}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.0228 \times 355,000}{9929802.823}} = \sqrt{0.0137033} = 0.028 < 0.2$$

Δεν χρειάζεται απομείωση η αντοχή λόγω λυγισμού, $\chi=1$

$$N_{stiff,b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.0 \times 0.0373 \times 355,000}{1.1} = \frac{8,904}{1.1} = 13241.5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 5545.8 - \frac{1}{1.0^2} \times \frac{355,000 \times 1.865 \times 0.025}{\sqrt{3} \times 1.1} = 4444.3 - 8687.481 = 4243.18 \text{ kN}$$

$$N_{stiff,b,Rd} > N_{Ed}$$

9.9 Αντοχή Έναντι Συγκεντρωμένων Δυνάμεων Καλωδίων

9.9.1 Γενικά

Στα σημεία όπου οι κύριες δοκοί συνδέονται με τους αναρτήρες των τόξων, εισάγεται μια σημαντική συγκεντρωμένη δύναμη, αυτή της προέντασης πολλαπλασιασμένη με τη γωνία του αναρτήρα στο χώρο. Η δύναμη αυτή ενεργοποιεί ένα μερικό εμβαδό της διατομής της κύριας δοκού και γενικά είναι πιο δυσμενής για ένα θλιβόμενο πέλμα. Στο σημείο ακριβώς της εισαγωγής της δύναμης τοπικά, αυτή μετφράζεται ως τέμνουσα για την κύρια δοκό χωρίς όμως να εισάγεται αμέσως σε όλο τον κορμό. Αντίθετα, αν δούμε μια γειτονική διατομή, π.χ. σε απόσταση μισού μέτρου, η δύναμη αυτή, όντως έχει κατανεμηθεί σε όλο τον κορμό και εκεί αρκεί ο έλεγχος σε τέμνουσα. Ωστόσο, σημειακά στη θέση του αναρτήρα, πρέπει να ελεγχθεί εάν η διατομή που ενεργοποιείται τοπικά, αντέχει την αναπτυσσόμενη τέμνουσα.

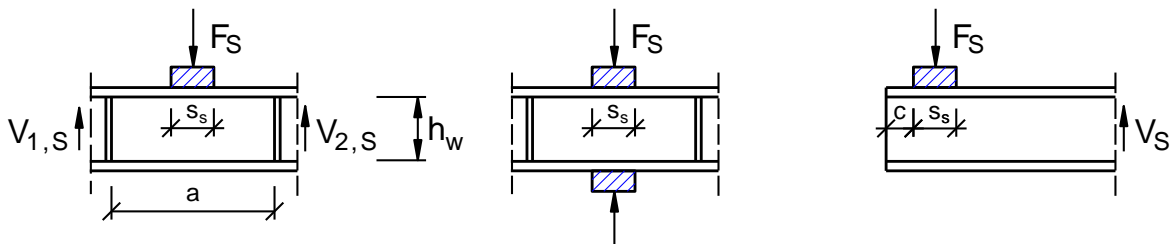
Παρ'όλα αυτά, στις θέσεις των αναρτήρων υφίστανται και διαδοκίδες, που σημαίνει ότι υπάρχουν και εγκάρσιες ενισχύσεις εκατέρωθεν του κορμού της κύριας δοκού. Τελικά, το εμβαδό που ενεργοποιείται και ελέγχεται δεν είναι μόνο αυτό του κορμού αλλά και των μεταξύ νευρώσεών του. Η αντοχή σχεδιασμού του εμβαδού που ενεργοποιείται λαμβάνεται σύμφωνα με τον *EN 1993-1-5 §6* και ισούται με

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \times L_{eff} \times t_w}{\gamma_{M1}}$$

όπου:

l_{eff} Εμβαδό που ενεργοποιείται

t_w Πάχος του κορμού

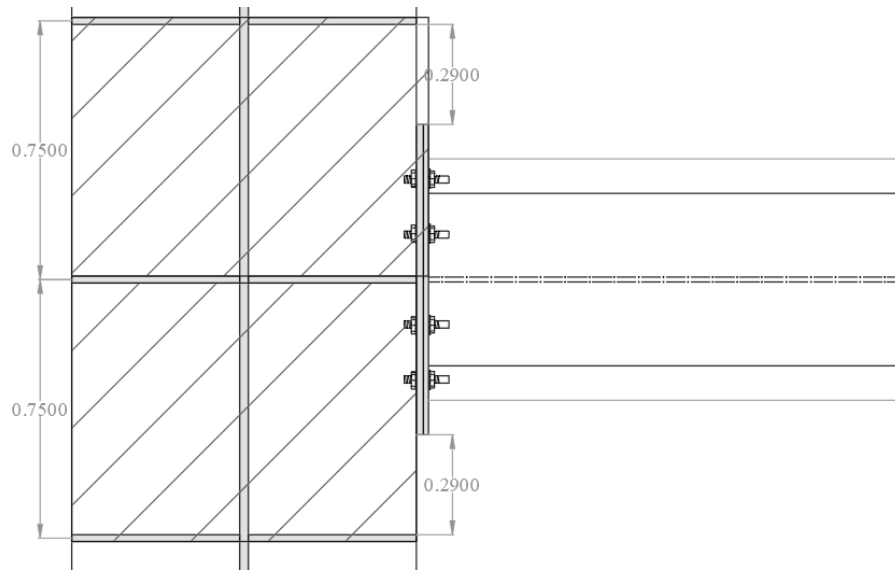


Σχήμα 9.16 : Συντελεστές Λυγισμού για Διάφορους Τύπους Εφαρμογής του Φορτίου

9.9.2 Αντοχή Σχεδιασμού

Ο έλεγχος πρέπει να γίνει σε κάθε κόμβο όπου υπάρχει αναρτήρας, όπου οι εγκάρσιες ενισχύσεις δημιουργούν δύο κρυφά διπλό ταύ. Το ενεργό μήκος υπολογίζεται ως

$$L_{eff} = \chi_F \times l_y$$



Σχήμα 9.17 : Κρυφά Ταύ που Διαμορφώνονται από τις Ενισχύσεις

Για ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις όπως στο 1^ο σκίτσο του **Σχήμα 9.16** το ενεργό φορτιζόμενο μήκος ισούται με

$$l_y = s_s + 2 \times t_f \times (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) = 0.414965 \text{ m} \leq \alpha = 1.40$$

όπου:

$$s_s = 0$$

$$t_f = 0.030 \text{ m}$$

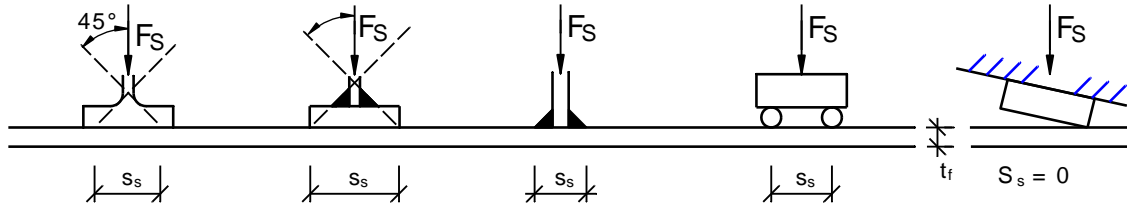
$$m_1 = \frac{f_{yf} \times b_f}{f_{yw} \times t_w} = 35$$

$$m_2 = 0$$

εάν $\lambda_F \leq 0.50$

$$\alpha = 0.75$$

Απόσταση ενισχύσεων



Σχήμα 9.18 : Μήκος Δύσκαμπτης Έδρασης

Για κορμούς χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις, ο συντελεστής k_F λαμβάνεται με βάση το **Σχήμα 9.16** οπότε σύμφωνα με την πρώτη συνθήκη

$$k_F = 6 + 2 \times \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 6 + 2 \times \left(\frac{1.865}{1.4}\right)^2 = 10.64$$

$$F_{cr} = 0.9 \times k_F \times E_a \times \frac{t_w^3}{h_w} = 9245.793 \text{ kN}$$

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{l_y \times t_w \times f_{yw}}{F_{cr}}} = 0.564498$$

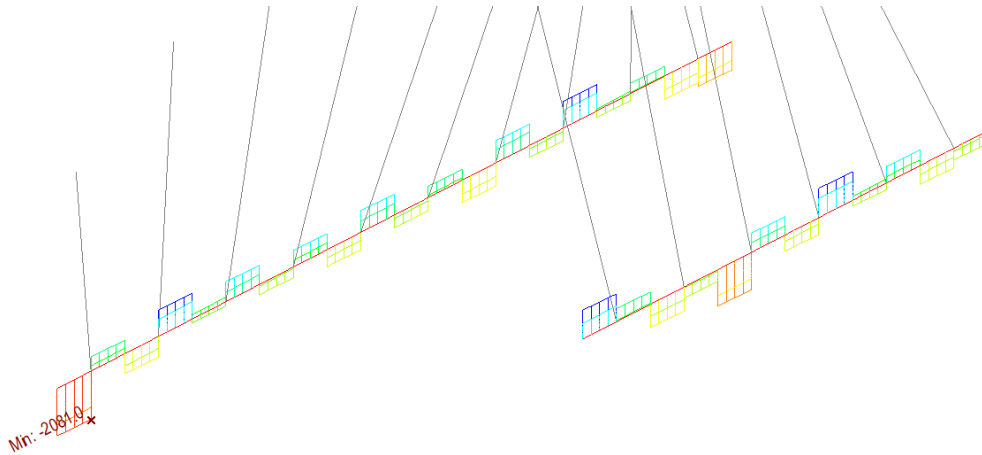
$$\chi_F = \min\left(\frac{0.5}{\lambda_F}, 1.0\right) = \min\left(\frac{0.50}{0.564498}, 1.0\right) = \min(0.8857, 1.0) = 0.885742$$

$$L_{eff} = \chi_F \times l_y = 0.791 \times 0.414965 = 0.3675 \text{ m}$$

Τελικά προκύπτει

$$F_{Rd,1} = \frac{f_{yw} \times l_{eff} \times t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{355,000 \times 0.3675 \times 0.020}{1.10} = 2372.38 \text{ kN}$$

$$F_{Rd,tot} = 2F_{Rd,1} = 4744.76 \text{ kN}$$



Σχήμα 9.19 : Περιβάλλουσα Τεμνουσών σε Θέσεις Αναρτήρων

Η μέγιστη τέμνουσα απο την περιβάλλουσα, στους κόμβους των αναρτήρων ισούται με

$$F_{Ed,z} = 2081 \text{ kN}$$

Η ανίσωση ελέγχου γράφεται:

$$\eta_2 = \frac{F_{s,Ed}}{F_{Rd}} = \frac{2081}{4744.76} = 0.43858 > 1$$

9.9.3 Αλληλεπίδραση N_{Ed} - M_{Ed} - F_s

Εάν η δοκός υπόκειται σε συγκεντρωμένη δύναμη $F_{s,Ed}$ στο θλιβόμενο πέλμα σε συνδυασμό με κάμψη και αξονική δύναμη, εξετάζεται και η παρακάτω σχέση αλληλεπίδρασης

$$\eta_2 + 0.80 \times \eta_1 = 0.43858 + 0.80 \times 0.319 = 0.6937 \leq 1.40$$

Όπου στη διατομή που εξετάζεται

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{N,pl,Rd}} = \frac{5197}{16439.91} = 0.319$$

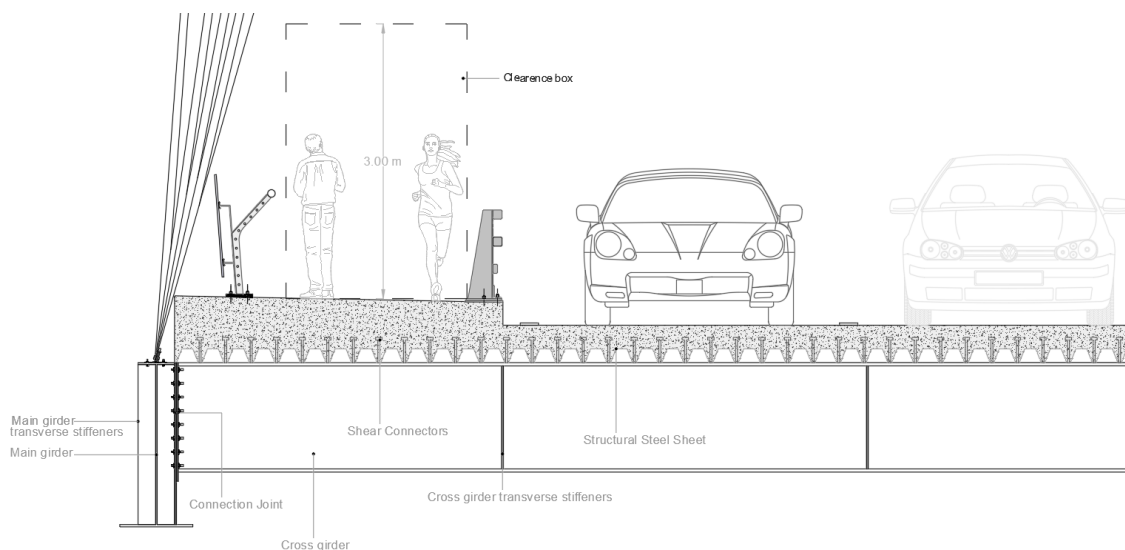
Εάν η συγκεντρωμένη δύναμη ενεργεί στο εφελκόμενο πέλμα, η αντοχή ελέγχεται χωρίς την αλληλεπίδραση. Επιπρόσθετα, πρέπει να ικανοποιείται και η **6.2.1 (5)** του *EN 1993-1-1* όπου

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1$$

10 Διαστασιολόγηση Χαλύβδινων Τόξων

10.1 Γενικά

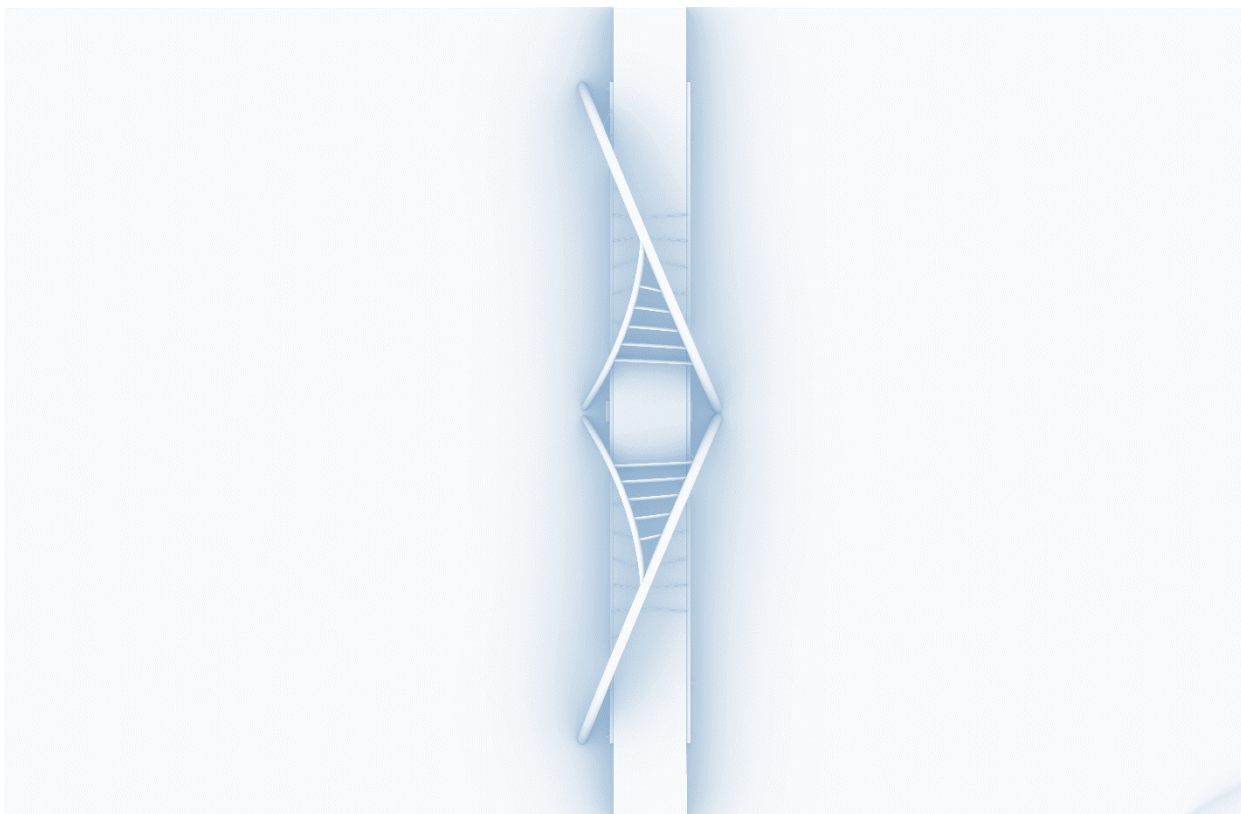
Όπως αναφέρεται και στο §Error! Reference source not found., υπάρχει η οπτική απαίτηση τ α τόξα να είναι διαγώνια, διασχίζοντας το κατάστρωμα κατά το μήκος του και να πακτώνονται εκτός του ορίου αυτού. Η διάταξη αυτή οδήγησε στην προσθήκη δύο ακόμη δευτερευόντων μελών, κεκλιμένων κατά το ήμισυ τόξων, που θα συνδέονται στα κύρια και θα φιλοξενούν επιπρόσθετους αναρτήρες κοντά στις ενδιάμεσες στηρίξεις του καταστρώματος. Ωστόσο, τα μέλη αυτά, όπως περιγράφεται στη συνέχεια, δεν έχουν ιδιαίτερο φέροντα χαρακτήρα στο σύστημα, αλλά αποτελούν σημεία αγκύρωσης των αναρτήρων, όπου λόγω της λοξότητας των τόξων δεν δύναται να τοποθετηθούν αναρτήρες σε όλο το μήκος αυτών.



Σχήμα 10.1 : Height Clearance Box

Εξαιτίας της λοξότητας των τόξων κατά τη διαμήκη έννοια της γέφυρας, υφίστανται κάποιοι επιπρόσθετοι περιορισμοί στο μήκος του καταστρώματος και στο ύψος των τόξων. Όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 10.1**, οι πεζοί πρέπει να έχουν τουλάχιστον ένα ύψος περί τα 3m ελεύθερο, πάνω απο την στάση του. Για να επιτευχθεί λοιπόν αυτό, το ύψος των τόξων απο την άνω ίνα του καταστρώματος επιλέχθηκε ίσο με 35m. Το συνολικό ύψος με το οποίο προσομοιώθηκε το τόξο στο λογισμικό είναι ίσο με 35m + 2.00m το ύψος της κύριας δοκού + 10m ελεύθερο ύψος για διέλευση επιβατηγών πλοίων + 7m ο βυθός της περιοχής, φτάνοντας τελικά τα 54m.

$$\frac{f}{L} = \frac{54}{100} = 0.54$$



Σχήμα 10.2 : Κάτοψη Τοξωτού Φορέα

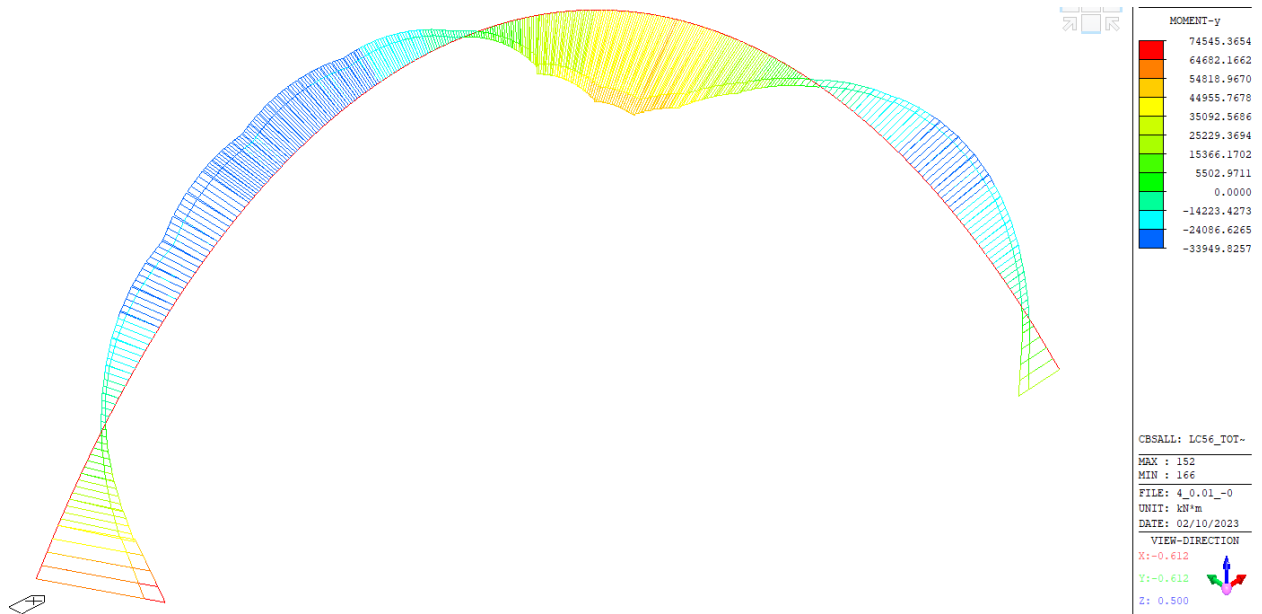
10.2 Ανάλυση 1^{ης} Τάξης

10.2.1 Γενικά

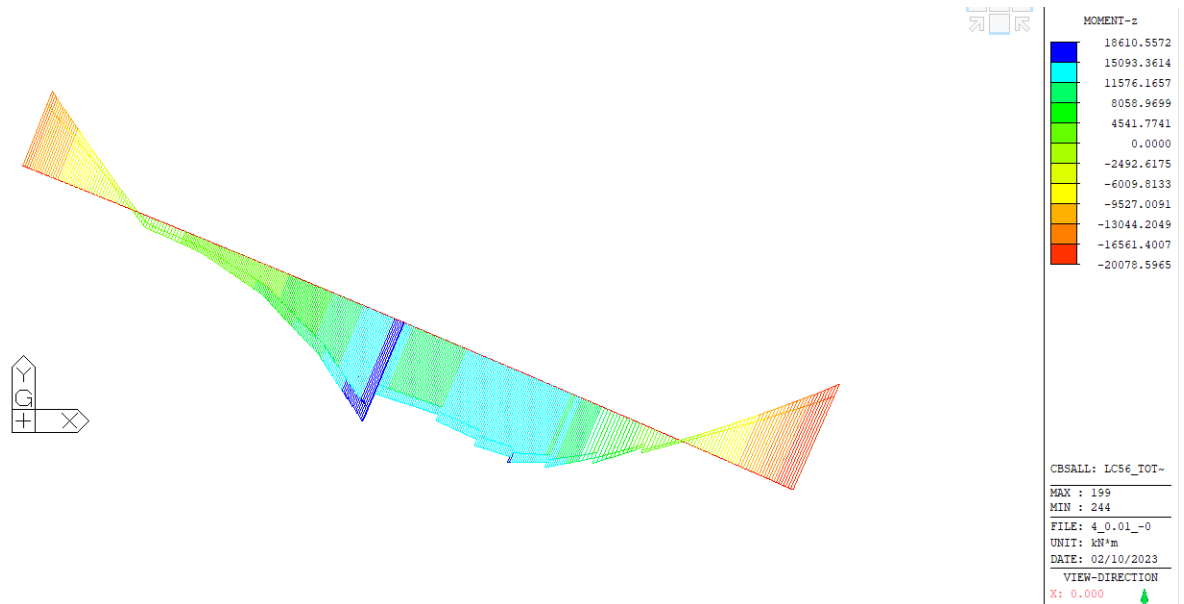
Τα τόξα υποβάλλονται σε ένα συνδυασμό εντάσεων, για τις οποίες πρέπει να διερευνηθεί η ταυτόχρονη δράση. Ωστόσο, ιδιαίτερα κρίσιμη είναι η εστάθεια του μέλους και ο έλεγχος του εκτός επιπέδου λυγισμού τους, ο οποίος θα γίνει με δύο τρόπους. Ο πρώτος αφορά τον Ευρωκώδικα, για τους συνδυασμούς των ταυτόχρονων εντάσεων και ο δεύτερος την γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (LBA) στο περιβάλλον του MIDAS και στη συνέχεια έλεγχο ευστάθειας με την Γενική Μέθοδο.

Οι έλεγχοι θα πραγματοποιηθούν για το ένα από τα δύο τόξα αφού ο φορέας είναι συμμετρικός ως προς αυτά.

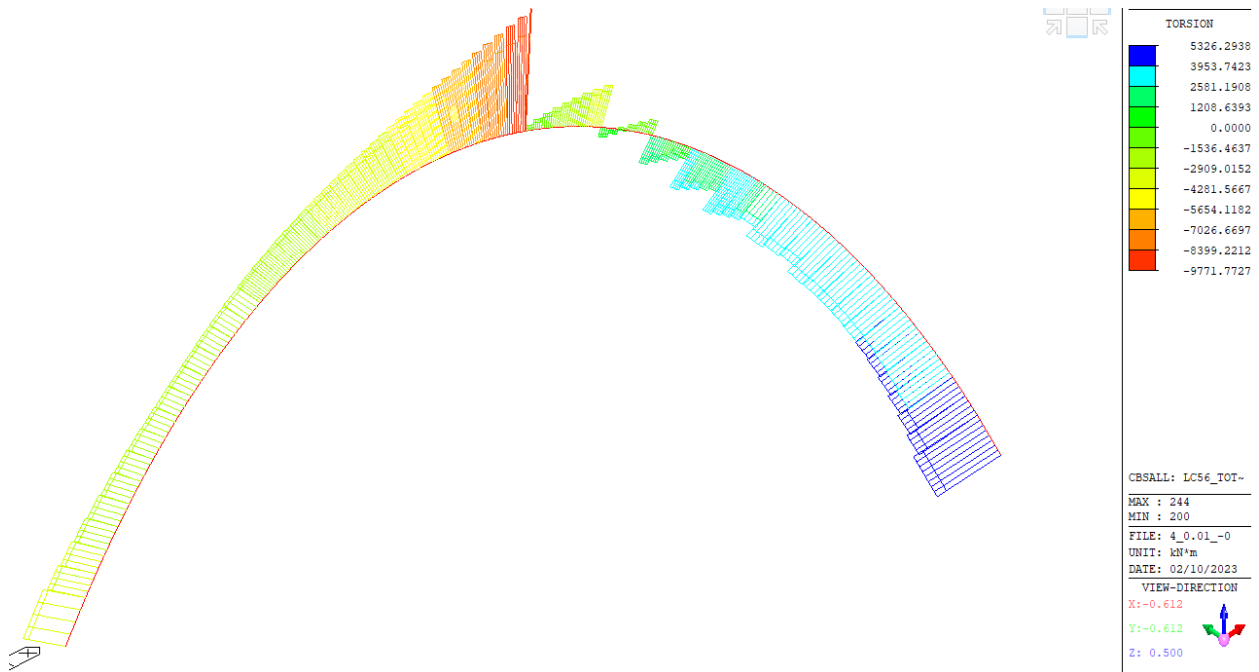
10.3 Εντατικά Μεγέθη



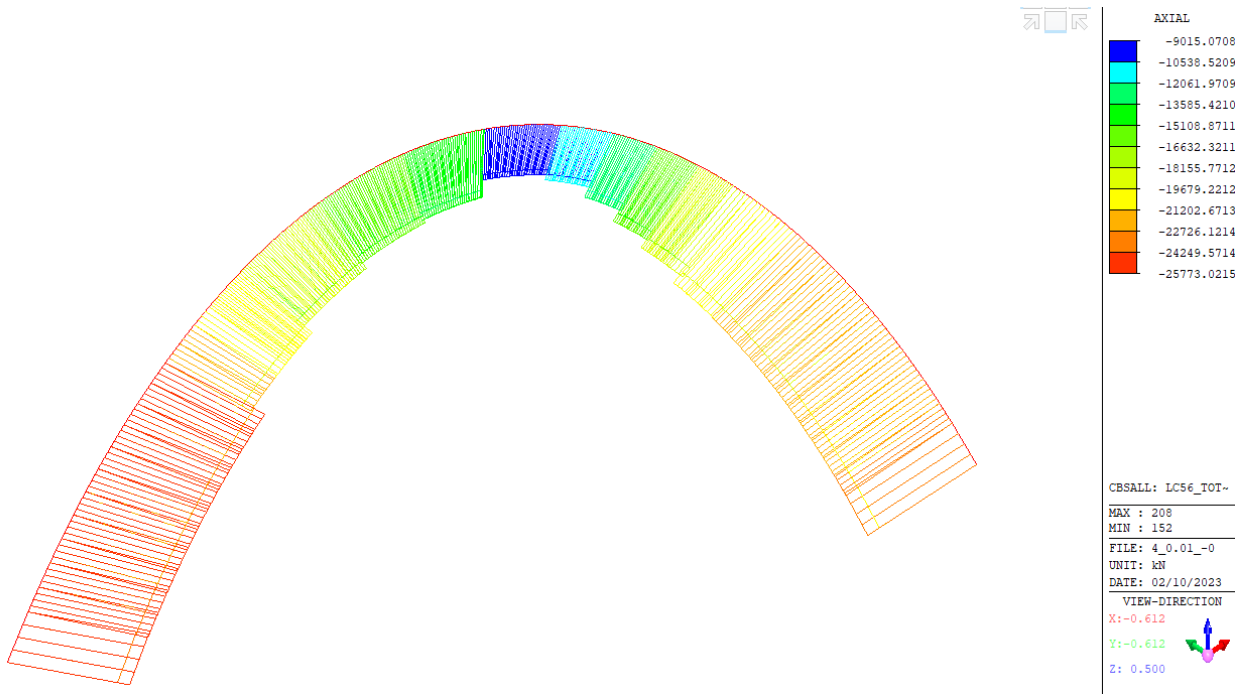
Σχήμα 10.3 : Περιβάλλουσα Ροπών My



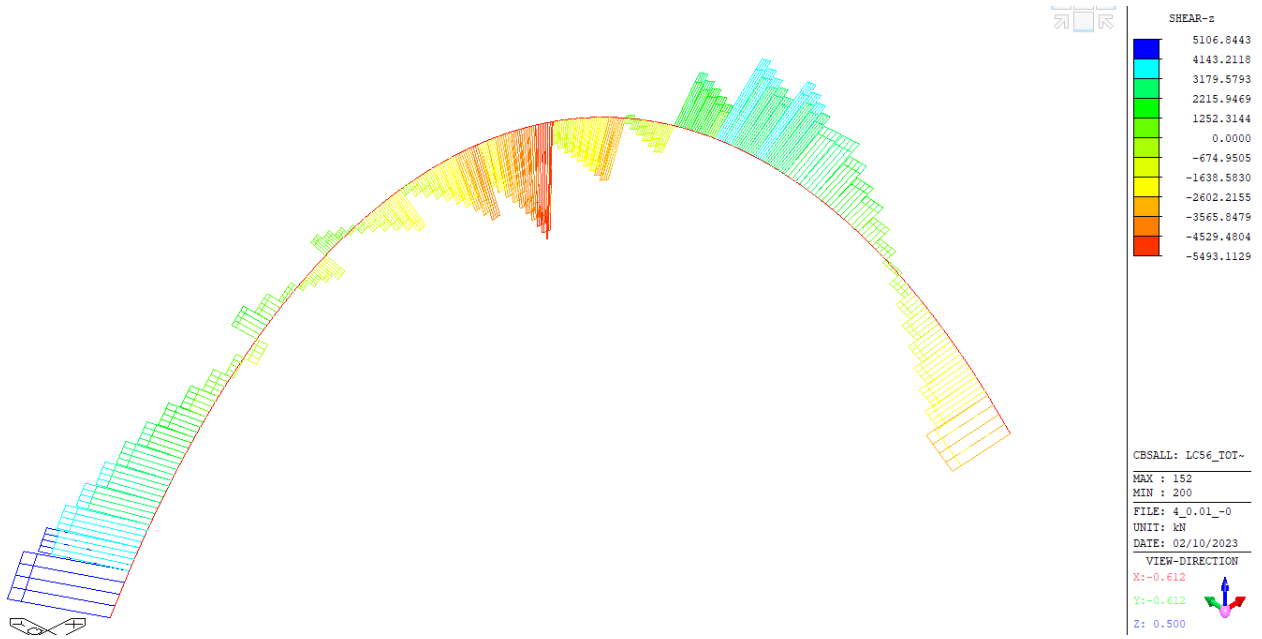
Σχήμα 10.4 : Περιβάλλουσα Ροπών Mz



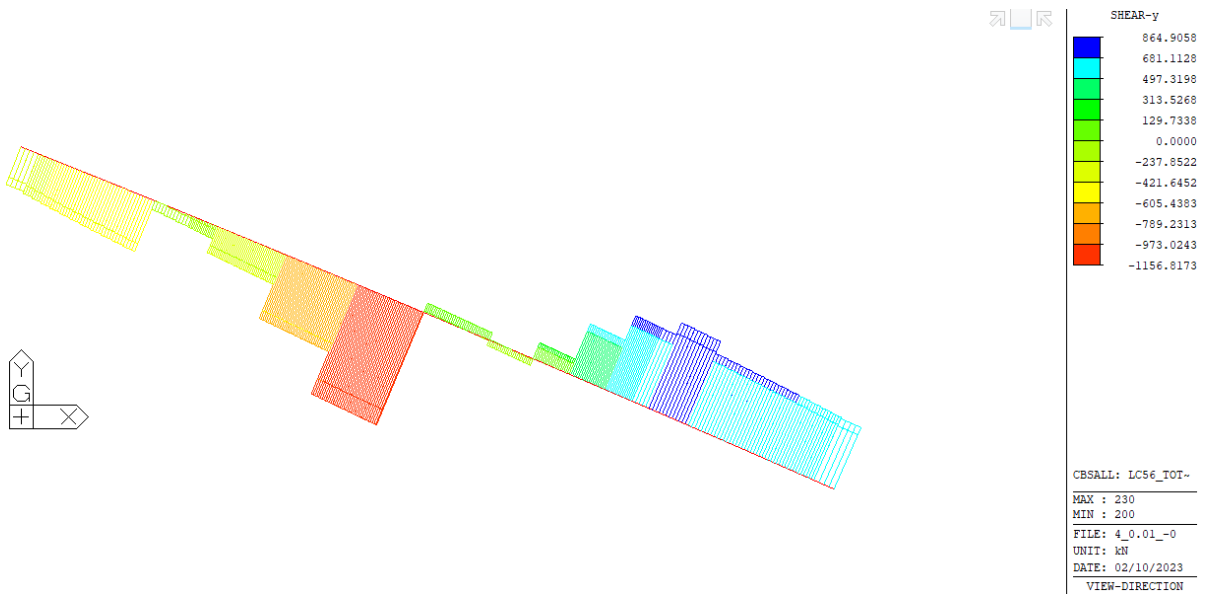
Σχήμα 10.5 : Περιβάλλουσα Ροπών M_x



Σχήμα 10.6 : Περιβάλλουσα Αξονικής Δύναμης



Σχήμα 10.7 : Περιβάλλουσα Κατακόρυφης Διατμητικής Δύναμης



Σχήμα 10.8 : Περιβάλλουσα Διαμήκουσ Διατμητικής Δύναμης

10.4 Έλεγχοι σε Επίπεδο Διατομής

10.4.1 Κατηγοριοποίηση

Για χάλυβα S355 → $\varepsilon = 0.81$

Διατομή σε κάμψη και θλίψη, όπου $d_e = d$ για κυκλική διατομή

$$\frac{d_e}{t} = \frac{2.5}{0.08} = 31.25 < 50\varepsilon^2 = 33.62 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

10.4.2 Έλεγχος Διατομής σε Κάμψη

Απο την περιβάλλουσα των δυσμενέστερων συνδυασμών η μέγιστη τιμή, της συνδυασμένης κάμψης στους δύο άξονες, καμπτικής ροπής ισούται με

$$M_{max,Ed} = \sqrt{75545.364^2 + (-20078.59)^2} = 78,168,09 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 157008.69 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{max,Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.435$$

10.4.3 Έλεγχος Διατομής σε Τέμνουσα

Η τέμνουσα προκαλείται κυρίως από τα συγκεντρωμένα φορτία των καλωδίων. Στο σχήμα 8.7 φαίνεται η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για την κατακόρυφη διάτμηση με τη μέγιστη δρώσα διατμητική δύναμη να ισούται με $V_{max,z,Ed} = 5,493.11 \text{ kN}$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd,z} = \frac{A_v \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 74889.26 \text{ kN}$$

Όπου $A_{vz} = 2 \times A/\pi = 0.3872 \text{ m}^2$

$$\frac{V_{max,z,Ed}}{V_{c,Rd,z}} = 0.066$$

10.4.4 Έλεγχος Διατομής σε Θλίψη

Η αξονική καταπόνηση τοξωτών μελών σε επίπεδο διατομών, δεν είναι ιδιαίτερα κρίσιμη σε αντίθεση με το επίπεδο μέλους. Η μέγιστη θλίψη που αναπτύσσεται είναι ίση με

$$N_{max,Ed} = -25,773.025 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 203751.13 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{max,Ed}}{N_{c,Rd}} = 0.125$$

10.4.5 Έλεγχος Διατομής σε Στρέψη

Η μέγιστη δρώσα στρεπτική ροπή που καταπονεί το τόξι, ισούται με

$$M_{t,max,Ed} = -9,771 \text{ kNm}$$

$$W_t = \frac{4I}{d} = \frac{4 \times \pi \times [d^4 - (d - 2 \times t)^4]}{64 \times d} = 0.71m^3$$

$$T_{Rd} = \frac{W_t \times f_y}{\sqrt{3}/\gamma_{M0}} = 137935 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{x,max,Ed}}{T_{Rd}} = 0.0708$$

10.4.6 Αλληλεπίδραση Τέμνουσα + Στρέψη

Λόγω αλληλεπίδρασης των δύο εντατικών η αντοχή σε τέμνουσα απομειώνεται ως

$$\tau_{t,Ed} = \frac{M_t}{W} = 4268.39 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{pl,T,Rdz} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3}) \times \gamma_{M0}} \right] = 73211.26 \text{ kN}$$

10.4.7 Αλληλεπίδραση Κάμψης + Αξονικής

Για κοίλες κυκλικές διατομές η αλληλεπίδραση ελέγχεται ως εξής

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \times (1 - n^{1.70}) = 157008.69 \text{ kNm}$$

Όπου

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

Διαξονική κάμψη για κυκλικές διατομές

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^2 = 0.195 \leq 1.0$$

10.5 Ευστάθεια Μέλους

10.5.1 Γενικά

Λόγω της ιδιαίτερης γεωμετρίας των τοξωτών μελών του φορέα, δεν είναι κρίσιμοι οι έλεγχοι των εντατικών μεγεθών αλλά η ευστάθεια των μελών. Συνήθως σε τέτοιες περιπτώσεις περιέργης γεωμετρίας, τα μέλη υπολειπόμενα και υπερδιαστασιολογούνται. Τα τόξα για παράδειγμα, σε όρους τάσεων μπορεί να αξιοποιούν το 50% του ορίου διαρροής τους ώστε να προκύπτει ένας συντελεστής αξιοποίησης $\alpha_{ult,k} = \frac{1}{0.5} = 2$. Έτσι, από αναλύσεις λυγισμού παράγεται ένας μεγεθυντικός συντελεστής α_{crit} ιδιαίτερα μικρός, όπου σε συνδυασμό με το μεγάλο $\alpha_{ult,k}$ το μέλος να παραμένει ευσταθές και να μην καταρρέει. Πρακτικά, σε περίπτωση που το $\alpha_{crit} < 1$, αυτό σημαίνει ότι με τα πραγματικά φορτία το τόξο λυγίζει ελαστικά και χάνει την ευστάθειά του, πριν καν προλάβει να αναλάβει σημαντικά φορτία.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση, εκτιμάται ότι κρίσιμος είναι ο εκτός επιπέδου λυγισμός των κύριων τόξων. Τα κύρια τόξα είναι μονά και διαγώνια και δεν λειτουργούν σαν σύστημα πλευρικός δεσμευμένο όπως στην περίπτωση που υπήρχαν δύο σε κάθε άνοιγμα. Επιπλέον, τα δευτερεύοντα κατά το ήμισυ τόξα, ουσιαστικά, δεν έχουν φέροντα ρόλο στην κατασκευή. Αντιθέτως λειτουργούν δυσμενώς στην εκτός επιπέδου αστάθεια των κύριων τόξων, 'σπρώχνοντάς' τα έξω από το επίπεδό τους.

10.5.2 Γραμμική Ανάλυση Λυγισμού (LBA)

Ως μια πρώτη προσέγγιση, ώστε να γίνει μερικώς ξεκάθαρη η αξιοποίηση των τόξων και η ευστάθειά τους, πραγματοποιείται μια γραμμική ανάλυση λυγισμού στο συνολικό αναλυτικό μοντέλο. Εντοπίζεται ο δυσμενέστερος συνδυασμός κατακόρυφων φορτίων από μόνιμα, πρόσθετα μόνιμα και κινητά φορτία, τοποθετώντας τα φορτία κυκλοφορίας στο ένα από τα δύο ανοίγματα για τη δυσμενέστερη φόρτιση του ενός τόξου.

$$1.35G + 1.35G' + 1.5Q + 0.6939T$$

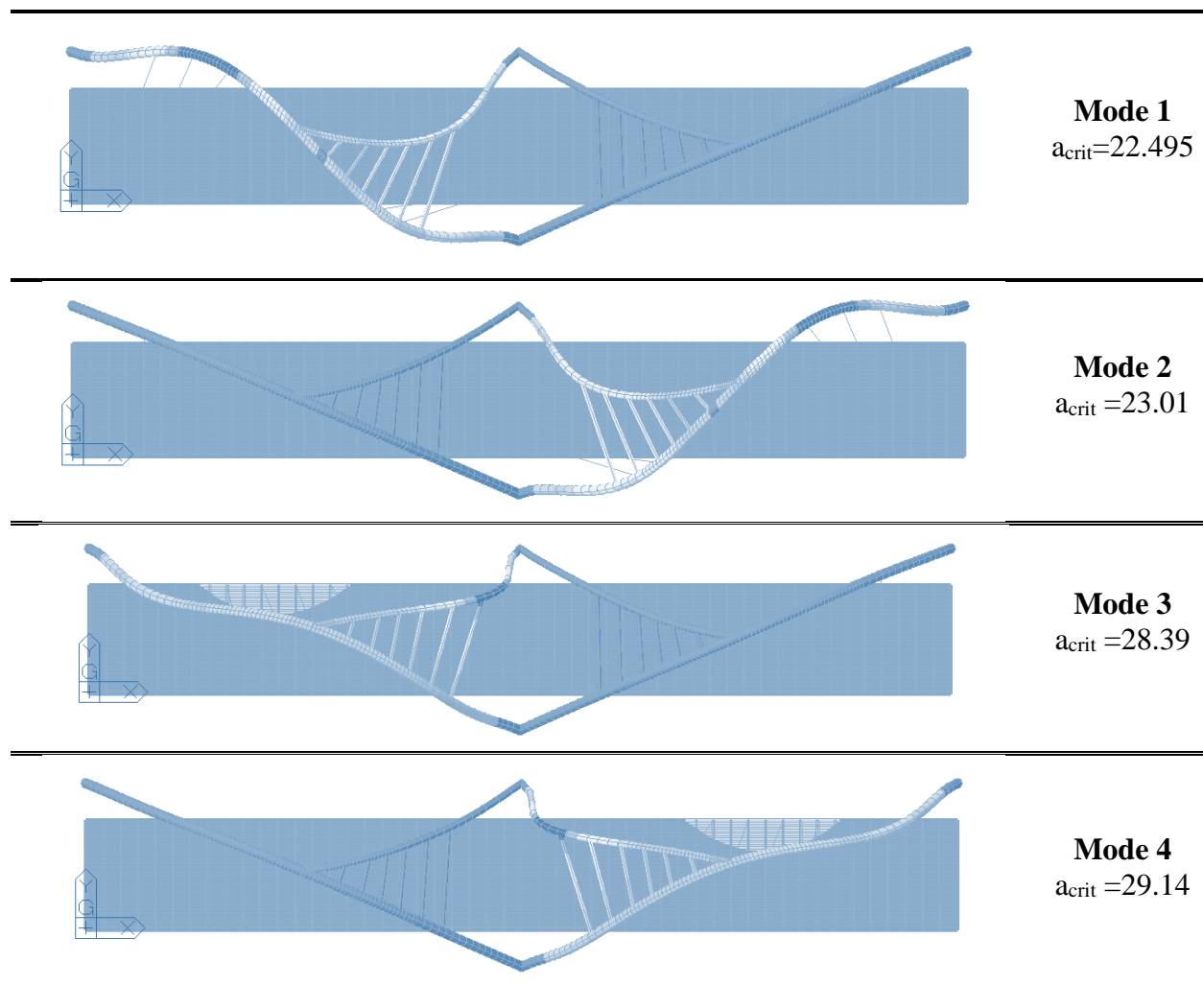
Η διατομή του τόξου που έχει επιλεγεί είναι αυτή με διάμετρο τα 2.50 m και πάχος τοιχώματος τα 80 mm. Για τον συνδυασμό αυτό, η δυσμενέστερη διατομή του τόξου αναπτύσσει τάση κατά VonMises ίση με

$$\sigma_{VonMises} = 240.3 \text{ MPa}$$

Έτσι, ο μέγιστος βαθμός εκμετάλλευσης για τον συνδυασμό αυτόν προκύπτει ίσος με

$$\alpha_{ult,k} = \frac{f_{yd}}{\sigma_{VonMises}^{Ed}} = \frac{335}{240.3} = 1.393$$

Στη συνέχεια, για αυτόν το συνδυασμό, πραγματοποιείται γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού (LBA) με 20 ιδιομορφές ώστε να προκύψει ο μεγεθυντικός συντελεστής a_{crit} που αφορά το τόξο που μελετάται.



Σχήμα 10.9 : Κρίσιμες ιδιομορφές γραμμικής ανάλυσης λυγισμού (LBA)

Απο την LBA προκύπτει ένας $a_{crit} = 22.49$, ιδιαίτερα αυξημένος, γεγονός που δεν ήταν αναμενόμενο, αφού με ένα $a_{crit} > 15$ τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης μπορούν να αγνοηθούν. Σε συνδυασμό με τον βαθμό εκμετάλλευσης που υπολογίζεται παραπάνω ελέγχεται η ευστάθεια των κύριων λοξών τόξων με την Γενική Μέθοδο.

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{a_{ult,k}}{a_{crit}}} = \sqrt{\frac{1.394}{22.49}} = 0.248$$

$$\bar{\chi}_{op} = \min(\chi, \chi_{LT})$$

όπου

$\chi_{LT} = 1.0$ αφού η διατομή είναι κοίλη κυκλική με πολύ υψηλή δυστρεψία

Ο συντελεστής ατελειών για κοίλες διατομές ισούται με $a=0.49$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + a \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 0.54$$

$$\bar{\chi}_{op} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.97$$

Έλεγχος λυγισμού

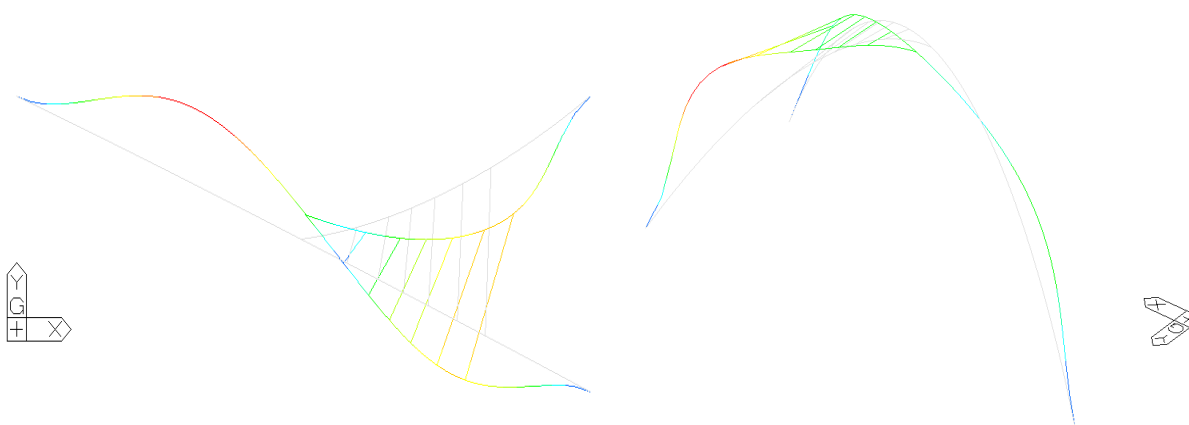
$$\frac{\bar{\chi}_{op} \times a_{ult,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.97 \times 1.394}{1.15} = 1.17 > 1.0$$

Συνεπώς, ο έλεγχος της Γενικής Μεθόδου δείχνει ότι η ευστάθεια του μέλους ικανοποιείται αξιοποιώντας τη διατομή περίπου στο $\frac{1}{a_{ult}} = 0.7 = 70\%$. Πρακτικά, ο έλεγχος αυτός υποδεικνύει ότι ενώ σε επίπεδο διατομής υπάρχει περιθώριο αλλαγής σε μικρότερη διατομή, ταυτόχρονα η ευστάθεια του μέλους είναι κοντά στο όριο, συνεπώς δεν επιτρέπεται αλλαγή στη διατομή. Επιπλέον, από τη στιγμή που $a_{crit} > 15$ σύμφωνα με τον υφιστάμενο κανονισμό, φαινόμενα δευτέρας τάξεως δεν χρειάζεται να ληφθούν υπ'όψη.

Στον **Πίνακα 10.1** φαίνεται ο έλεγχος ευστάθειας του κύριου λοξού τόξου και του δευτερεύοντος καμπύλου μέλους και οι αντίστοιχοι βαθμοί εκμετάλλευσης για διαφορετικά πάχη και διαμέτρους που δοκιμάστηκαν. Στην αριστερή στήλη αριθμείται το πακέτο των διατομών που δοκιμάζεται κάθε φορά για το κύριο τόξο πάνω και το δευτερεύον καμπύλο μέλος κάτω.

Πίνακας 10.1 : Εκμετάλλευση Τόξων και Απώλεια Ευστάθειας Μέλους για Διαφορετικές Διαμέτρους και Πάχη

ARCHS LBA											
	D(mm)	t(mm)	A (m ²)	σ_{VM} (MPa)	Mode	a_{crit}	a_{ult}	λ	Φ	χ	Check
1	2.5	0.08	0.608	240.43	1-out of plane	22.4	1.393	0.248	0.542	0.975	1.23
	1.8	0.06	0.328	152.28	3-in plane	28.3	2.23	0.280	0.558	0.959	1.945
2	2.5	0.06	0.459	288.4	1-out of plane	19.9	1.161	0.241	0.539	0.978	1.033
	1.8	0.04	0.221	184.34	3-in plane	22.4	1.817	0.284	0.561	0.957	1.581
3	2.4	0.06	0.441	301.96	4-out of plane	18.4	1.109	0.245	0.541	0.977	0.985
	1.6	0.04	0.196	216.84	1-in plane	16.7	1.544	0.303	0.571	0.947	1.330
4	2.3	0.065	0.4563	316.05	1-out of plane	15.5	1.060	0.260	0.548	0.969	0.933
	1.6	0.04	0.196	222.49	3-in plane	17	1.505	0.297	0.568	0.950	1.300
5	24	0.07	0.512	281.77	3-out of plane	18.3	1.188	0.254	0.545	0.972	1.050
	1.6	0.04	0.196	216.43	1-in plane	16.8	1.547	0.303	0.571	0.947	1.333

Σχήμα 10.10 : Αριστερά, 1^η Ιδιομορφή Λυγισμού-Κρίσιμη Εκτός επιπέδου / Δεξιά, 3^η Ιδιομορφή Λυγισμού-Εντός Επιπέδου

10.5.3 Έλεγχος Ευστάθειας με βάση τον EC

Το κρίσιμο φορτίο λυγισμού σε ελεύθερα τόξα για εκτός του επιπέδου λυγισμό δίνεται από

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta l}\right)^2 EI_z$$

όπου:

- N_{cr} σχετίζεται με τη δράση στις στηρίξεις
- l είναι η προβολή μήκους του τόξου
- EI_z είναι η εκτός του επιπέδου δυσκαμψία του τόξου:
- β είναι ο συντελεστής μήκους λυγισμού

Σε ελεύθερα τόξα, όπως στον υπό μελέτη φορέα ο συντελεστής β λαμβάνεται ίσος με $\beta = \beta_1 \beta_2$ όπου το β_1 λαμβάνεται από τον πίνακα D.6 και το β_2 από τον πίνακα D.7 του EN 1993-2

Πίνακας 10.2 : Τιμές β_1

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						
$I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86	

Για I_z σταθερό και $\frac{f}{L} = \frac{54}{108.46} \approx 0.50 \rightarrow \beta_1 = 1.27$

Πίνακας 10.3 : Τιμές β_2

Φόρτιση	β_2	Σχόλια
συντηρητική (το κατάστρωμα στερεώνεται στο άνω μέρος του τόξου)	1	<p> q συνολικό φορτίο q_H φορτίο από αναρτήρες q_{St} φορτίο από ορθοστάτες </p>
με αναρτήρες	$1 - 0,35 \frac{q_H}{q}$	
με ορθοστάτες	$1 - 0,45 \frac{q_{St}}{q}$	

Γίνεται η παραδοχή ότι το φορτίο που παραλαμβάνουν οι αναρτήρες ισούται με το 80% του συνολικού, συνεπώς ο λόγος $\frac{q_H}{q} = 0.80$. Έτσι, προκύπτει

$$\beta_2 = 1 - 0.35 \frac{q_H}{q} = 1 - 0.35 \times 0.8 = 0.9144$$

Τελικά, $\beta = \beta_1 \times \beta_2 = 1.27 \times 0.9144 = 1.161 \Rightarrow \beta = 1.161$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta l}\right)^2 EI_z = \left(\frac{\pi}{1.161 \times 108.6}\right)^2 210,000,000 \times 0.200206 = 93682.24 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{crit}}} = \sqrt{\frac{0.608 \times 335,000}{93682.24}} = 1.47$$

Καμπύλη λυγισμού c με συντελεστή $\alpha=0.49$

$$\Phi = 0.5 \times [1 + a \times (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] = 1.899$$

$$\bar{\chi} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.32$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 57201.8 \text{ kN} > N_{Ed}$$

Το μέλος είναι ευσταθές.

Στο σημείο αυτό, φαίνεται ότι οι δύο μέθοδοι αποκλίνουν σημαντικά. Απο τη μια, η LBA δίνει ένα μειωτικό συντελεστή ίσο με $\chi=0.97$ ενώ παράλληλα, ο EN δίνει εντελώς διαφορετικό αριθμό ίσο με 0.32. Τα δύο αποτελέσματα σαφώς δεν έχουν καμία σχέση και αυτό ίσως να οφείλεται στο γεγονός ότι ο Ευρωκώδικας αναφέρεται σε μεμονωμένα τόξα, ενώ η LBA στο αναλυτικό μοντέλο λαμβάνει υπόψη και το δευτερεύον μέλος, ενώ παράλληλα έχουν γίνει και παραδοχές σχετικά με τους συντελεστές β , αφού τα σχετικά μεγέθη f/L δεν καλύπτονται από τον κανονισμό.

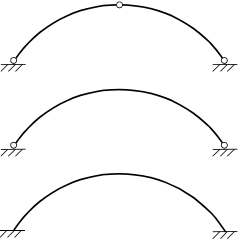
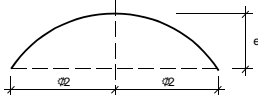
10.6 Ανάλυση 2^{ης} Τάξης

10.6.1 Γενικά

Όπως προκύπτει από την ανάλυση 1^{ης} τάξης, τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη στην καθολική ανάλυση. Ωστόσο, διερευνάται σε τι ποσοστό παρατηρείται η διαφορά σε όρους τάσεων και εντατικών μεγεθών των κρίσιμων διατομών ελέγχου.

Αρχικά, σύμφωνα με το *Παράρτημα D του EN 1993-2* και πιο συγκεκριμένα, από τον Πίνακα D.9 υπολογίζεται το σχήμα και το εύρος των ατελειών για λυγισμό τόξων εκτός του επιπέδου τους.

Πίνακας 10.4 : Σχήμα και Εύρος Ατελειών για Λυγισμό Τόξων Εκτός Επιπέδου

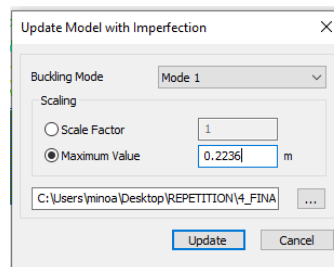
	σχήμα ατελειών (ημιτονοειδές ή παραβολικό)	e ₀ σύμφωνα με την κατηγορία διατομής για καμπύλη λυγισμού				
		a	b	c	d	
		$\ell \leq 20 \text{ m}$	$\frac{\ell}{300}$	$\frac{\ell}{250}$	$\frac{\ell}{200}$	$\frac{\ell}{150}$
		$\ell > 20 \text{ m}$ $\ell_1 = \sqrt{20 \ell [m]}$	$\frac{\ell_1}{300}$	$\frac{\ell_1}{250}$	$\frac{\ell_1}{200}$	$\frac{\ell_1}{150}$

$$\ell = 100 > 20m$$

$$\ell_1 = \sqrt{20 \ell} = \sqrt{20 \times 100} = 44.72m$$

Οπότε, για καμπύλη c προκύπτει

$$e_0 = \frac{\ell_1}{200} = \frac{44.72}{200} = 0.2236m = 223.6 \text{ mm}$$



Οπότε, με βάση το σχήμα της 1^{ης} ιδιομορφής που προέκυψε από την γραμμική ιδιομορφική ανάλυση που αφορά τον εκτός επιπέδου λυγισμό του κύριου τόξου και σε συνδυασμό με την

ατέλεια απο την καμπύλη c που υπολογίζεται, πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση P-Delta με 20 επαναλήψεις. Ο συνδυασμός που επιλέχθηκε είναι αυτός των κατακόρυφων μόνιμων και πρόσθετων μόνιμων και των φορτίων κυκλοφορίων στο μισό του καταστρώματος. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν συνοψίζονται παρακάτω.

Πίνακας 10.5 : Σύγκριση Τάσεων Κύριων Τόξων Μεταξύ 1^{ης} και 2^{ης} Τάξης Ανάλυσης

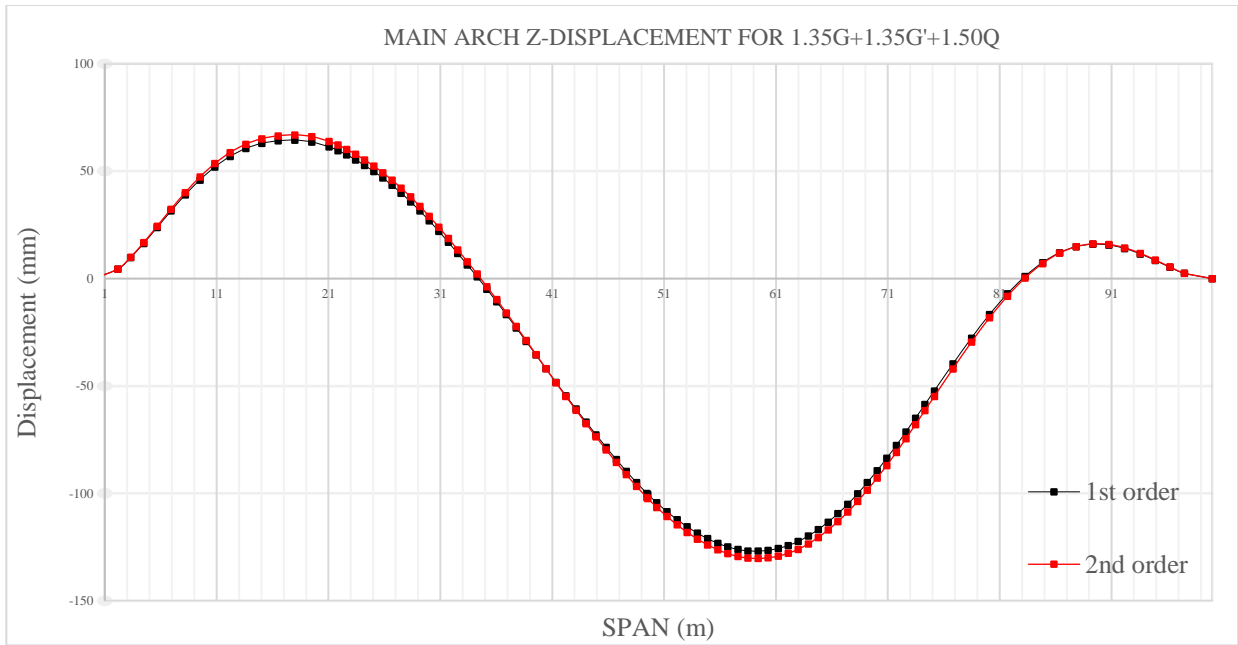
MAIN ARCH			
Stress 1.35(G+G')+1.50Q	1st order analysis [MPa]	P-Delta [MPa]	Deviation
Max Axial	-41.61	-42.34	1.7%
Bending Y	-47.86	54.71	14.3%
Bending Z	-187.75	-189.92	1%

Όπως φαίνεται απο τον **Πίνακας 10.5** τα φαινόμενα P-Delta είναι εντονότερα στην εγκάρσια έννοια και αυτό μεταφράζεται στην αύξηση των τάσεων λόγω κάμψης περί τον άξονα z του στοιχείου, γεγονός λογικό, αφού οι ατέλεις αφορούν την 1^η ιδιομορφή της οποίας το σχήμα φαίνεται και στο **Σχήμα 10.10** αριστερά.

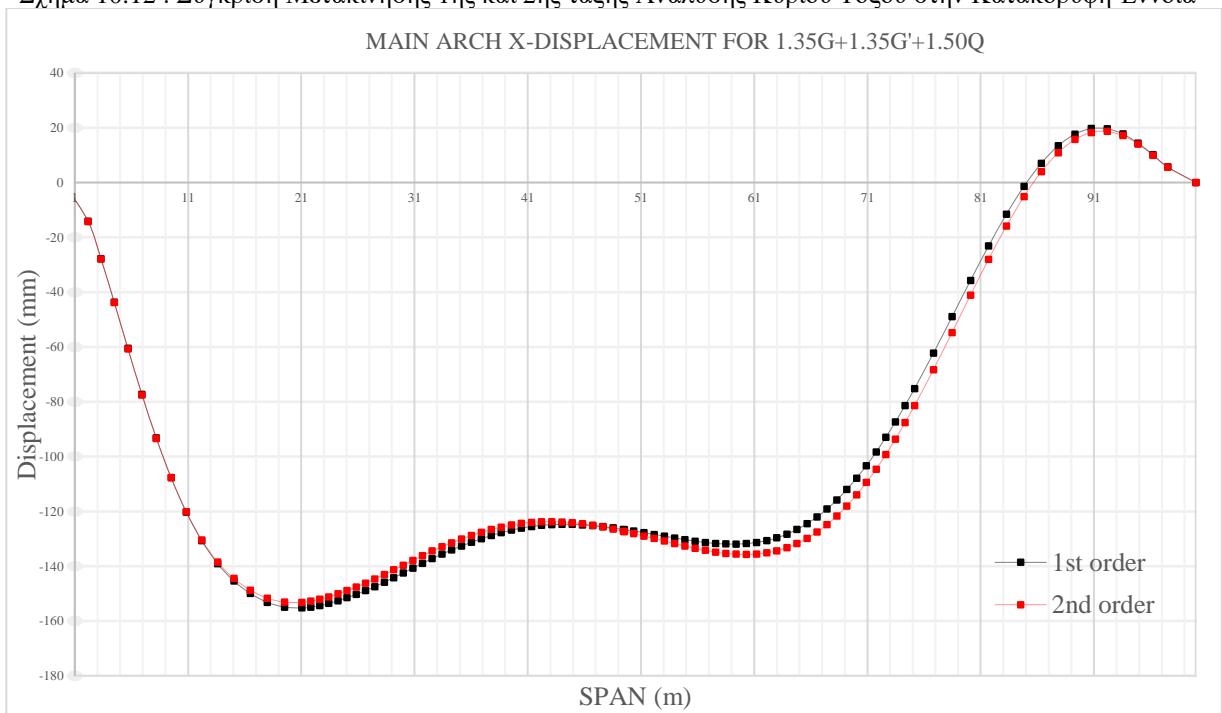
Η διαφορά των τάσεων κατά την κάμψη στον z μεταφράζεται σε μια αύξηση στις ροπές M_z ίση με 1731 kNm, όπου μπροστά στα δρόντα εντατικά δεν θεωρείται σημαντική. Αυτό, επιβεβαιώνεται και απο τον αυξημένο μειωτικό συντελεστή απο την ανάλυση 1^{ης} τάξης, που δείχνει οτι ο φορέας με αυτές τις διατομές δεν είναι λυγηρός.

Οι διαφορές αυτές στις 2 αναλύσεις βάση της πρώτης ιδιομορφής, αποτυπώνονται και σε όρους μετακινήσεων. Όπως φαίνεται απο το **Σχήμα 10.11** έως και το **Σχήμα 10.17** οι μεγαλύτερες αποκλίσεις επισημαίνονται στην εγκάρσια έννοια του φορέα, γεγονός λογικό, αφού η ατέλεια που λαμβάνεται υπόψη, αφορά ιδιομορφή εκτός του επιπέδου των τόξων

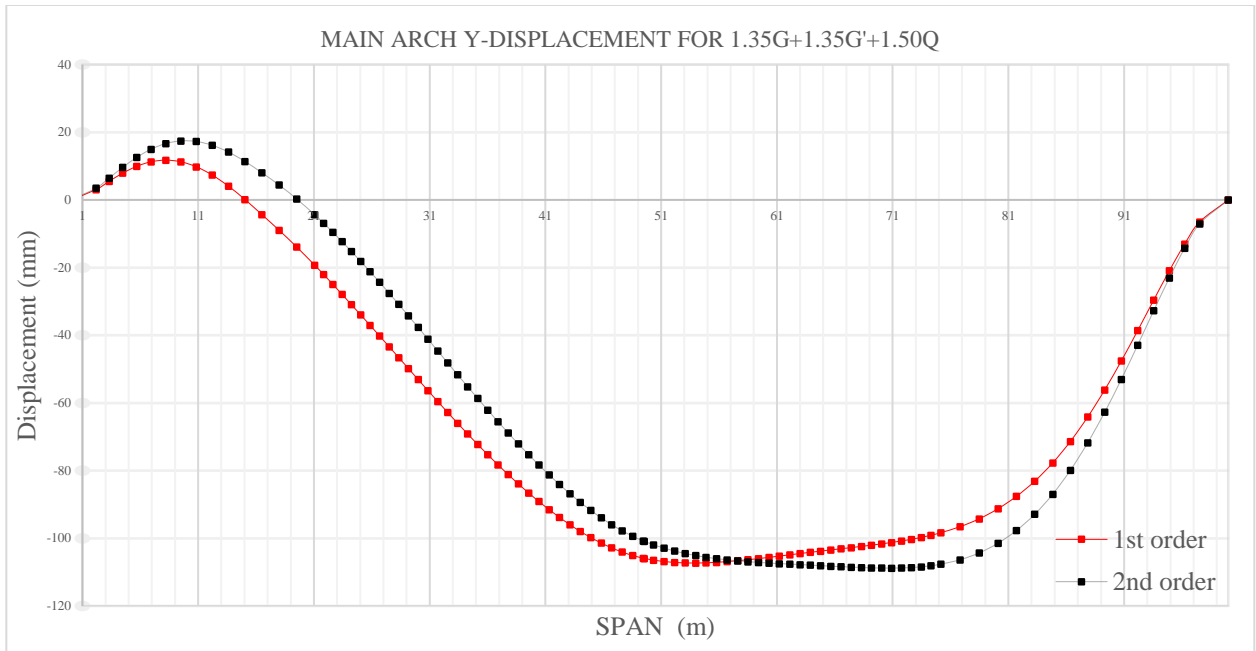
Σχήμα 10.11 : Διάγραμμα Ροπών Τόξου για 1^{ης} και 2^{ης} Τάξης Ανάλυση



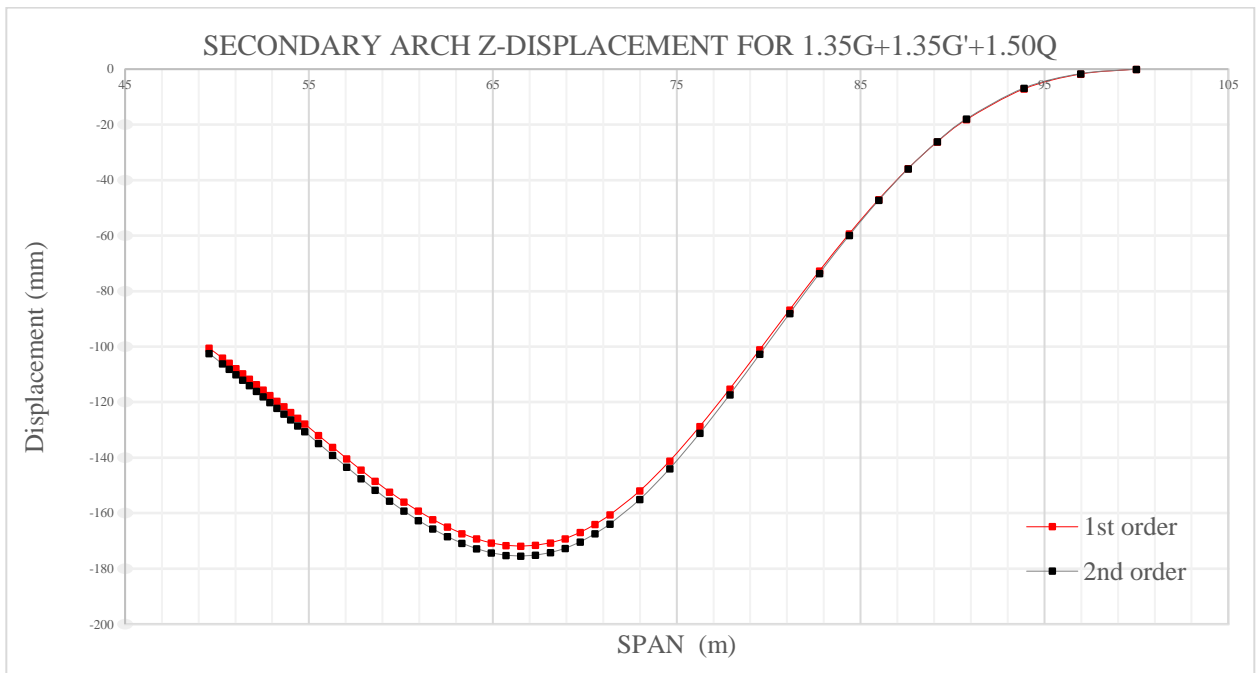
Σχήμα 10.12 : Σύγκριση Μετακίνησης 1ης και 2ης τάξης Ανάλυσης Κύριου Τόξου στην Κατακόρυφη Έννοια



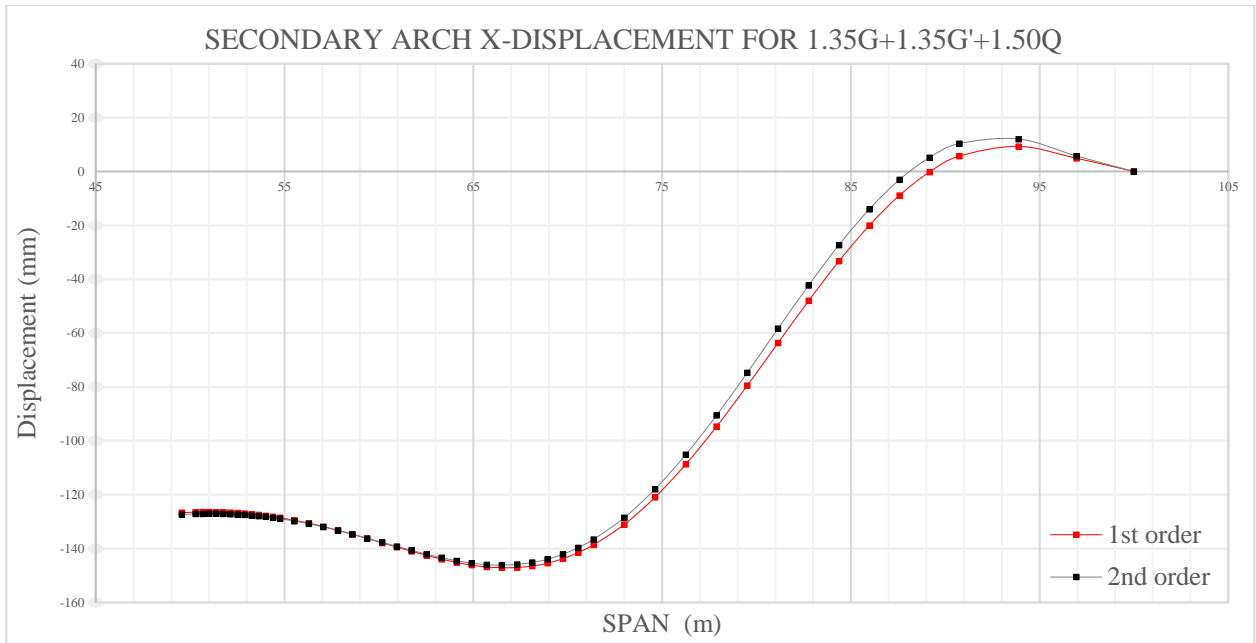
Σχήμα 10.13 : Σύγκριση Μετακίνησης 1^{ης} και 2^{ης} Τάξης Ανάλυσης Κύριου Τόξου στην Διαμήκη Έννοια



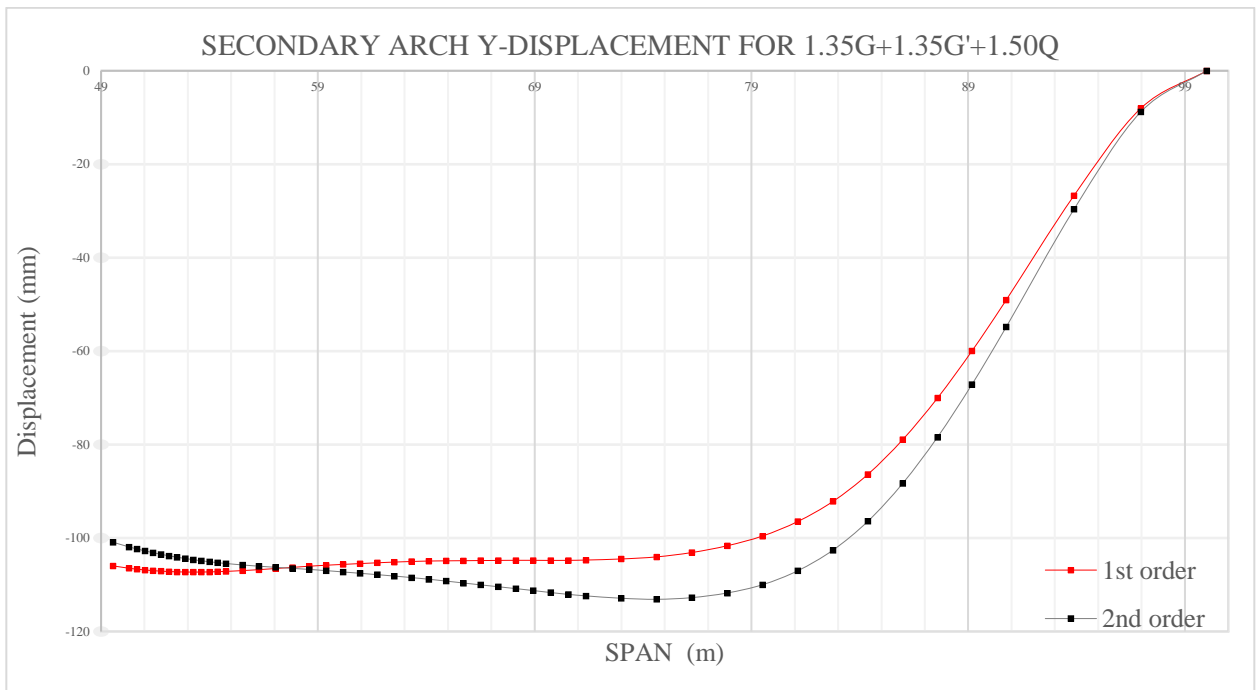
Σχήμα 10.14 : Σύγκριση Μετακίνησης 1^{ης} και 2^{ης} Τάξης Ανάλυσης Κύριου Τόξου στην Εγκάρσια Έννοια



Σχήμα 10.15 : Σύγκριση Μετακίνησης 1^{ης} και 2^{ης} τάξης Ανάλυσης Δευτερεύοντος Μέλους στην Κατακόρυφη Έννοια



Σχήμα 10.16 : Σχήμα 1.14 : Σύγκριση Μετακίνησης 1^{ης} και 2^{ης} Τάξης Ανάλυσης Δευτερεύοντος Μέλους στην Διαμήκη Έννοια



Σχήμα 10.17 : Σύγκριση Μετακίνησης 1^{ης} και 2^{ης} Τάξης Ανάλυσης Δευτερεύοντος Μέλους στην Εγκάρσια Έννοια

Απο τα παραπάνω διαγράμματα η μεγαλύτερη απόκλιση στις μετακινήσεις παρατηρείται στο δευτερεύον καμπύλο μέλος κατά την εγκάρσια έννοια, δηλαδή εκτός του επιπέδου του. Συμπέρασμα αρκετά λογικό και ίσως αναμενόμενο, αφού το μέλος είναι ήδη υπό κατασκευαστική κλίση εκτός του επιπέδου του αφήνοντας το ίδιο βάρος του στο κύριο τόξο.

10.7 Προπαραμόρφωση Τόξου (Pre-Camber)

Σημειώνεται ότι εξαιτίας της προέντασης, όπως νοείται, τα τόξα τείνουν να αποκτήσουν μια επιπρόσθετη κατακόρυφη μετακίνηση, πέραν από αυτή του ίδιου βάρους τους και της ανάρτησης των υπόλοιπων φορτίων του καταστρώματος. Στη μελέτη εφαρμογής, πρέπει να αναγράφεται πόση είναι αυτή η επιπρόσθετη παραμόρφωση ώστε κατά την κατασκευή του τόξου να υλοποιηθεί σε ένα ύψος όσο το αρχικό του σύν αυτή την επιπλέον μετακίνηση. Έτσι τελικά, κατά την επιβολή των τελικών φορτίων να παραμορφωθεί και να καταλήξει σε ένα σταθερό ύψος με το οποίο έχει γίνει η μελέτη.

Στην παρούσα μελέτη λοιπόν, για τον δυσμενέστερο συνδυασμό στη φάση λειτουργίας της γέφυρας, τα τοξωτά μέλη βυθίζονται περί τα 20cm. Συνεπώς, στον φορέα δίνεται μια προπαραμόρφωση της τάξης των 25cm

10.8 Συμπέρασμα

Απο την γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού, προέκυψε ένα $\alpha_{crit}=22$ και ένας μειωτικός συντελεστής ιδιαίτερα αυξημένος, γεγονός που υποδεικνύει την πολύ καλή συμπεριφορά του τόξου έναντι λυγισμού. Αυτό άλλωστε επισημαίνεται και στην ανάλυση 2^{ης} τάξεως, όπου οι διαφοροποιήσεις των τάσεων δεν είναι σημαντικές, με μεγαλύτερη την αύξηση των τάσεων λόγω κάμψης εκτός του επιπέδου του τόξου, γεγονός λογικό αφού η 1^η ιδιομορφή μαρτυρά την ευσαισθησία εκτός του επιπέδου του. Έτσι, το να χαθεί ένας μειωτικός συντελεστής 0.97 και να αυξηθεί η ροπή κατά z κατά 2000 kNm είναι δύο καταστάσεις ισοδύναμες και αποδεκτές.

Ωστόσο, στη διερεύνηση της LBA με τον EN παρατηρήθηκαν πολύ σημαντικές διαφορές στα αποτελέσματα, γεγονός που υποδεικνύει ότι η LBA στο αναλυτικό μοντέλο, λαμβάνει υπόψη και το δευτερεύον μέλος με τις πραγματικές συνθήκες καθώς και τους επικλινείς αναρτήρες. Αντίθετα, το παράρτημα D του EN1993-2 αφορά πολύ συγκεκριμένες γεωμετρίες και διαστάσεις περιορίζοντας έτσι την χρήση της μεθόδου για διάφορα τόξα, όπως και στη συγκεκριμένη μελέτη όπου μεταφράζεται σε πολύ μεγάλες αποκλίσεις. Συνεπώς, σε τέτοιες γεωμετρίες είναι καλή τακτική να διερευνάται η συμπεριφορά με βάση τις εκάστοτε παραμέτρους, επιβεβαιώνοντας έτσι την ασφαλή διαστασιολόγηση των εκάστοτε μελών.

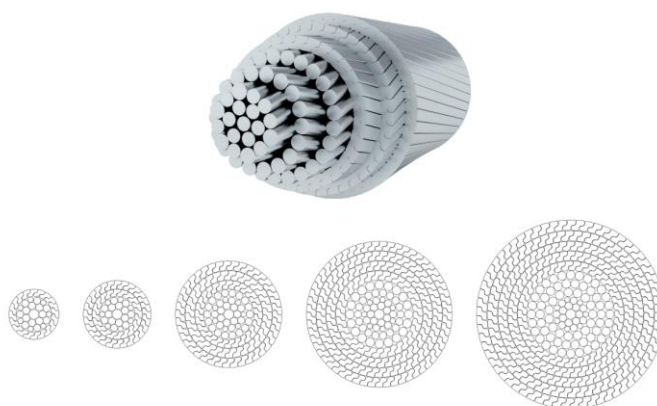
11 Διαστασιολόγηση Αναρτήρων

11.1 Γενικά

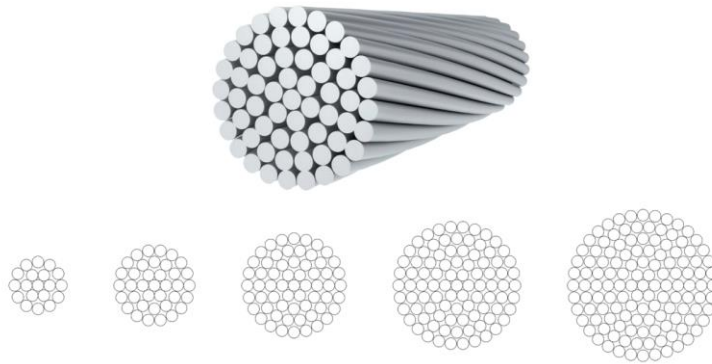
Τα καλώδια, είναι καθαρά εφελκόμενα ραβδωτά στοιχεία, που δουλεύουν αποκλειστικά, σε μονοαξονικό εφελκυσμό. Χαρακτηρίζονται απο υψηλή εφελκυστική αξονική δυσκαμψία, ενώ οι υπόλοιπες δυσκαμψίες (καμπτική, στρεπτική, διατμητική) θεωρούνται τόσο μικρές ώστε να αγνοούνται στην ανάλυση.

Ένα δομικό καλώδιο αποτελείται απο έναν μεγάλο αριθμό συρμάτων (κλώνων), διατεταγμένα το ένα δίπλα στο άλλο, που τρέχουν κατά μήκος του στοιχείου. Υπάρχουν δύο γενικότερες διατάξεις των καλωδίων, αυτή όπου οι κλώνοι (σύρματα) είναι ευθύγραμμοι και τρέχουν παράλληλα στο μήκος του καλωδίου (*Μέθοδος Παράλληλων Κλώνων*) και η δεύτερη, όπου οι κλώνοι είναι ελαφρώς στριμμένοι μεταξύ τους, ελικοειδώς. Κατασκευαστικά και τεχνολογικά, η περιέλιξη αυτή είναι ευκολότερη, οπότε και πιο συνηθισμένη, στατικά όμως είναι λίγο χειρότερη. Η διεύθυνση της εφελκυστικής δύναμης του καλωδίου είναι παράλληλη με τον τοπικό άξονα του, ωστόσο, επειδή κάθε συρματάκι είναι υπό κάποια γωνία στριμμένο ως προς τον συνολικό άξονα του στοιχείου, με ελικοειδή μορφή, η δύναμη που αναπτύσσει κάθε κλώνος είναι υπό κάποια γωνία, συνεπώς δεν αξιοποιείται πλήρως η δυσκαμψία και η αντοχή του κάθε τέτοιου σύρματος. Ένα μέρος της αντοχής της εφελκυστικής δύναμης του κάθε σύρματος, η μεγάλη συνιστώσα, είναι συγγραμική με την συνολική δύναμη του καλωδίου, οπότε και συμβάλλει άμεσα στην αντοχή-δυσκαμψία αυτού. Ωστόσο, υπάρχει και η εγκάρσια συνιστώσα, όπου πάει “χαμένη” αφού οι συνιστώσες αυτές συνήθως αλληλοεξουδετερώνονται μεταξύ των συρμάτων.

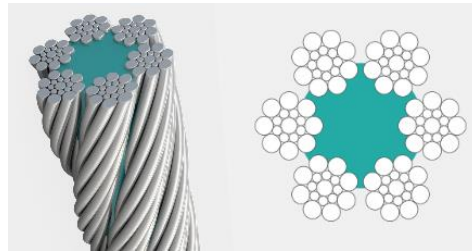
Τελικά όμως, εξαιτίας των σύγχρονων στατικών απαιτήσεων για την γεφύρωση σημαντικών ανοιγμάτων, ακόμα και αυτό το μικρό ποσοστό που χάνεται απο την ελικοειδή περιέλιξη, της τάξης του 10~20%, είναι αναγκαίο. Έτσι, τα τελευταία χρόνια αναπτύχθηκε η μέθοδος των παράλληλων κλώνων όπου τα συρματάκια είναι ευθύγραμμοι και παράλληλα μεταξύ τους και αξιοποιείται το 100% της ωφέλιμης δυσκαμψίας των κλώνων.



Σχήμα 11.1 : Full locked coil ropes



Σχήμα 11.2 : Spiral strand rope



Σχήμα 11.3 : Strand rope

11.2 Στατική Συμπεριφορά Αναρτήρα

11.2.1 Καλώδια Επιβαλλόμενα σε Εγκάρσια Φορτία

Όπως αναφέρεται και στα πιο κάτω υποκεφάλαια, το παρόν κεφάλαιο περιγράφει τη συμπεριφορά καλωδίων μόνο υπό εγκάρσια φορτία. Για παράδειγμα, οι τένοντες που χρησιμοποιούνται στους ανελκυστήρες υποβάλλονται σε φορτία παράλληλα με τον άξονά τους, ενεργοποιώντας άμεσα την εφελκυστική αξονική τους δυσκαμψία ενώ το στοιχείο δεν έχει ανάγκη να παραμορφωθεί για να αντισταθεί, αντιστέκεται απο την αρχή έτσι και αλλιώς. Για αυτό, όταν εισέρχεται κάποιος σε έναν ανελκυστήρα, δεν νιώθει κάποια μεγάλη βύθιση, αφού τα καλώδια ενεργοποιούν ακαριαία την μέγιστη ωφέλιμη δυσκαμψία τους και αντιστέκονται. Συνεπώς, οι παραμορφώσεις δεν είναι έντονες και δεν υπάρχει καμία μη γραμμικότητα στη συμπεριφορά τους.

Οπότε, απο το σημείο αυτό μέχρι και το τέλος του κεφαλαίου, οποιαδήποτε συμπεριφορά αναφέρεται και περιγράφεται, αφορά τα καλώδια υπό εγκάρσια φορτία.

11.2.2 Μη Γραμμικότητα Υλικού

Κανένα υλικό ενός δομικού στοιχείου δεν είναι πλήρως γραμμικό, δεν συμπεριφέρεται δηλαδή ελαστικά, αλλά εξαρτάται απο το πόσο πολύ το φορτίζουμε. Αυτό που ακολουθείται στην στατική επίλυση ενός φορέα, με διατομές απο κλασικές ποιότητες χάλυβα (*S275, S355 κλπ*), είναι να αξιοποιούμε τις διατομές με κριτήριο τάσεων (*VonMises, Tresca*) μέχρι και το όριο διαρροής του, δηλαδή στην ελαστική περιοχή. Έτσι, απλοποιητικά το υλικό θεωρείται γραμμικό. Ακόμα και στα καλώδια, όπου είναι εύκαμπτα δομικά στοιχεία, με τους απαραίτητους συντελεστές υλικών, σχεδιάζονται με όριο διαρροής μικρότερο απο το πραγματικό, για να αποφευχθεί η μη γραμμικότητα υλικού.

Συνολικά, για να μπορέσουμε να πούμε οτι ένα στοιχείο έχει μη γραμμική συμπεριφορά, πρέπει τουλάχιστον ένα απο τα δύο, είτε το υλικό είτε η γεωμετρία να είναι μη γραμμική. Αντίθετα, οι συνθήκες γραμμικότητας που εξασφαλίζουν γραμμική συμπεριφορά του στοιχείου πρέπει να ισχύουν ταυτόχρονα τόσο στο υλικό όσο και στη γεωμετρία. Εάν ένα απο τα δύο παραβιαστεί, αυτομάτως έχουμε να κάνουμε με μη γραμμικότητα.

11.2.3 Γεωμετρική Μη Γραμμικότητα

Ένα βασικό χαρακτηριστικό του τρόπου συμπεριφοράς του καλωδίου είναι οτι προσαρμόζει το παραμορφωμένο του σχήμα στα ασκούμενα φορτία. Προσαρμόζει δηλαδή, το σχήμα του στις θέσεις επιβολής των εγκάρσιων φορτίων. Επιπλέον, μπορεί να δεχθεί μεγάλες εγκάρσιες παραμορφώσεις, οπότε και το μέγεθος της παραμόρφωσης προσαρμόζεται στα ασκούμενα φορτία.

Ωστόσο, όταν η παραμορφωμένη γεωμετρία διαφέρει έντονα απο την απαραμόρφωτη, τότε οι κλασικές μέθοδοι στατικής ανάλυσης, μέθοδος παραμορφώσεων και μέθοδος δυνάμεων, παύουν να ισχύουν. Αυτό σημαίνει οτι παύει να ισχύει η αρχή της επαλληλίας και η σχέση δύναμης-παραμόρφωσης είναι γεωμετρικώς μη γραμμική, όπου όσο περισσότερο φορτίζουμε το στοιχείο τόσο πιο δυνατά αντιστέκεται. Γενικά, όλοι οι φορείς παραμορφώνονται, οι εύκαμπτοι όμως περισσότερο. Στην πράξη, για να αυξήσουμε την δυσκαμψία και την αντοχή των καλωδίων, τα προεντείνουμε.

Συνολικά, ένας αναρτήρας καλό είναι να μην έχει μεγάλη κλίση που να πλησιάζει την οριζόντιο. Αυτό διότι, καλείται να παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία και να τα μεταφέρει μέσω εφελκυσμού στους πυλώνες ή τόξα και απο εκεί στα θεμέλια, μέσω της κατακόρυφης συνιστώσας της εφελκυστικής δύναμης. Όσο ο αναρτήρας οριζοντιώνεται, μικραίνει το ποσοστό της εφελκυστικής δύναμης που δουλεύει προς παραλαβή των φορτίων και μεγαλώνει η συνιστώσα της εφελκυστικής δύναμης που χάνεται. Επίσης, η συνιστώσα αυτή εισάγει και θλίψη στο κατάστρωμα, δηλαδή οδηγεί σε λυγισμό των μελών.

Συνολικά, επιδιώκουμε να σχεδιάζουμε τα καλώδια όσο πιο κοντά στην διεύθυνση των φορτίων που καλούνται να παραλάβουν. Επίσης, δεν μας ενδιαφέρει τόσο η μη γραμμικότητα υλικού, αφού με συντελεστές υλικών τα κρατάμε στο όριο διαρροής τους. Άλλωστε, η μη γραμμικότητα υλικού οδηγεί σε μείωση της δυσκαμψίας με την αύξηση του φορτίου, οπότε το **Σχήμα 11.4** θα είχε τα κοίλα προς τα κάτω.



Σχήμα 11.4 : Γραμμική συμπεριφορά δοκού και γεωμετρικώς μη γραμμική συμπεριφορά εγκάρσιως φορτιζόμενου καλωδίου

11.2.4 Δυσκαμψία Αυξανόμενη με το Φορτίο

Όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 11.4** η δυσκαμψία, δηλαδή η κλίση του διαγράμματος αυξάνεται όσο αυξάνεται το εφελκυστικό φορτίο. Η εφελκυστική δύναμη που αναπτύσσει το καλώδιο για να αντισταθεί στα εξωτερικά φορτία αναλύεται σε 2 συνιστώσες, μια παράλληλη στα φορτία και μια κάθετη σε αυτά. Αυτή που είναι παράλληλη χαρακτηρίζεται ως ωφέλιμη, επειδή ενεργοποιεί άμεσα την αξονική δυσκαμψία του στοιχείου, ενώ η άλλη ουδέτερη έως και βλαβερή.

Όσο το καλώδιο φορτίζεται και παραμορφώνεται, όλο και μεγαλύτερο ποσοστό της αναπτυσσόμενης δύναμης μετατρέπεται σε ωφέλιμη συνιστώσα και όλο και μικρότερο μέρος αυτής γίνεται ουδέτερη συνιστώσα, με αποτέλεσμα σε κάθε βήμα το στοιχείο να γίνεται όλο και πιο δύσκαμπτο. Εάν αμεληθεί η γεωμετρική μη γραμμικότητα στο προσομοίωμα, η δυσκαμψία λαμβάνεται σταθερή για την αύξηση του φορτίου, το οποίο για φορείς με όχι έντονη γεωμετρική μη γραμμικότητα μπορεί να είναι αποδεκτό αφού το σφάλμα είναι μικρό. Αντίθετα σε έντονα γεωμετρικώς μη γραμμικούς, πρέπει να ληφθεί υπ' όψη και το λογισμικό υπολογίζει την δυσκαμψία λαμβάνοντας υπ' όψη σε κάθε βήμα και την καινούρια παραμορφωμένη εικόνα του φορέα.

Τελικά, στους καλωδιωτούς φορείς, η γεωμετρική μη γραμμικότητα είναι ευεργετική.

11.2.5 Χαλάρωση Καλωδίου

Μια εξίσου σημαντική παράμετρος που πρέπει να λαμβάνεται στον σχεδιασμό είναι να μην επιτραπεί η χαλάρωση των καλωδίων κατά τη φάση λειτουργία της γέφυρας. Εάν ένα καλώδιο χαλαρώσει, μηδενίζεται η εφελκυστική αντοχή του και προσπαθεί να θλιβεί, χωρίς όμως κάποιο αποτέλεσμα αφού η θλιπτική αξονική του δυσκαμψία είναι σχεδόν μηδενική και πλέον δεν χαρακτηρίζεται ως δομικό στοιχείο.

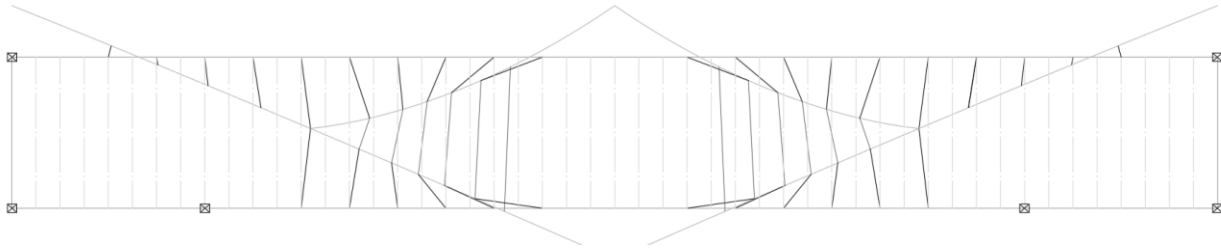
Συνδυαστικά της χαλάρωσης του καλωδίου εμφανίζονται και αβεβαιότητες κόπωσης τοπικά στα σημεία όπου αγκυρώνεται κάθε καλώδιο. Εξαιτίας της δομής των καλωδίων, όπου αποτελούνται από πολλούς κλώνους διατεταγμένους ο ένας δίπλα στον άλλον, όταν επέλθει χαλάρωση, στο σημείο αγκύρωσης του στοιχείου, οι κλώνοι τείνουν να τρίβονται μεταξύ τους και κατ' επέκταση να αστοχήσουν από ολιγοκυκλική κόπωση οι συνδέσεις των καλωδίων.

Ο τρόπος να αποφευχθεί τελικά αυτό, είναι να προεντείνουμε με κατάλληλη αξονική δύναμη κάθε δομικό στοιχείο, σε συνδυασμό με το επιτρεπόμενο φορτίο προέντασης και υλικού που έχει επιλεγεί για την κατασκευή.

11.3 Θέση Αναρτήρων

Στον φορέα που μελετάται, η διάταξη των καλωδίων προκύπτει απο ένα συνδυασμό διαφόρων παραμέτρων που πρέπει να ληφθούν υπόψη ταυτόχρονα ώστε να καταλήξουμε σε ένα επιθυμητό αποτέλεσμα σε όρους λειτουργικότητας και εκμετάλλευσης των υλικών. Αρχικά πρέπει να ικανοποιείται το όριο ελεύθερου ύψους στους πεζοδιαδρόμους, περί τα ελάχιστα 3m, εξαιτίας της λοξότητας του τόξου. Επιπλέον, επιδιώκεται η όσο το δυνατόν πλησιέστερη προς την κατακόρυφο διάταξη των καλωδίων προκειμένου να ενεργοποιείται άμεσα η αξονική τους δυσκαμψία και να αξιοποιούνται στο μέγιστο.

Συνδυαστικά λοιπόν, τελικά προκύπτει η διάταξη που φαίνεται στο σχήμα

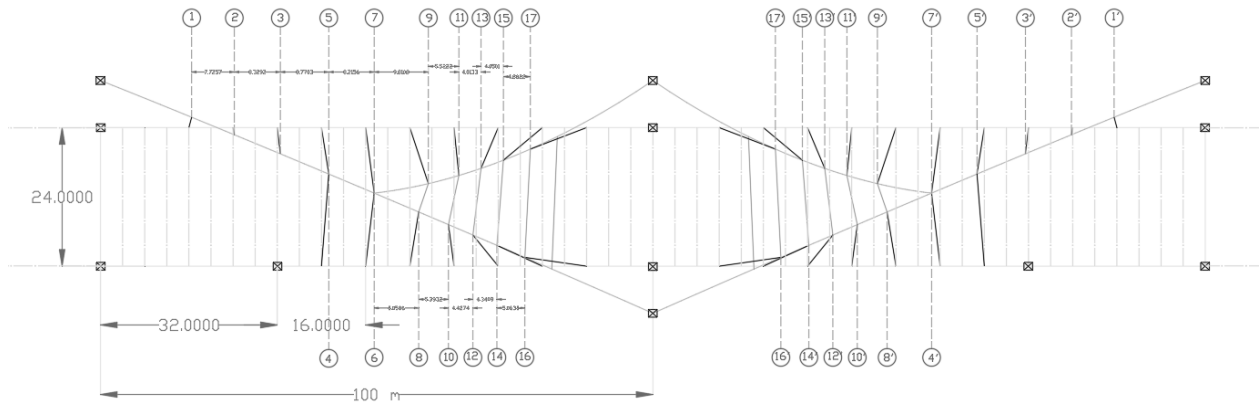


Σχήμα 11.5 : Κάτοψη Φορέα με Έμφαση στη Διάταξη των Καλωδίων



Σχήμα 11.6 : Πλάγια όψη φορέα

Με αυτήν τη διάταξη προκύπτουν 32 καλώδια συνολικά σε όλο τον φορέα και 16 σε κάθε τόξο, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα με τους άξονες που αντιστοιχούν σε κάθε δομικό στοιχείο καλωδίου.



Σχήμα 11.7 : Δομικοί Άξονες Καλωδίων

11.4 Αρχική Προένταση

11.4.1 Γενικά

Η φιλοσοφία της προέντασης των καλωδίων σε μια καλωδιωτή γέφυρα, όπως και στην υπό μελέτη, βασίζεται σε ένα απαιτούμενο αρχικό εφελκυστικό φορτίο με αρχικές συνθήκες τα μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία, προκειμένου να ικανοποιηθούν κάποιοι περιορισμοί που έχουν τεθεί, είτε αυτές είναι μετακινήσεις, ροπές, αντιδράσεις κλπ. Οι 3 βασικότερες μέθοδοι είναι

1. Μέθοδος της συνεχούς δοκού
2. Μέθοδος της περιβάλλουσας ροπών των κυρίων δοκών
3. Unknown Load Factor – Influence Matrix Method

11.4.2 Μέθοδος της Συνεχούς Δοκού

Σύμφωνα με την μέθοδο της συνεχούς δοκού, οι θέσεις των καλωδίων προσομοιώνονται ως ακλόνητες στηρίξεις (κυλίσεις) όπου έτσι, προκύπτει μια δοκός πολλαπλών συνεχών ανοιγμάτων με τις αντιδράσεις των στηρίξεων στον τοπικό άξονα του καλωδίου να μαρτυρούν μια πρώτη προσέγγιση για την αρχική προένταση των καλωδίων.

Λαμβάνοντας υπ' όψη λοιπόν ορισμένα όρια, συνήθως, μετακινήσεων για τα μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία, ακολουθεί επαναληπτική διαδικασία αλλαγής της προέντασης, ελέγχοντας πάντα την αξονική δύναμη που αναπτύσσεται, την μετακίνηση στη λειτουργικότητα καθώς και την αναπτυσσόμενη τάση των καλωδίων. Ωστόσο με αυτόν τον τρόπο, οι αρχικές δυνάμεις προέντασης στον συγκεκριμένο φορέα ίσως είχαν σημαντικές αποκλίσεις αφού τα άκρα

των καλωδίων δεν είναι αγκυρωμένα σε ακλόνητα σημεία αλλά στον ίδιο τον φορέα, ο οποίος έχει περιθώρια μετακίνησης. Για αυτόν τον λόγο λοιπόν και στην παρούσα μελέτη δεν προτιμήθηκε ο τρόπος αυτός.

11.4.3 Unknown Load Factor

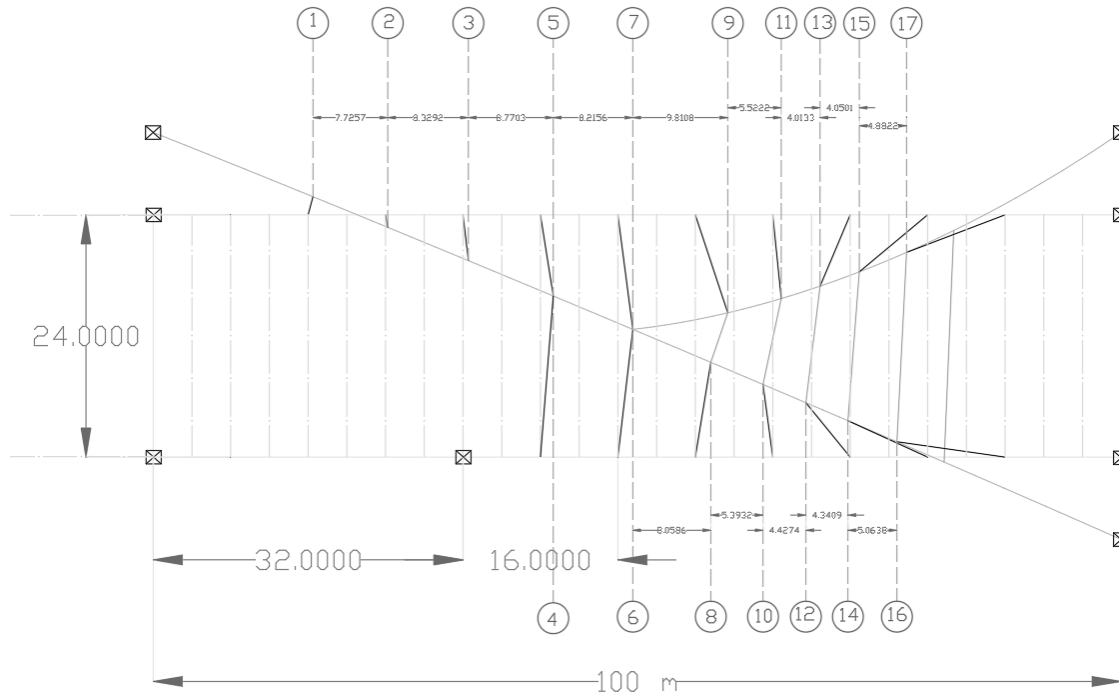
Το λογισμικό MIDAS Civil, παρέχει μια πιο προγραμματισμένη μέθοδο που ονομάζεται “*Unknown Load Factor ή Influence Matrix Method*” χωρίς όμως να θεωρεί τα σημεία αγκύρωσης των καλωδίων ως ακλόνητες στηρίξεις.

Είναι μια επαναληπτική διαδικασία βελτιστοποίησης της δύναμης προέντασης, με βάση κάποιους περιορισμούς (*constraints*) που θέτει ο χρήστης. Σε κάθε επανάληψη το λογισμικό προτείνει μια αρχική δύναμη προέντασης με βάση τον περιορισμό που έχει τεθεί προτείνοντας κάποιους μεγεθυντικούς συντελεστές για μια μοναδιαία επιβαλλόμενη δύναμη προέντασης σε συνδυασμό με τα μόνιμα και πρόσθετα μόνιμα φορτία του φορέα.

Είναι μια επαναληπτική διαδικασία βελτιστοποίησης όπου παράγει ένα μητρώο επιρροής της προέντασης το οποίο υποδεικνύει την επίδραση που έχει μια δύναμη προέντασης για μια συγκεκριμένη γεωμετρία με προεπιλεγμένα *constraints*. Ο τρόπος που λειτουργεί το μητρώο αυτό προσεγγίζει αρκετά την φιλοσοφία των γραμμών επιρροής μια δοκού.

11.5 Διάταξη

Η μεθοδολογία που επιλέχθηκε στη συγκεκριμένη μελέτη είναι αυτή του Unknown Load Factor. Οι πιο βασικές παράμετροι που οδήγησαν στην διάταξη των καλωδίων στο χώρο είναι δύο, μεταξύ άλλων. Η προσέγγιση όσο το δυνατόν περισσότερο της κατακόρυφου για την άμεση ενεργοποίηση της αξονικής τους δυσκαμψίας και ο περιορισμός του ελεύθερου ύψους περί τα ελάχιστα 3m στο πεζοδρόμιο. Επίσης, οι αποστάσεις των καλωδίων κατά τη διαμήκη έννοια τίθενται ανά κάθε δεύτερη διαδοκίδα, δηλαδή ανά 8m. Έτσι, σε συνδυασμό και με τον συνολικό περιορισμό της μη κανονικής γεωμετρίας του φορέα προέκυψε η ακόλουθη διάταξη

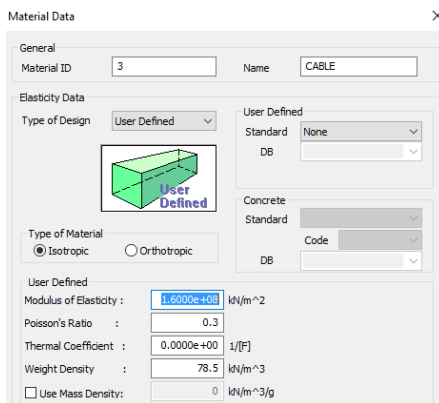


Σχήμα 11.8 : Φορέας σε Κάτοψη / Γεωμετρικοί Άξονες Καλωδίων

11.6 Προσομοίωση στο MIDAS Civil

11.6.1 Ιδιότητες Υλικού

Για διατομές καλωδίων τύπου full locked coil, σύμφωνα με τον EN, το μέτρο ελαστικότητας συνήθως είναι ίσο με 160 GPa ενώ το ειδικό βάρος του λαμβάνεται ίσο με $78.5 \frac{kN}{m^3}$. Ωστόσο τα χαρακτηριστικά αυτά παρέχονται και απο τον κατασκευαστή. Έτσι και στο λογισμικό δημιουργήθηκε νέο υλικό με τα χαρακτηριστικά που αναφέρονται.



E_{cable}	160000	MPa
G	81000	MPa
ν	0.3	
γ	78.5	kN/m^3
ρ	7850	kg/m^3
f_y	1300	MPa
f_u	1570	MPa
γ_R	1	

Σχήμα 11.9 : Παράμετροι Καλωδίων

11.6.2 Ιδιότητες Στοιχείων

Η συνήθης διαδικασία για την προσομοίωση των καλωδίων είναι ως αξονικά ραβδωτά στοιχεία, truss elements με την ελαστική αξονική τους δυσκαμψία ίση με $\frac{EA}{L}$.

Στο συγκεκριμένο λογισμικό, υφίστανται επιπλέον τα Equivalent Truss Elements ή Tension only Truss Elements και τα Tension only Cable Elements.

$$\text{Equivalent Truss} \rightarrow \text{Tension Only Truss}$$

Ο συγκεκριμένος τύπος στοιχείου, όπως και το Truss element επιτρέπει μόνο αξονική ένταση, ωστόσο λαμβάνει υπόψη του και μειωμένη αξονική δυσκαμψία εξαιτίας της χαλάρωσης του καλωδίου (sagging effect) ως,

$$K_{comb} = \frac{1}{\frac{1}{K_{elastic}} + \frac{1}{K_{sag}}} = \frac{1}{\frac{1}{\frac{EA}{L}} + \frac{1}{\frac{12T^3}{w^2 L_h^3}}} = \frac{EA}{L \left[1 + \frac{w^2 L_h^2 EA}{12T^3} \right]}$$

όπου:

- E Μέτρο ελαστικότητας
- L Μήκος του καλωδίου
- T Εφελκυστική δύναμη
- A Εμβαδό διατομής καλωδίου
- w Βάρος καλωδίου ανά μονάδα μήκους (/m)
- L_h Οριζόντια προβολή μήκους καλωδίου

Elastic Catenary Cable Element

Αυτός ο τύπος στοιχείου είναι ο πιο ακριβής για την προσομοίωση καλωδίων. Λαμβάνει υπόψη την επιρροή της χαλάρωσης του καλωδίου (*sagging effect*) καθώς επίσης και για Large Displacement αναλύσεις, υπολογίζει σε κάθε βήμα του φορτίου την γωνιακή δυσκαμψία του στοιχείου που βασίζεται στη μη γραμμική ανάλυση που πραγματοποιείται.

Στο σημείο αυτό τονίζεται, ότι για Linear Analysis του λογισμικού, το συγκεκριμένο στοιχείο μετατρέπεται σε Equivalent tension only truss element λαμβάνοντας έτσι υπόψη την επιρροή της χαλάρωσης του καλωδίου (*sagging effect*).

11.6.3 Διατομή Καλωδίου

Ύστερα από αρκετές δοκιμές, ως διατομή καλωδίου επιλέγεται full locked coil τύπος, με ονομασία VVS120 από την εταιρία PFEIFER. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά της διατομής φαίνονται στον πίνακα

Πίνακας 11.1 : Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά απο Κατασκευαστή

Diameter	D	0.11	m
Sectional Area	A,p	55.67	cm ²
Weight	G	69.7	kg/m
Surface area per unit length	A _m	8460	/mm ²
Characteristic breaking load (according to DIN 18800)	F _{u,k}	12200	kN
Limit tension (according to DIN 18800)	F _k	7394	kN

11.7 Γραμμική Ανάλυση

11.7.1 Ισοδύναμο Μέτρο Ελαστικότητας

Η γεωμετρική μη γραμμικότητα ενός καλωδίου υπό εγκάρσια φορτία, μπορεί να λαμβάνεται υπόψη με τη χρήση ενός ισοδύναμου μειωμένου μέτρου ελαστικότητας σύμφωνα με τον τύπο του Ernst όπως αναφέρεται και στο §0 όπου

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 \times l_h^2 \times E}{12 \times \sigma^3}}$$

όπου:

- E Θεωρητικό μέτρο ελαστικότητας
- l_h Μήκος οριζόντιας προβολής καλωδίου
- σ Αναπτυσσόμενη τάση καλωδίου για την εξεταζόμενη περίπτωση φόρτισης
- γ Ειδικό βάρος καλωδίου

Επίσης, σύμφωνα με τον EN 1993-3-11 η ελάχιστη τάση που αναπτύσσεται στα καλώδια, πρέπει να είναι χαμηλότερη, από την ελάχιστη απαραίτητη, προκειμένου το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας να μην αποκλίνει πάνω από το 10% του θεωρητικού. Έτσι το απαιτούμενο μέτρο ελαστικότητας λαμβάνεται ίσο με $E_{req} = 90\%E = 144 \text{ GPa}$. Συνεπώς, για αυτό το E_{req} υπολογίζεται η σ_{req} από τον τύπο του Ernst και οι τάσεις των καλωδίων στην λειτουργικότητα ελέγχονται βάση αυτού του ορίου.

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \frac{\gamma^2 \times l_h^2 \times E}{12 \times \sigma_{req}^3}} \Rightarrow 1 + \frac{\gamma^2 \times l_h^2 \times E}{12 \times \sigma_{req}^3} = \frac{E}{E_{eq}} = 1.1111 \Rightarrow \frac{\gamma^2 \times l_h^2 \times E}{12 \times \sigma_{req}^3} = 0.1111 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 12 \times \sigma_{req}^3 = \frac{\gamma^2 \times l_h^2 \times E}{0.1111} \Rightarrow \sigma_{req}^3 = \frac{9 \times \gamma^2 \times l_h^2 \times E}{12} \Rightarrow \sigma_{req} = \sqrt[3]{\frac{9 \times \gamma^2 \times l_h^2 \times E}{12}} \Rightarrow$$

$$\sigma_{req} = \left[\frac{3 \times \gamma^2 \times l_h^2 \times E}{4} \right]^{0.33333}$$

Πίνακας 11.2 : Απαιτούμενη Τάση βάση του τύπου του Ernst

	Lh (m)	σreq (MPa)
CABLE 1	1.903	13.8867104
CABLE 2	1.32	10.88151773
CABLE 3	4.7975	25.72271714
CABLE 4	-	-
CABLE 5	8.5333	37.76169927
CABLE 6	13.1789	50.45369315
CABLE 7	11.9831	47.35359719
CABLE 8	9.8171	41.45997123
CABLE 9	10.6863	43.87243723
CABLE 10	7.5078	34.67224663
CABLE 11	8.7461	38.38690921
CABLE 12	7.2643	33.91845284
CABLE 13	8.1115	36.50684497
CABLE 14	9.1225	39.48051125
CABLE 15	9.3414	40.10958476
CABLE 16	11.3555	45.68542762
CABLE 17	11.0207	44.78297834

Με αυτές τις τάσεις, ελέγχεται η χαλάρωση των καλωδίων στην λειτουργικότητα, όπως αναλύεται στο §11.10.1

11.7.2 Αρχική Προένταση – Περιορισμός Βέλους Καταστρώματος

Τα όρια του κατακόρυφου βέλους σε καταστάσεις λειτουργικότητας λαμβάνονται ανά άνοιγμα και όχι για το συνολικό μήκος της γέφυρας προφανώς. Ο Ευρωπαϊκός κανονισμός, δεν προδιαγράφει οριακές τιμές κατακόρυφων βελών για τα φορτία κυκλοφορίας, αφού κάθε γέφυρα μπορεί να διαφέρει σημαντικά. Συνεπώς, τα όρια που λήφθηκαν υπ'όψη στη συγκεκριμένη μελέτη σχετίζονται με τα επιμέρους βέλη των μεμονωμένων φορτίσεων σε συνδυασμό με τον Αμερικάνικο κανονισμό, που προβλέπει ότι τα βέλη λόγω φορτίων κυκλοφορίας, προσαυξημένα με τον δυναμικό συντελεστή, πρέπει να είναι μικρότερα από το $\frac{L}{1000}$.

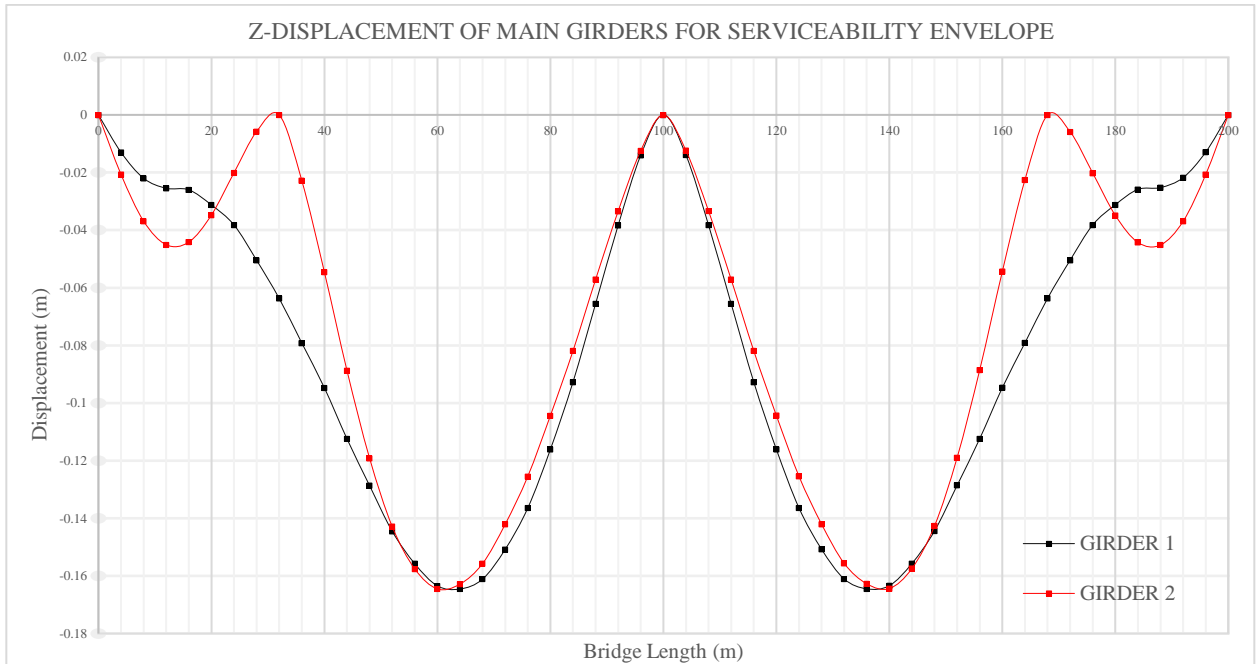
Συνολικά, σκοπός είναι να περιοριστεί το βέλος στο κατάστρωμα προεντείνοντας κατάλληλα, ώστε με την επιβολή και των φορτίων κυκλοφορίας το να βυθίζεται στα επιτρεπόμενα όρια για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς στη λειτουργικότητα.

Το βέλος που δημιουργείται στο κατάστρωμα σε ηρεμία χωρίς προένταση, αλλά μόνο λόγω των $1.0 \times G + 1.0 \times G'$ προκύπτει ίσο με 16.241cm. Αντίστοιχα, η κατακόρυφη μετακίνηση του καταστρώματος εξαιτίας των φορτίων κυκλοφορίας ανέρχεται στα 3.0cm.

Έχοντας λοιπόν πρακτικά περιοριστεί η βύθιση με την προένταση για τα $G+G'$ μεθοδικά, (ελέγχοντας παράλληλα και την βύθιση από τα φορτία κυκλοφορίας ως μεμονωμένη φόρτιση)

περίπου στα 4~5cm, προκύπτει η μέγιστη επιτρεπόμενη βύθιση που μπορεί να αναπτυχθεί για τους πιο δυσμενείς συνδυασμούς, ίση με $\frac{L}{1000}$ ανά άνοιγμα, δηλαδή 10cm.

Με βάση τα παραπάνω, πραγματοποιήθηκε επαναληπτική διαδικασία προέντασης με βάση το μητρώο επιρροής ή Unknown Load Factor περιορίζοντας την βύθιση του καταστρώματος για $1.0 \times G + 1.0 \times G' + 1.0P$



Σχήμα 11.10 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κυρίων Δοκών για Περιβάλλουσα Ο.Κ.Λ χωρίς Προένταση

11.7.3 Επαναληπτική Διαδικασία

11.7.3.1 Αρχικοποίηση Μεθόδου

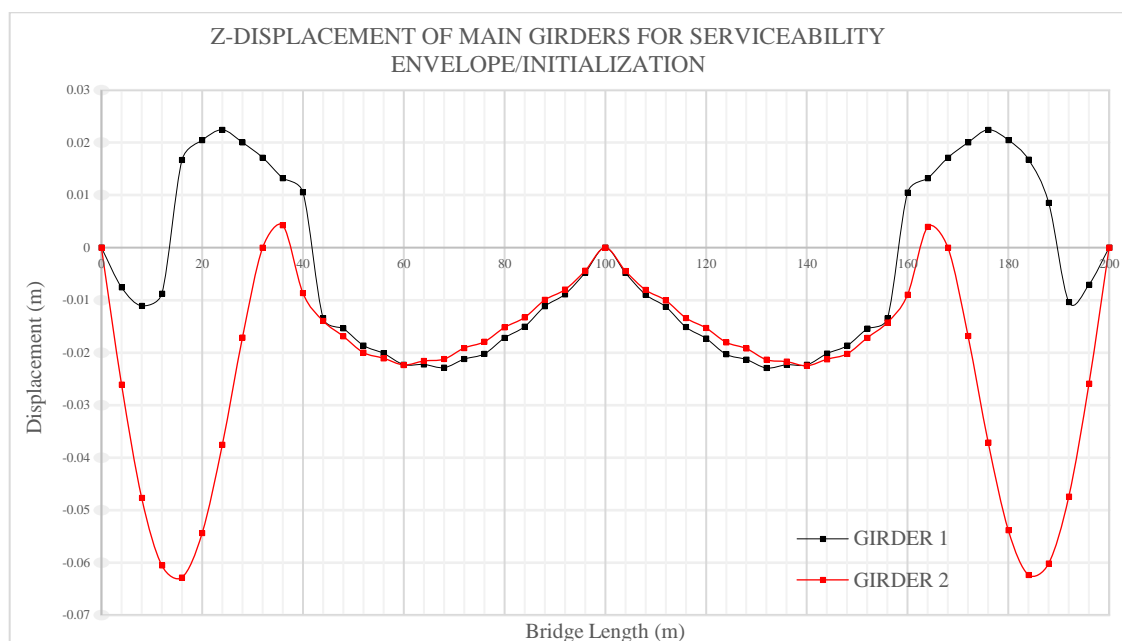
Προσομοιώνοντας αρχικά τα καλώδια ως truss elements, επιβάλλεται για τα $G+G'+P$ μια μοναδιαία προένταση σε κάθε καλώδιο του φορέα. Στη συνέχεια με βάση το περιορισμό της κατακόρυφης μετακίνησης του καταστρώματος στα 5cm και της μέγιστης επιτρεπόμενης ανύψωσης προκύπτουν οι μεγεθυντικοί συντελεστές των μοναδιαίων αρχικών προεντάσεων όπως φαίνεται στον πίνακα.

CABLE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
FACTOR	124.27	314.25	806.72	1593.62	1277.18	2788.35	4507.6	4370.66	5053.762
UPPER CONSTRAINT	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
LOWER CONSTRAINT	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05

CABLE	10	11	12	13	14	15	16	17
FACTOR	5191.9	4901.21	5093.43	4407.13	4451.88	3350.27	2666.85	3643.09

UPPER CONSTRAINT	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
LOWER CONSTRAINT	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05

Για την αρχική αυτή προένταση, προκύπτουν οι μετακινήσεις που φαίνονται στο διάγραμμα και οι ροπές των κύριων δοκών, ενώ η μέγιστη βύθιση του δυσμενέστερου συνδυασμού λειτουργικότητας αφορά την GIRDER 2 και είναι ίση με 6.3cm



Σχήμα 11.11 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κύριων Δοκών για την Περιβάλλουσα Ο.Κ.Λ. στην Αρχικοποίηση της Μεθόδου

Πίνακας 11.3 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις και Τάσεις Καλωδίων απο τις Περιβάλλουσες σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. για την Αρχικοποίηση της Μεθόδου

CABLE	T _{0,Ed,ULS} (kN)		σ _{0,Ed,SLS} (MPa)	
	I	J	I	J
1	4370.570	4386.504	340.40	341.70
2	3325.145	3350.056	258.40	260.30
3	2865.269	2896.706	219.60	222.10
4	-725.962	-690.731	-62.79	-60.05
5	2484.625	2449.395	187.30	184.50
6	2104.836	2068.680	195.70	192.90
7	2923.403	2887.247	228.00	225.20

8	2239.925	2205.224	187.00	184.30
9	2367.149	2332.635	190.70	188.00
10	2557.482	2525.060	199.20	196.70
11	2497.699	2466.041	200.00	197.60
12	2824.477	2794.721	219.50	217.20
13	2614.441	2585.674	205.50	203.30
14	2772.195	2745.772	217.10	215.10
15	2624.792	2599.618	211.20	209.20
16	3340.206	3318.611	285.80	284.10
17	2970.673	2950.717	263.50	261.90

Απο την αρχικοποίηση της μεθόδου, φαίνεται οτι το 4^ο καλώδιο, αυτό που διατάσσεται πολύ κοντά στην επιπρόσθετη στήριξη της GIRDER 2 δεν δουλεύει και χαλαρώνει. Το γεγονός αυτό είναι αναμενόμενο αφού η στήριξη απέχει μόλις 10m απο αυτό, οπότε δεν προσφέρει κάτι ουσιαστικό στο καταστρώμα σε κανονικές συνθήκες και συνεπώς διαγράφεται.

Στο σημείο αυτό επισημαίνεται οτι υπό άλλες συνθήκες θα μπορούσε να μεταφερθεί η στήριξη πιο δίπλα αξιοποιώντας έτσι και την ανάρτηση του εν λόγω καλωδίου, ωστόσο εξαιτίας της λοξότητας, η λειτουργικότητα της γέφυρας περιορίζει το ελεύθερο ύψος στους πεζοδιαδρόμους οπότε προτιμάται η διαγραφή του καλωδίου και η παραμονή της στήριξης στα +32.00m απο το ακρόβαθρο.

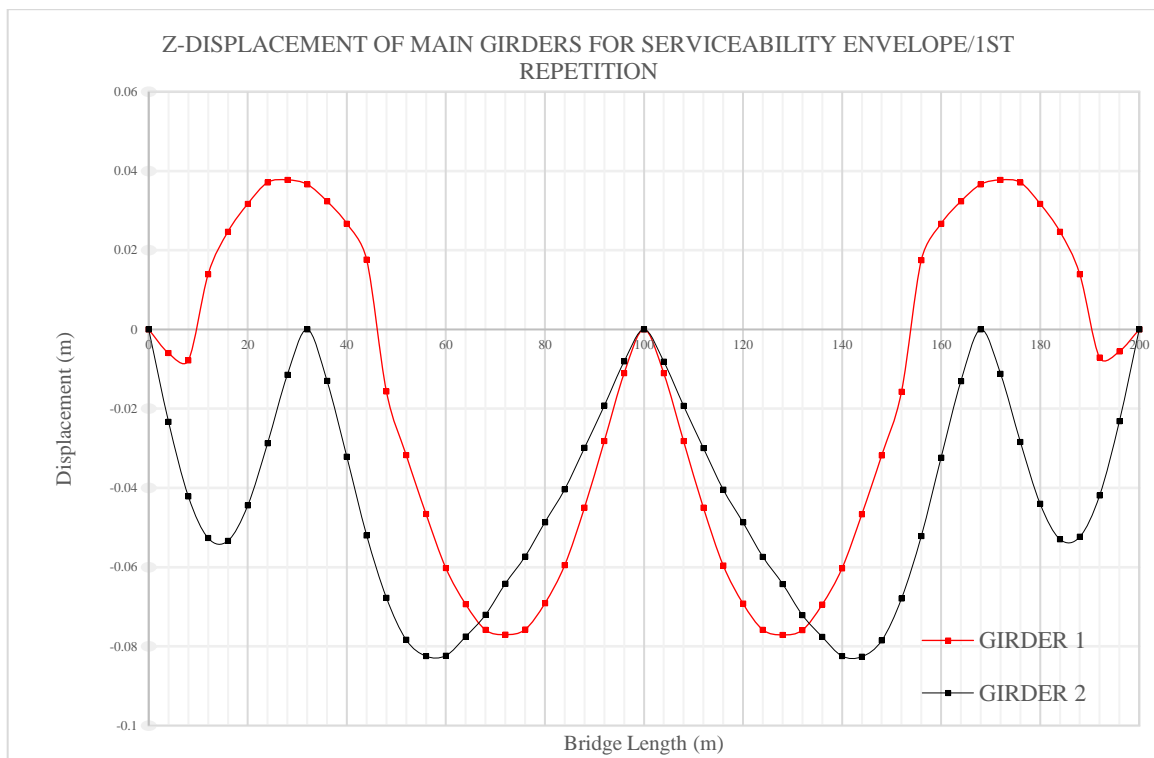
11.7.3.2 1^η Επανάληψη

Στην αρχικοποίηση της μεθόδου, η μέγιστη αναπτυσσόμενη βύθιση του καταστρώματος προέκυψε ίση με 6.3cm, οπότε υπάρχουν ακόμη περιθώρια μείωσης της προέντασης και αύξησης της κατακόρυφης μετακίνησης βασιζόμενοι στα κανονιστικά όρια λειτουργικότητας.

Οι νέοι περιορισμοί (*constraints*) του μητρώου επιρροής, περιορίζονται στα 3.0cm επιτρεπόμενης ανύψωσης και 6.0cm μέγιστης βύθισης υπό τα G+G'+P . Η αλλαγή στις δυνάμεις προέντασης φαίνονται στον πίνακα

CABLE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
FACTOR	562.155	1133.362	1835.759	-	2680.207	1719.525	3445.261	2530.355	2920.357
UPPER CONSTRAINT	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
LOWER CONSTRAINT	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06
CABLE	10	11	12	13	14	15	16	17	
FACTOR	3179.999	2994.400	3012.548	2734.230	2132.467	1845.213	1083.113	768.707	
UPPER CONSTRAINT	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	
LOWER CONSTRAINT	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	

Με τις νέες δυνάμεις προέκτασης το κατάστρωμα φθάνει μια μέγιστη κατακόρυφη βύθιση ίση με 8.37cm. Συνεπώς δίνεται η δυνατότητα και για πρόσθετη επανάληψη.



Σχήμα 11.12 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κυρίων Δοκών για Περιβάλλουσα Ο.Κ.Α. στην 1^η Επανάληψη

Πίνακας 11.4 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις και Τάσεις Καλωδίων απο τις Περιβάλλουσες σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Α. για την 1^η Επανάληψη

CABLE	T _{Ed1,ULS} (kN)		σ _{Ed1,SLS} (MPa)	
	I	J	I	J
1	4197.700590	4213.634451	322.70	323.90
2	3223.719338	3248.630133	247.70	249.60
3	2895.430328	2926.868100	223.00	225.50
4	-	-	-	-
5	2815.809121	2780.578681	222.20	219.50
6	1041.501400	1005.345439	85.67	82.85
7	3438.366396	3402.210435	281.80	279.00
8	1867.442426	1832.741701	148.50	145.80
9	1971.794513	1937.280644	148.90	146.30
10	2832.247203	2799.824869	228.00	225.50

11	2274.045679	2242.387740	176.50	174.10
12	3069.613216	3039.857434	245.10	242.80
13	2686.366575	2657.599857	213.10	210.90
14	2809.808973	2783.386288	220.90	218.80
15	2428.446790	2403.273255	190.60	188.70
16	2498.606441	2477.011485	197.10	195.40
17	1751.181179	1731.226094	135.20	133.70

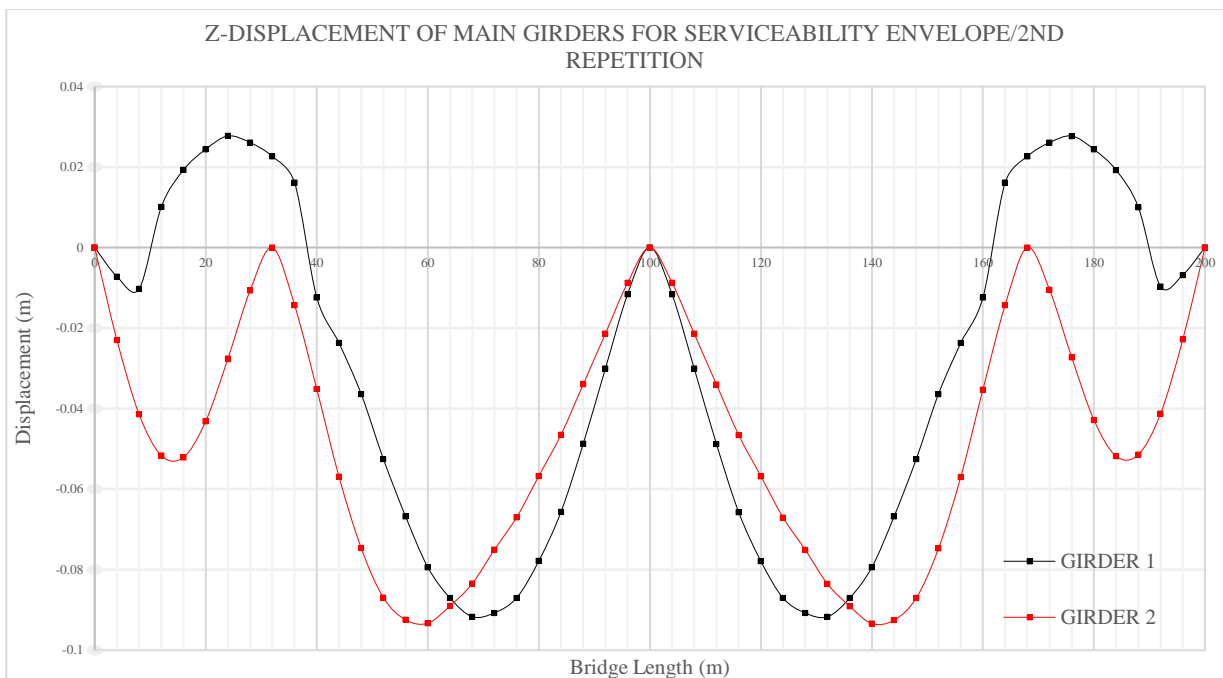
11.7.3.3 2^η Επανάληψη

Οι νέοι περιορισμοί (*constraints*) του μητρώου επιρροής, περιορίζονται στο 2.0 cm επιτρεπόμενης ανύψωσης και 7.0 cm μέγιστης βύθισης υπό τα G+G'+P . Η αλλαγή στις δυνάμεις προέντασης φαίνονται στον πίνακα

CABLE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
FACTOR	455.41	923.05	1504.15	-	2195.07	1466.59	2823.84	2196.92	2379.19
UPPER CONSTRAINT	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
LOWER CONSTRAINT	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07

CABLE	10	11	12	13	14	15	16	17
FACTOR	2769.56	2446.39	2578.13	2238.83	1797.25	1510.17	909.54	632.68
UPPER CONSTRAINT	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
LOWER CONSTRAINT	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07

Με τις νέες δυνάμεις προέντασης το κατάστρωμα φθάνει μια μέγιστη κατακόρυφη βύθιση ίση με 9.34cm ακόμη κάτω απο το όριο.



Σχήμα 11.13 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κυρίων Δοκών για Περιβάλλουσα Ο.Κ.Α. στην 2^η Επανάληψη

Πίνακας 11.5 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις και Τάσεις Καλωδίων απο τις Περιβάλλουσες σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Α. για την 2^η Επανάληψη

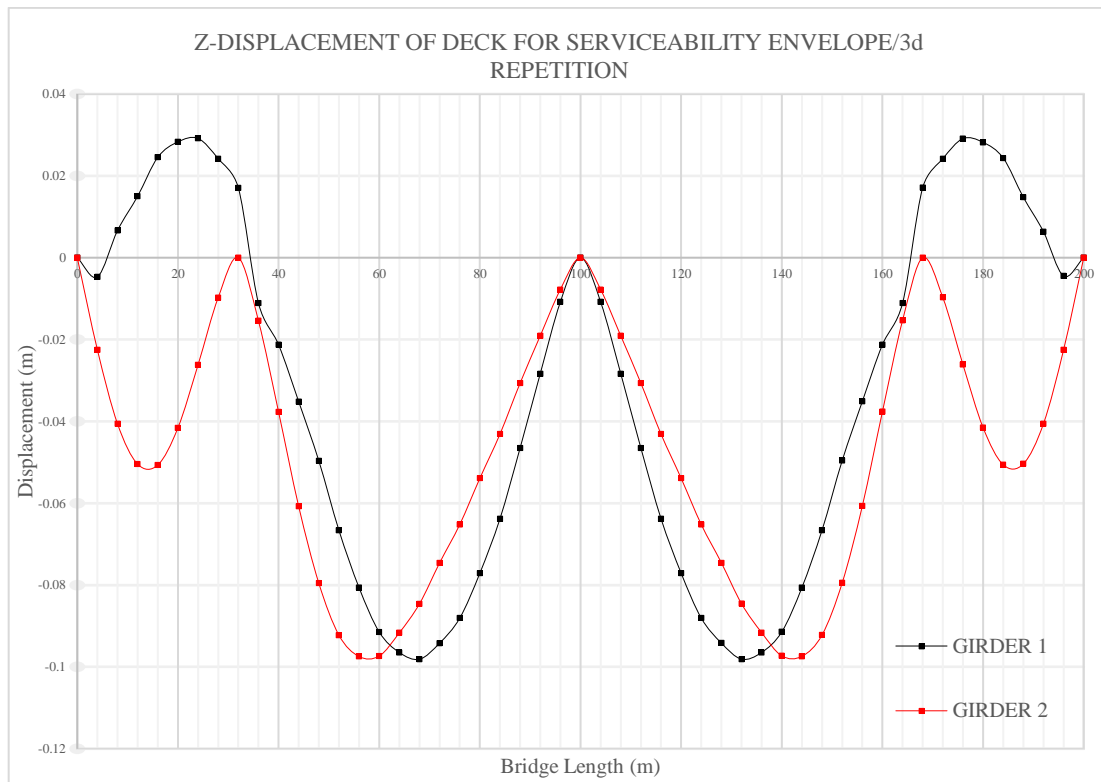
CABLE	T _{Ed2,ULS} (kN)		σ _{Ed2SLS} (MPa)	
	I	J	I	J
1	4226.420438	4242.354300	325.70	326.90
2	3245.479438	3270.390233	250.00	251.90
3	2915.013206	2946.450978	225.10	227.50
4	-	-	-	-
5	2797.207590	2761.977150	220.30	217.50
6	1006.810726	970.654765	82.02	79.20
7	3347.697462	3311.541500	272.30	269.40
8	1859.635180	1824.934456	147.60	144.90
9	1992.556115	1958.042245	151.10	148.40
10	2815.545865	2783.123531	226.30	223.80
11	2275.032639	2243.374700	176.60	174.20
12	3029.863979	3000.108197	240.90	238.60
13	2660.824371	2632.057653	210.50	208.20
14	2780.479829	2754.057143	217.80	215.70
15	2416.494596	2391.321061	189.40	187.40
16	2478.960824	2457.365868	195.10	193.40
17	1760.443950	1740.488865	136.20	134.60

11.7.3.4 3^η Επανάληψη

Οι νέοι περιορισμοί (*constraints*) του μητρώου επιρροής, περιορίζονται στο 1.0 cm επιτρεπόμενης ανύψωσης και 7.0cm μέγιστης βύθισης υπό τα G+G'+P . Η αλλαγή στις δυνάμεις προέγνωσης φαίνονται στον πίνακα

CABLE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
FACTOR	212.54	528.26	1084.77	-	1700.81	1500.19	2375.22	2308.06	2055.04
UPPER CONSTRAINT	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
LOWER CONSTRAINT	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07

CABLE	10	11	12	13	14	15	16	17
FACTOR	3009.21	2491.66	2787.32	2397.68	1812.49	1512.34	910.40	650.07
UPPER CONSTRAINT	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
LOWER CONSTRAINT	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07



Σχήμα 11.14 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κυρίων Δοκών για Περιβάλλουσα Ο.Κ.Α. στην 3η Επανάληψη

Πίνακας 11.6 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις και Τάσεις Καλωδίων απο τις Περιβάλλουσες σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Α. για την 3η Επανάληψη

CABLE	T _{Ed3,ULS} (kN)		σ _{Ed3SLS} (MPa)	
	I	J	I	J
1	4280.966	4296.900	331.40	332.70
2	3234.660	3259.571	248.80	250.80
3	2928.958	2960.396	226.60	229.00
4	-	-		
5	2747.071	2711.841	215.00	212.30
6	984.643	948.487	79.69	76.87
7	3286.166	3250.010	265.80	263.00
8	1847.642	1812.941	146.40	143.70
9	1910.93	1876.419	142.50	139.80
10	2880.32	2847.899	233.10	230.60
11	2376.937	2345.279	187.40	184.90
12	3080.382	3050.626	246.20	243.90
13	2762.263	2733.497	221.10	218.90
14	2713.436	2687.013	210.70	208.70
15	2358.335	2333.162	183.20	181.30
16	2461.636	2440.041	193.20	191.60
17	1752.490	1732.535	135.40	133.80

Οι επαναλήψεις σταματούν εδώ αφού η βύθιση των δοκών είναι πολύ κοντά στο όριο.

11.7.3.5 Σύνοψη Επαναλήψεων

Πίνακας 11.7 : Τιμές Προέντασης απο την Αρχικοποίηση έως και την Τελευταία Επανάληψη

CABLE	F _{pretension - 0} (kN)	F _{pretension - 1} (kN)	F _{pretension - 2} (kN)	F _{pretension - 3} (kN)	$\frac{F_{3,pretension}}{F_{0,pretension}}$ %
1	124.27	561.13	455.41	212.54	171%
2	314.25	1132.78	923.05	528.26	168%
3	806.73	1834.59	1504.15	1084.77	134%
4	1277.18	-	-	-	
5	1593.62	2678.79	2195.07	1700.81	107%
6	4507.66	1711.92	1466.59	1500.19	33%
7	2788.35	3445.99	2823.84	2375.22	85%
8	5053.76	2533.62	2196.92	2308.06	46%
9	4370.66	2919.71	2379.19	2055.04	47%
10	4901.22	3184.76	2769.56	3009.21	61%
11	5191.96	2993.22	2446.39	2491.66	48%
12	4407.13	3015.56	2578.13	2787.32	63%
13	5093.43	2733.06	2238.83	2397.68	47%
14	3350.27	2134.01	1797.25	1812.49	54%
15	4451.89	1844.15	1510.17	1512.34	34%
16	2666.86	1083.86	909.54	910.40	34%
17	3643.10	768.27	632.68	650.07	18%

Πίνακας 11.8 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις Καλωδίων για την Περιβάλλουσα σε ΟΚΑ

CABLE	T _{0Ed,ULS} (kN)		T _{1Ed,ULS} (kN)		T _{2Ed,ULS} (kN)		T _{3Ed,ULS} (kN)	
	I	J	I	J	I	J	I	J
1	4370.570	4386.504	4197.700	4213.63	4226.420	4242.35	4280.966	4296.900
2	3325.145	3350.056	3223.719	3248.63	3245.479	3270.39	3234.660	3259.571
3	2865.269	2896.706	2895.430	2926.86	2915.013	2946.450	2928.958	2960.396
4	-725.962	-690.731	-	-	-	-	-	-
5	2484.625	2449.395	2815.80	2780.57	2797.207	2761.97	2747.071	2711.841
6	2104.836	2068.680	1041.501	1005.34	1006.81	970.65	984.643	948.487
7	2923.403	2887.247	3438.366	3402.210	3347.697	3311.54	3286.166	3250.010
8	2239.925	2205.224	1867.442	1832.741	1859.635	1824.93	1847.642	1812.941
9	2367.149	2332.635	1971.794	1937.280	1992.556	1958.05	1910.93	1876.419
10	2557.482	2525.060	2832.247	2799.82	2815.545	2783.12	2880.32	2847.899
11	2497.699	2466.041	2274.045	2242.387	2275.032	2243.37	2376.937	2345.279
12	2824.477	2794.721	3069.61	3039.857	3029.863	3000.10	3080.382	3050.626
13	2614.441	2585.674	2686.36	2657.59	2660.82	2632.0	2762.263	2733.497
14	2772.195	2745.772	2809.80	2783.386	2780.47	2754.05	2713.436	2687.013
15	2624.792	2599.618	2428.44	2403.27	2416.49	2391.32	2358.335	2333.162
16	3340.206	3318.611	2498.606	2477.011	2478.960	2457.36	2461.636	2440.041
17	2970.673	2950.717	1751.181	1731.22	1760.44	1740.48	1752.490	1732.535

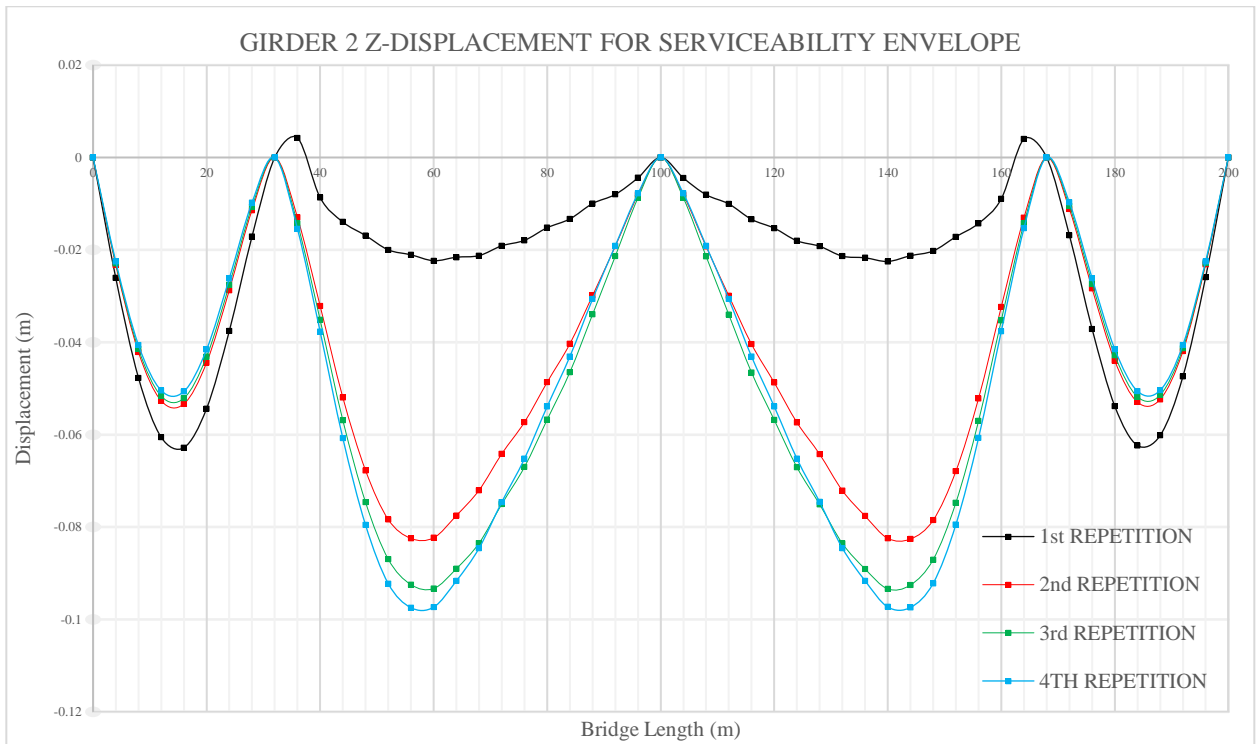
Πίνακας 11.9 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Καλωδίων για το Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ

CABLE	f _{0Ed,SLS} (MPa)		f _{1Ed,SLS} (MPa)		f _{2Ed,SLS} (MPa)		f _{3Ed,SLS} (MPa)	
	i	j	i	j	i	j	i	j
1	340.40	341.70	322.70	323.90	325.70	326.90	331.40	332.70
2	258.40	260.30	247.70	249.60	250.00	251.90	248.80	250.80
3	219.60	222.10	223.00	225.50	225.10	227.50	226.60	229.00
4	-62.79	-60.05	-	-	-	-	-	-
5	187.30	184.50	222.20	219.50	220.30	217.50	215.00	212.30
6	195.70	192.90	85.67	82.85	82.02	79.20	79.69	76.87
7	228.00	225.20	281.80	279.00	272.30	269.40	265.80	263.00
8	187.00	184.30	148.50	145.80	147.60	144.90	146.40	143.70
9	190.70	188.00	148.90	146.30	151.10	148.40	142.50	139.80
10	199.20	196.70	228.00	225.50	226.30	223.80	233.10	230.60
11	200.00	197.60	176.50	174.10	176.60	174.20	187.40	184.90
12	219.50	217.20	245.10	242.80	240.90	238.60	246.20	243.90
13	205.50	203.30	213.10	210.90	210.50	208.20	221.10	218.90
14	217.10	215.10	220.90	218.80	217.80	215.70	210.70	208.70
15	211.20	209.20	190.60	188.70	189.40	187.40	183.20	181.30
16	285.80	284.10	197.10	195.40	195.10	193.40	193.20	191.60
17	263.50	261.90	135.20	133.70	136.20	134.60	135.40	133.80

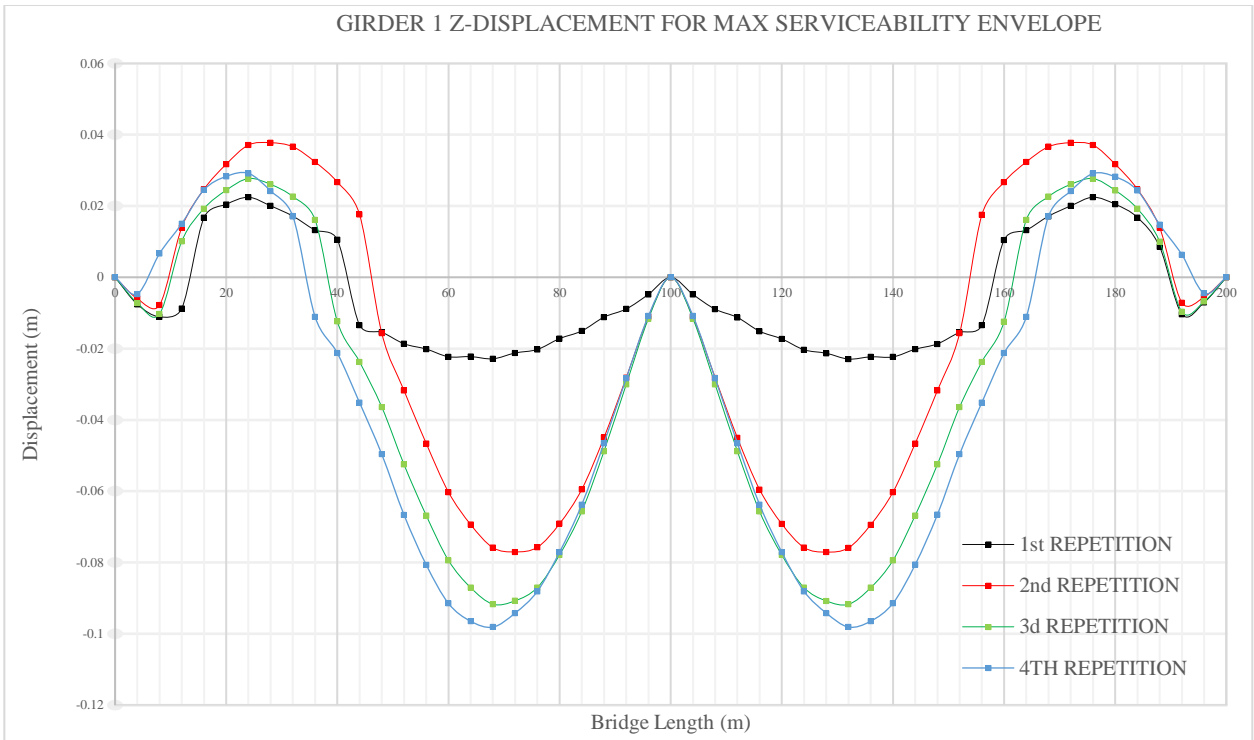
Συνεπώς, η γραμμική ανάλυση των καλωδίων ως truss elements, μας οδήγησε στις απαιτούμενες δυνάμεις προέντασης κάθε καλωδίου που φαίνονται στον πίνακα. Επιπλέον, το 4^ο καλώδιο της διάταξης απο την 1^η κιάλας επανάληψη χαλάρωνε και δεν αξιοποιούνταν καθόλου οπότε και διεγράφη.

Πίνακας 11.10 : Τελικές Δυνάμεις Προέντασης Καλωδίων

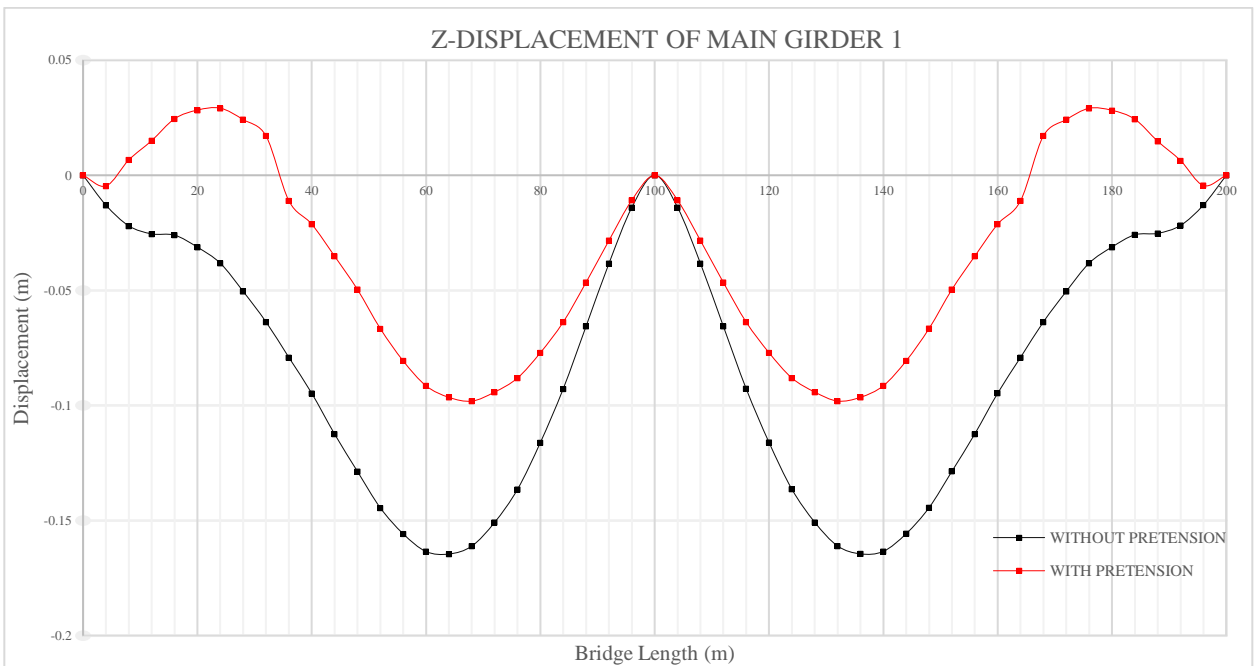
Cable	$F_{pretension,final}$ (kN)
1	220
2	530
3	1100
4	-
5	1710
6	1510
7	2380
8	2310
9	2100
10	3010
11	2500
12	2800
13	2400
14	1820
15	1520
16	920
17	660



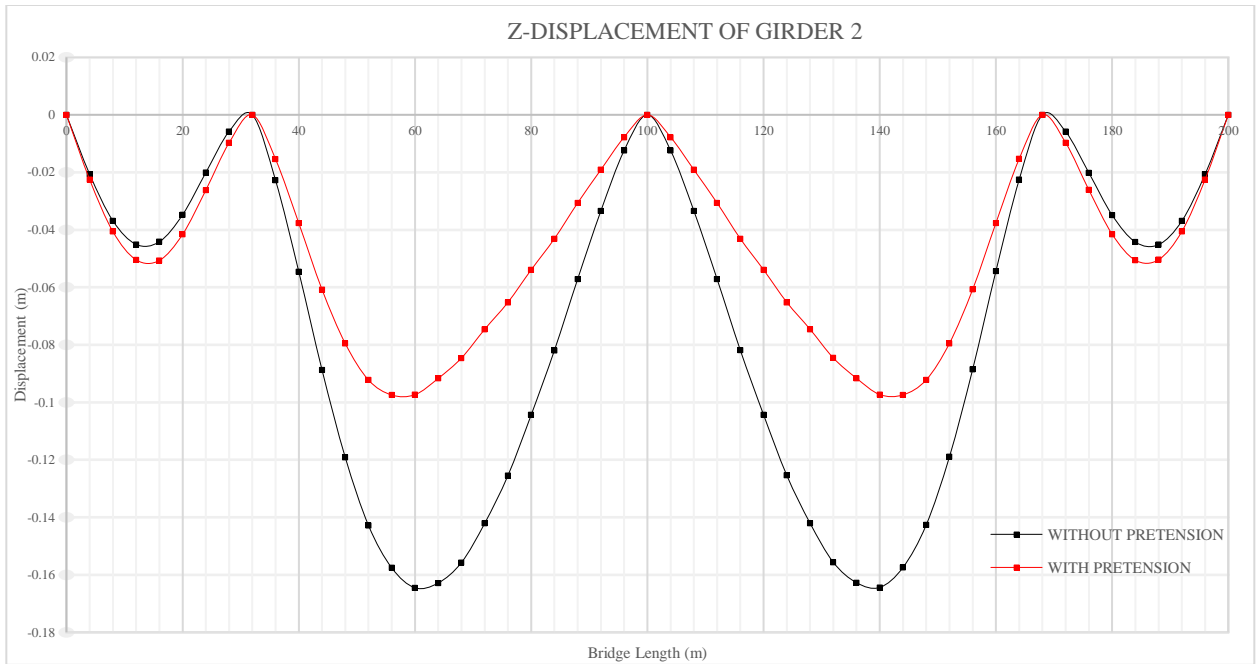
Σχήμα 11.15 : Εξέλιξη Βόθισης GIRDER 2



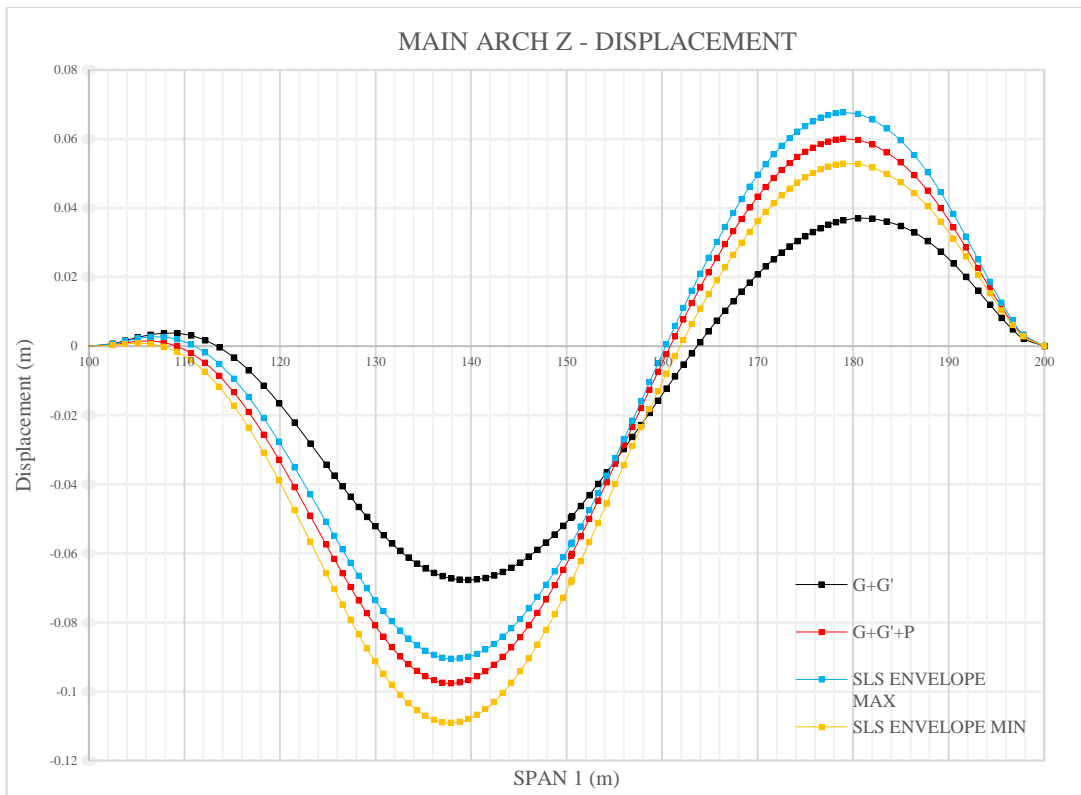
Σχήμα 11.16 : Εξέλιξη Βύθισης GIRDER 1



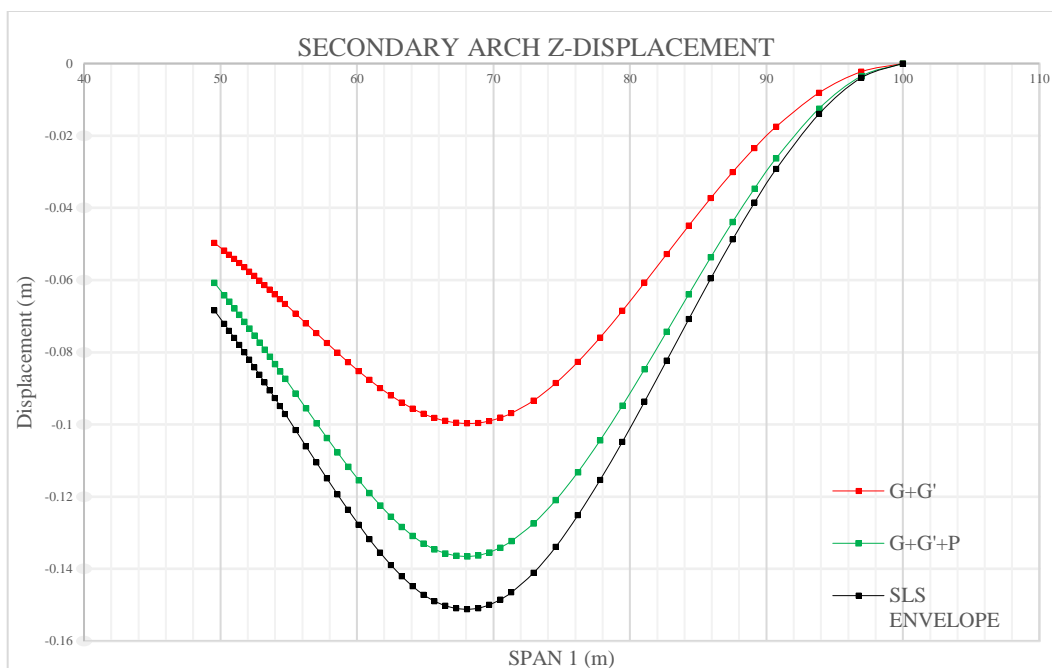
Σχήμα 11.17 : Βύθιση GIRDER 1 με και χωρίς Προένταση



Σχήμα 11.18 : Βύθιση GIRDER 2 με και χωρίς Προένταση



Σχήμα 11.19 : Εντός Επιπέδου Μετακίνηση Κύριου Τόξου



Σχήμα 11.20 : Εντός Επιπέδου Μετακίνηση Δευτερεύοντος Μέλους

11.8 Γεωμετρικώς μη Γραμμική Ανάλυση

11.8.1 Μέθοδος Newton-Raphson

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη και η εναλλαγή της δυσκαμψίας με την επιβολή του φορτίου πραγματοποιήθηκε και μη γραμμική ανάλυση για $G+G'+P$ με τη χρήση στοιχείων tension only-cable elements, ώστε να εξακριβωθεί πόσο γεωμετρικώς μη γραμμική είναι η συμπεριφορά των καλωδίων του συγκεκριμένου φορέα.

Για τον συνδυασμό $G+G'+P$, όπου P η προένταση που υπολογίστηκε στο §11.7.3, πραγματοποιείται γεωμετρική μη γραμμική ανάλυση με επιβολή του φορτίου σε 20 βήματα, με 30 επαναλήψεις σε κάθε βήμα για σύγκλιση σύμφωνα με τη μέθοδο επαναλήψεων Newton-Raphson.

11.8.2 Αποτελέσματα

Η σύγκλιση ήταν σχετικά γρήγορη αφού, σε κάθε βήμα χρειάστηκε κατά μέσο όρο 5 επαναλήψεις ώστε να συγκλίνει. Το λογισμικό MIDAS Civil παράγει πίνακες που αφορούν την εκμετάλλευση και αξιοποίηση των καλωδίων λαμβάνοντας υπόψη τη γεωμετρική μη γραμμικότητα της γεωμετρίας τους.

Για κάθε καλώδιο και για κάθε βήμα επιβολής του φορτίου υπολογίζεται εκ νέου το γινόμενο $E \times A_{mod}$ το οποίο προκύπτει από τον τύπο του Ernst όπως περιγράφεται στο §11.7.1. Ενδεικτικά, έχει επιλεγεί ένα καλώδιο από τα ενδιάμεσα, όπου λειτουργεί σχεδόν στο 100% από το 1^ο κιόλας βήμα. Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 11.11, το μέτρο ελαστικότητας αυξάνει με την αύξηση του φορτίου σε κάθε βήμα.

Πίνακας 11.11 : Ανάλυση Γεωμετρικής μη Γραμμικότητας Καλωδίου 10

CABLE 1									
Step	Applied Load	Chord Length (m)	Elongation (m)	Sag (m)	$E \times A$	l_h (m)	Tension (kN)	$E \times A_{mod}$	$\frac{E \times A}{E \times A_{mod}}$
1	0.0333	33.0094	0.0077	0.2873	1520530.8	7.5589	353.7243	1393560.5605	0.9165
2	0.0667	33.0107	0.0089	0.2470	1520530.84	7.5578	411.2744	1437275.4581	0.9452
3	0.1000	33.0120	0.0102	0.2168	1520530.8	7.5562	468.7441	1463319.1644	0.9624
4	0.1333	33.0133	0.0114	0.1937	1520530.8	7.5545	524.6178	1479302.8799	0.9729
5	0.1667	33.0145	0.0126	0.1755	1520530.8	7.5528	579.0627	1489677.0888	0.9797
6	0.2000	33.0156	0.0137	0.1606	1520530.84	7.5511	632.5068	1496757.5508	0.9844
7	0.2333	33.0168	0.0149	0.1483	1520530.8	7.5494	685.2423	1501782.7583	0.9877
8	0.2667	33.0180	0.0160	0.1378	1520530.84	7.5477	737.3865	1505458.9683	0.9901
9	0.3000	33.0191	0.0171	0.1287	1520530.8	7.5460	789.2182	1508221.7409	0.9919
10	0.3333	33.0202	0.0183	0.1208	1520530.8	7.5443	840.7695	1510341.0049	0.9933
11	0.3667	33.0213	0.0194	0.1139	1520530.8	7.5426	892.1510	1511997.2656	0.9944
12	0.4000	33.0225	0.0205	0.1077	1520530.84	7.5409	943.3194	1513309.4692	0.9953
13	0.4333	33.0236	0.0216	0.1022	1520530.8	7.5393	994.3584	1514364.2719	0.9959
14	0.4667	33.0247	0.0227	0.0972	1520530.84	7.5376	1045.2979	1515222.3298	0.9965
15	0.5000	33.0258	0.0238	0.0927	1520530.8	7.5359	1096.1577	1515927.7362	0.9970
16	0.5333	33.0269	0.0249	0.0886	1520530.8	7.5342	1146.9534	1516513.1585	0.9974
17	0.5667	33.0280	0.0260	0.0848	1520530.8	7.5326	1197.6967	1517003.1680	0.9977
18	0.6000	33.0291	0.0271	0.0814	1520530.84	7.5309	1248.3964	1517416.5046	0.9980
19	0.6333	33.0302	0.0282	0.0782	1520530.8	7.5292	1299.0596	1517767.6396	0.9982
20	0.6667	33.0313	0.0293	0.0753	1520530.84	7.5275	1349.6937	1518067.8868	0.9984
21	0.7000	33.0324	0.0304	0.0726	1520530.8	7.5259	1400.2987	1518326.1356	0.9986
22	0.7333	33.0335	0.0315	0.0701	1520530.8	7.5242	1450.8814	1518549.5061	0.9987
23	0.7667	33.0346	0.0326	0.0677	1520530.8	7.5225	1501.4421	1518743.6925	0.9988
24	0.8000	33.0357	0.0337	0.0655	1520530.8	7.5209	1551.9843	1518913.3181	0.9989
25	0.8333	33.0368	0.0348	0.0634	1520530.8	7.5192	1602.5116	1519062.1545	0.9990
26	0.8667	33.0379	0.0359	0.0615	1520530.84	7.5176	1653.0219	1519193.2839	0.9991
27	0.9000	33.0390	0.0370	0.0597	1520530.8	7.5159	1703.5182	1519309.2684	0.9992
28	0.9333	33.0401	0.0381	0.0580	1520530.8	7.5142	1754.0013	1519412.2333	0.9993
29	0.9667	33.0412	0.0392	0.0563	1520530.8	7.512	1804.4721	1519503.9556	0.9993
30	1.0000	33.0423	0.0403	0.0548	1520530.84	7.510	1854.9311	1519585.9287	0.9994
nl_max	1	33.0423	0.0403	0.2873	1520530.8	7.558	1854.9311	1519585.9287	0.9994
nl_min	0.0333	33.0094	0.0077	0.0548	1520530.8	7.510	353.7243	1393560.5605	0.9165

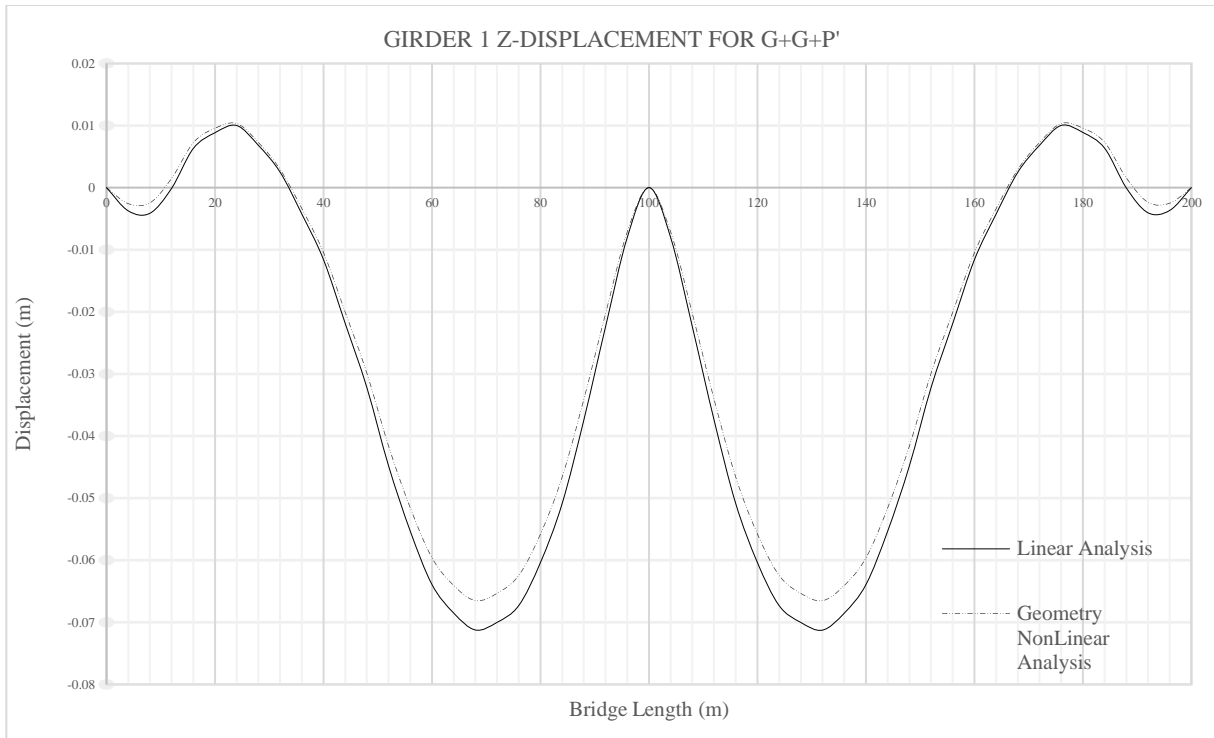
Παρατηρείται λοιπόν, ότι το τελικό μέτρο ελαστικότητας λαμβάνοντας υπόψη και την μη γραμμική γεωμετρία του στοιχείου, διαφέρει ελάχιστα από την γραμμική ανάλυση με truss elements όπου για το τελευταίο βήμα η διαφορά είναι της τάξης του 0.00011%

$$\frac{E \times A}{E \times A_{mod}} = \frac{1519585.9287}{1520530.8} = 0.9994$$

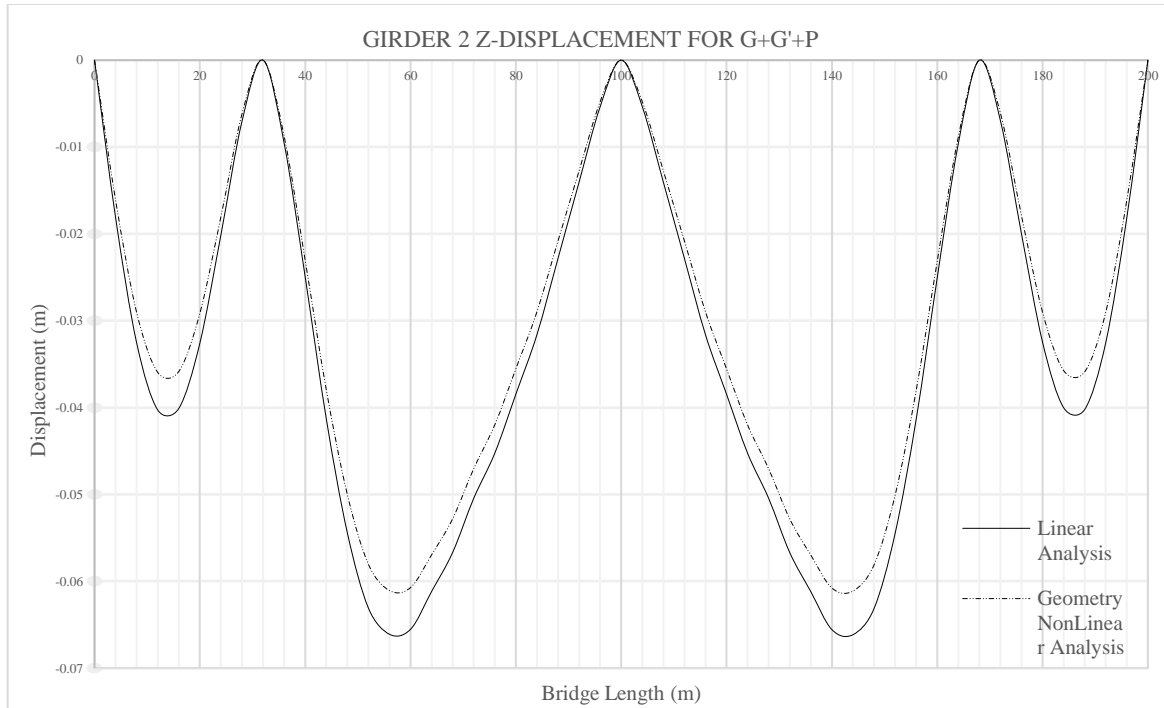
Όπως είναι αναμενόμενο, υφίστανται διαφοροποιήσεις στα εντατικά μεγέθη αλλά και στην κατακόρυφη μετακίνηση, όχι όμως σε βαθμό που να χρειάζεται να ληφθούν υπόψη.

Πίνακας 11.12 : Διαφορά Μέγιστης Αναπτυσσόμενης Αξονικής Καλωδίων για τα G+G'+P

Cable	Linear	Geometrically NonLinear	
max Tension (kN)	max Tension (kN)	max Tension (kN)	Deviation (%)
1	2688.453118	2700.651737	100%
2	2046.748607	2048.404790	100%
3	1855.776354	1869.651517	101%
4	-	-	-
5	1765.124519	1782.881769	101%
6	551.712746	570.730958	103%
7	2235.577048	2252.786811	101%
8	1138.784000	1085.090248	95%
9	1088.800184	1083.511571	100%
10	1921.263342	1866.918815	97%
11	1506.135277	1470.935079	98%
12	2018.663339	1988.936167	99%
13	1796.617171	1751.035160	97%
14	1666.800069	1671.247841	100%
15	1416.507233	1380.188542	97%
16	1519.491700	1577.167526	104%
17	960.729227	974.752971	101%



Σχήμα 11.21 : Διαφορά Μετακίνησης για Γραμμική και μη Γραμμική Ανάλυση για το GIRDER 1



Σχήμα 11.22 : Διαφορά Κατακόρυφης Μετακίνησης για Γραμμική και μη Γραμμική Ανάλυση του GIRDER 2

11.9 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Α.

11.9.1 Αντοχή Σχεδιασμού Καλωδίου

Σύμφωνα με τον EN 1993-3-11, η αντοχή σχεδιασμού των καλωδίων σε Ο.Κ.Α. ορίζεται ως

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1.5\gamma_R} \mid \frac{F_k}{\gamma_R} \right\}$$

όπου:

F_{uk} Χαρακτηριστική αντοχή καλωδίου

F_k Χαρακτηριστική τιμή εγγυημένης αντοχής

γ_R Μερικός συντελεστής όπου λαμβάνεται ίσος με μονάδα

Τα μεγέθη αυτά δίνονται απο τον κατασκευαστή όπως φαίνεται στον **Πίνακας 11.1**, οπότε

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1.5\gamma_R} \mid \frac{F_k}{\gamma_R} \right\} = \min \left\{ \frac{12,200}{1.5 \times 1} \mid \frac{7,394}{1.0} \right\} = \min\{8,133.33 \mid 7,394\} = 7,394 \text{ kN}$$

Πίνακας 11.13 : Υπεραντοχές Διατομών Καλωδίων σε ΟΚΑ

Cable	T _{max,Ed} (MPa)	CHECK
CABLE 1	4060.713077	58%
CABLE 2	3433.669534	44%
CABLE 3	2849.572529	40%
CABLE 4	-	-
CABLE 5	2231.775333	37%
CABLE 6	678.33195	13%
CABLE 7	2923.194094	44%
CABLE 8	1971.458862	25%
CABLE 9	2189.601413	26%
CABLE 10	3715.006074	39%
CABLE 11	3249.682388	32%
CABLE 12	3212.686221	42%
CABLE 13	2838.725292	37%
CABLE 14	2042.688995	37%
CABLE 15	1644.28489	32%
CABLE 16	1829.170519	33%
CABLE 17	1242.104889	24%

11.10 Έλεγχοι σε Ο.Κ.Λ.

11.10.1 Περιορισμός Τάσεων

Σύμφωνα με τον EN 1993-3-11, στην κατάσταση λειτουργικότητας οι τάσεις που αναπτύσσονται στα καλώδια για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς πρέπει να περιορίζονται σύμφωνα με το κριτήριο

$$f_{SLS} \leq 0.45 \times \sigma_{u,k}$$

Όπου

$$\sigma_{u,k} = \frac{F_{uk}}{A_m} = \frac{12,200}{9.5033} = 1,283.76 \text{ MPa}$$

Οπότε πρέπει

$$f_{SLS} \leq 0.45 \times \sigma_{u,k} = 577.69 \text{ MPa}$$

Επιπλέον, πρέπει να ισχύει και η απαίτηση για μη χαλάρωση των καλωδίων σύμφωνα με τον **Πίνακα 11.2**

Πίνακας 11.14 : Έλεγχος Τάσεων στην ΟΚΛ

Cable	$\sigma_{Ed,SLS}$ (MPa)	$\frac{\sigma_{Ed,SLS}}{0.45\sigma_{uk}}$ %	$\sigma_{Ed,SLS} < \sigma_{req}$
CABLE 1	331.40	57%	>13.8867104
CABLE 2	248.80	43%	>10.88151773
CABLE 3	226.60	39%	>25.72271714
CABLE 4	-	-	-
CABLE 5	215.00	37%	>37.76169927
CABLE 6	79.69	14%	>50.45369315
CABLE 7	265.80	46%	>47.35359719
CABLE 8	146.40	25%	>41.45997123
CABLE 9	142.50	25%	>43.87243723
CABLE 10	233.10	40%	>34.67224663
CABLE 11	187.40	32%	>38.38690921
CABLE 12	246.20	43%	>33.91845284
CABLE 13	221.10	38%	>36.50684497
CABLE 14	210.70	36%	>39.48051125
CABLE 15	183.20	32%	>40.10958476
CABLE 16	193.20	33%	>45.68542762
CABLE 17	135.40	23%	>44.78297834

11.11 Συμπέρασμα

Απο την γραμμική ανάλυση των καλωδίων ως truss elements και την γεωμετρική μη γραμμική ανάλυση ως cable catenary elements, παρατηρείται ότι η συμπεριφορά τους με την σταθερή αξονική δυσκαμψία της γραμμική ανάλυσης συγκριτικά με την αυξανόμενη δυσκαμψία του τελευταίου βήματος της μη γραμμικής ανάλυσης είναι πολύ κοντά. Παρατηρούνται αποκλίσεις στις αναπτυσσόμενες τάσεις, οπότε και δυνάμεις των καλωδίων, ωστόσο, δεν θεωρούνται άξιες να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση. Οι μεγαλύτερες φθάνουν μέχρι 5%, όπου σαφώς εντοπίζονται σε καλώδια με έντονη κλίση όπου το sag effect είναι πιο έντονο.

Οι διατομές των καλωδίων στη φάση αυτή είναι όλες ίδιες περί τα 110mm διάμετρο, ωστόσο επισημαίνεται ότι η διατομή δεν έχει επιλεγεί τόσο με πρόσημα τους ελέγχους σε αστοχία και λειτουργικότητα με βάση τον EN, όσο για την δυσκαμψία του εκάστοτε καλωδίου και πως αυτή αυξάνει σε κάθε βήμα επιβολής. Αυτός είναι και ο λόγος που το δυσμενέστερο καλώδιο αξιοποιείται σε Ο.Κ.Α. περίπου στο 60% Παρόλα αυτά σε μια μελέτη εφαρμογής σαφώς θα μπορούσε να γίνει μια ζωνοποίηση στις διατομές των αναρτήρων, μειώνοντας μεθοδικά την διάμετρο στα ακραία καλώδια ίσως και κρατώντας τα 110mm στα κεντρικά και κυρίως σε αυτά που αγκυρώνονται στο GIRDER 2

12 Αντικατάσταση Αναρτήρα

12.1 Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η περίπτωση αντικατάστασης ενός αναρτήρα όπου χρήζει αλλαγής. Η αντικατάσταση αυτή γίνεται απο ειδικό κλιμάκιο ενώ η γέφυρα είναι σε πλήρη κυκλοφορία και οι αιτίες μπορεί να είναι φθορά στο χρόνο ή καιρικές. Ελέγχεται λοιπόν πώς ανακατανέμεται μερικώς και στιγμιαία η ένταση λόγω της αντικατάστασης αυτού του στοιχείου. Ο δυσμενής τρόπος με τον οποίο προσομοιώθηκε αυτή η κατάσταση στο αναλυτικό προσομοίωμα, είναι διαγράφοντας ένα τυχαίο καλώδιο και εξετάζοντας τις νέες αναπτυσσόμενες αξονικές στα γειτονικά αλλά και την ανακατανομή της έντασης στην κύρια δοκό.

12.2 Προσομοίωση και Αποτελέσματα

Απο την γεωμετρική μη γραμμική ανάλυση προκύπτει ότι ένα απο τα κρίσιμα καλώδια του φορέα είναι το CABLE 10 που βρίσκεται περίπου στο μέσον και αγκυρώνεται στο GIRDER 2. Εκτός απο την αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη, στην επιβολή του φορτίου σε βήματα, ο λόγος του ισοδύναμου με το θεωρητικό μέτρο ελαστικότητας είναι σχεδόν απο το 1^ο βήμα στο 100% πράγμα που σημαίνει ότι το καλώδιο, ακόμα και με πολύ μικρή ένταση ξεκινά και δουλεύει στο μέγιστο. Αυτό φαίνεται και στον Πίνακα 11.11 .

Διαγράφεται απο το προσομοίωμα το ένα απο τα δύο καλώδια στα συμμετρικά ανοίγματα και επισημαίνονται οι ανακατανομές της έντασης για τον συνδυασμό σε πλήρη λειτουργία της γέφυρας.

Πίνακας 12.1 : Ανακατανομή Έντασης λόγω Απώλειας του Αναρτήρα 10

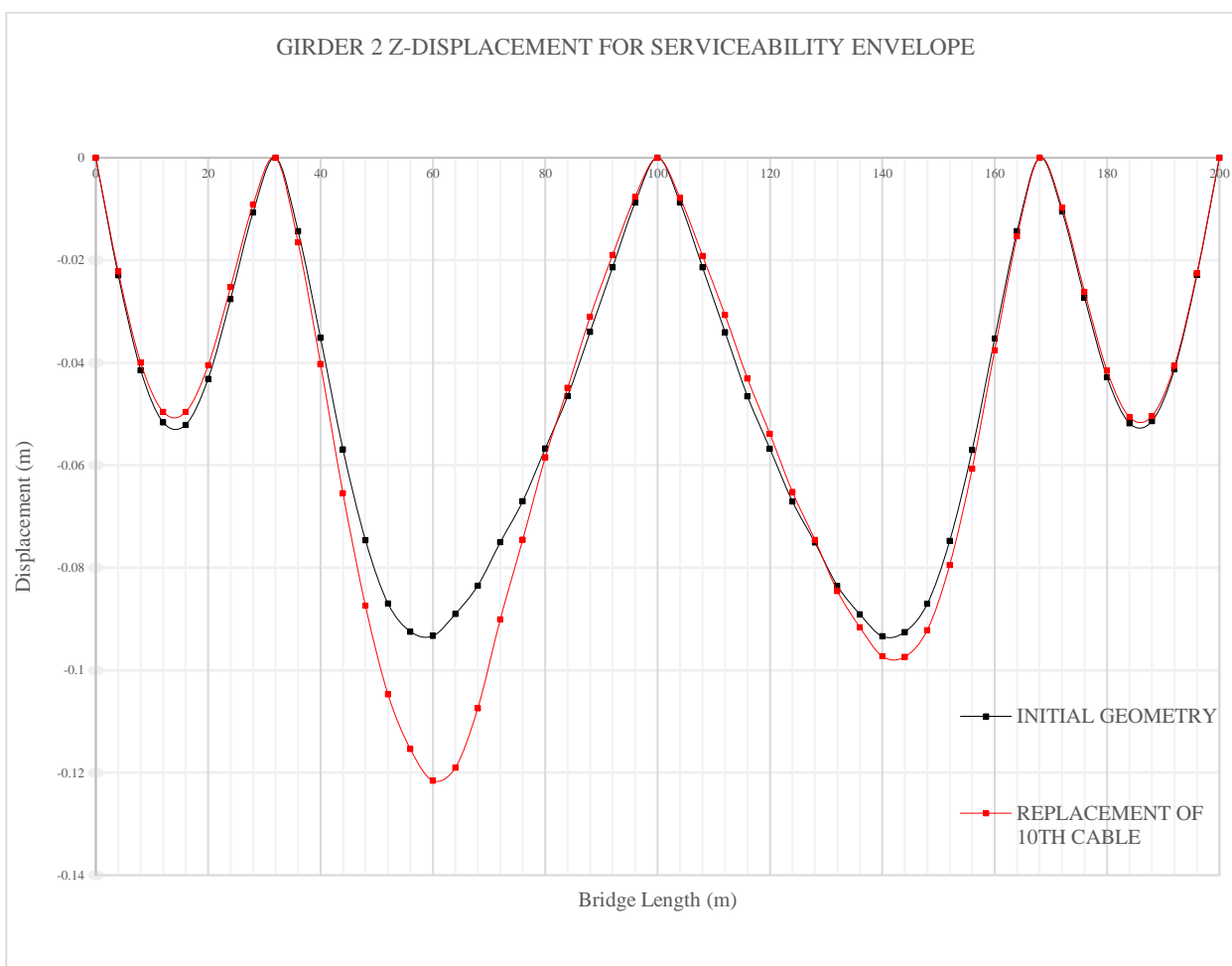
CABLE 10 REPLACEMENT		SLS ENVELOPE	
CABLE E	Tension, _{initial} (kN)	Tension, _{loss of cable 10} (kN)	Tension alternation (%)
1	3149.60	3134.268	99.51
2	2364.83	2357.398	99.68
3	2153.09	2141.274	99.45
4	-	-	-
5	2043.33	2033.758	99.53
6	757.310	996.805	131.6
7	2525.88	2531.213	100.2
8	1391.05	2201.231	158.2
9	1354.60	1376.075	101.5
10	2215.28	-	-
11	1780.46	1791.423	100.6
12	2339.92	3220.507	137.6
13	2101.51	2106.733	100.2
14	2002.5	2311.905	115.4

15	1741.34	1745.197	100.2
16	1836.43	1863.904	101.4
17	1286.36	1283.948	99.8

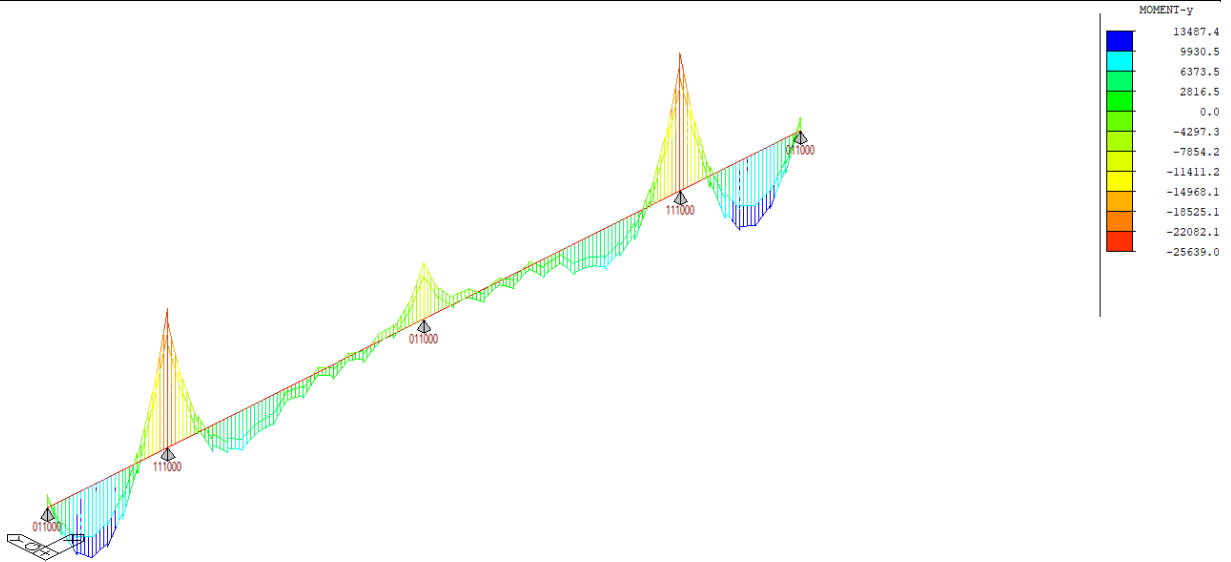
Παρατηρείται ότι οι εφελκυστικές δυνάμεις των καλωδίων 8 και 12, εκατέρωθεν του καλωδίου 10 που χάθηκε, αυξήθηκαν κατά περίπου ~40% στο καλώδιο 12 και κατά ~60% στο καλώδιο 8. Επίσης, στο καλώδιο 6, παρατηρείται ότι η έντασή αυξήθηκε κατά 30% με την απώλεια γεγονός που δεν είναι τόσο παράλογο αφού βρίσκεται μόλις 16m από τη στήριξη.

Η δρώσα εφελκυστική δύναμη των καλωδίων παραμένει πάντα μικρότερη από την αξονική αντοχή σχεδιασμού για τον δυσμενέστερο συνδυασμό, όπως και οι αναπτυσσόμενες τάσεις.

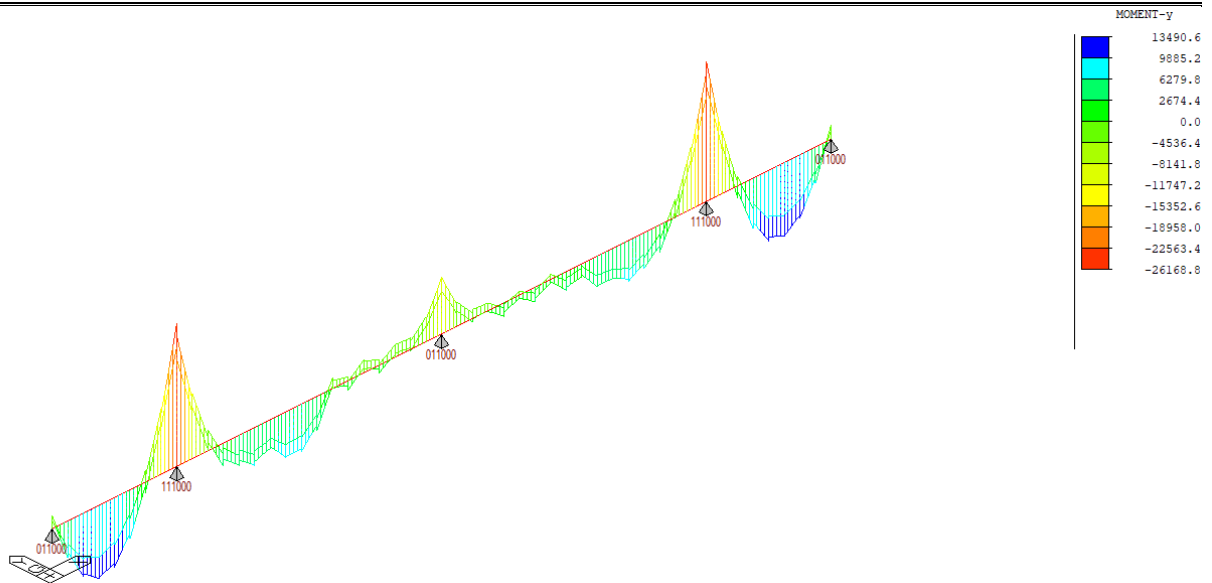
Επιπλέον, κανένα από τα καλώδια για το σενάριο αυτό δεν χαλαρώνουν, δηλαδή οι τάσεις παραμένουν όλες μεγαλύτερες από την ελάχιστη που έχει υπολογιστεί στο §9



Σχήμα 12.1 : Κατακόρυφη Βύθιση Καταστρώματος λόγω Απώλειας του Αναρτήρα 10



Σχήμα 12.2 : Ροπές GIRDER 2 με όλα τα Καλώδια



Σχήμα 12.3 : Ροπές GIRDER 2 με Απώλεια Καλωδίου 10

Όπως είναι αναμενόμενο, αυξήθηκε το εύρος των θετικών ροπών του GIRDER 2 στο σημείο της αντικατάστασης του αναρτήρα ενώ συνολικά οι αρνητικές ροπές στις στηρίξεις αυξήθηκαν κατά 529.78 kNm. Σαφώς δεν τίθεται θέμα αλλαγής διατομής.

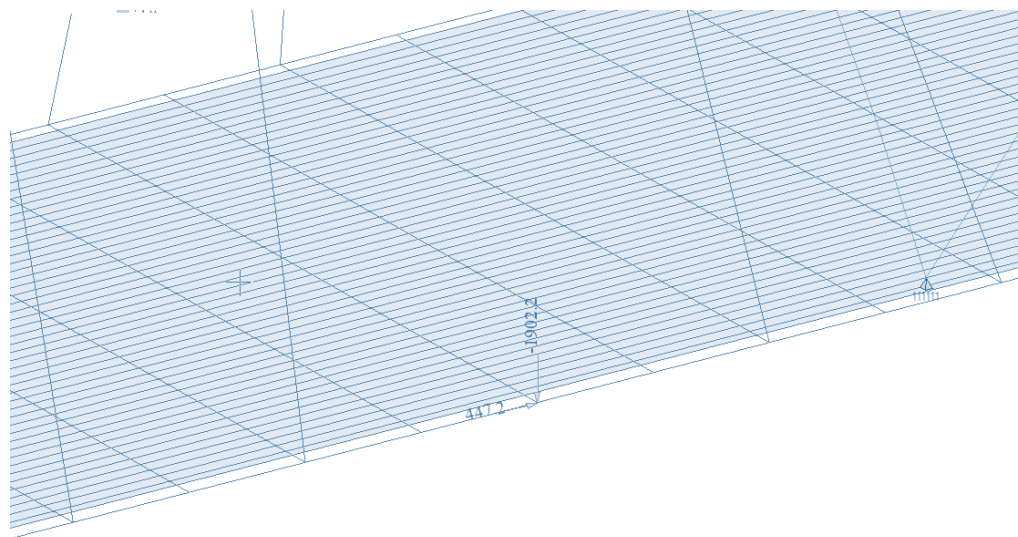
13 Τυχηματική Απώλεια Αναρτήρα

13.1 Γενικά

Σε αντίθεση με την αντικατάσταση κάποιου καλωδίου όπου είναι ένα ελεγχόμενο συμβάν και εκτυλίσσεται κατά την πλήρη λειτουργία του φορέα με τα φορτία κυκλοφορίας εξετάζεται και το σενάριο της τυχηματικής απώλειας αναρτήρα. Σε αντίθεση με την αντικατάσταση, είναι ένα δυναμικό φαινόμενο, το οποίο λαμβάνεται υπόψη ως ισοδύναμη στατική φόρτιση με προσαυξημένο δυναμικό συντελεστή. Όπως είναι λογικό, εξετάζονται οι γειτονικοί αναρτήρες αλλά και η δοκός στο σημείο της απώλειας αφού θα δουλεύει σε ένα μήκος μεγαλύτερο από πριν. Σχετικά με το τόξο, εξαιτίας της μείωσης του ποσοστού των G που λαμβάνονται υπόψη στην τυχηματική φόρτιση δεν θεωρείται τόσο κρίσιμο λόγω της διατομής του.

13.2 Προσομοίωση

Η φόρτιση που αφορά την απώλεια, είναι τυχηματική για αυτό και ο συνδυασμός με τον οποίο φορτίζεται ο φορέας είναι ο $G+G'+P+\psi_2Q+2.0C_{loss}$. Η προσομοίωση της επιτυγχάνεται με την εισαγωγή της αναπτυσσόμενης αξονικής δύναμης του υπό θραύση καλωδίου, αναλυμένης σε δύο συνιστώσες, στην κύρια δοκό και στο τόξο. Ωστόσο, εξαιτίας της σημαντικής υπεραντοχής του τόξου για τα φορτία σχεδιασμού, αγνοείται η συμβολή της θραύσης για τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό απλοποιητικά, αφού όλα τα φορτία είναι 35% μειωμένα.



Σχήμα 13.1 : Προσομοίωση Θραύσης Καλωδίου

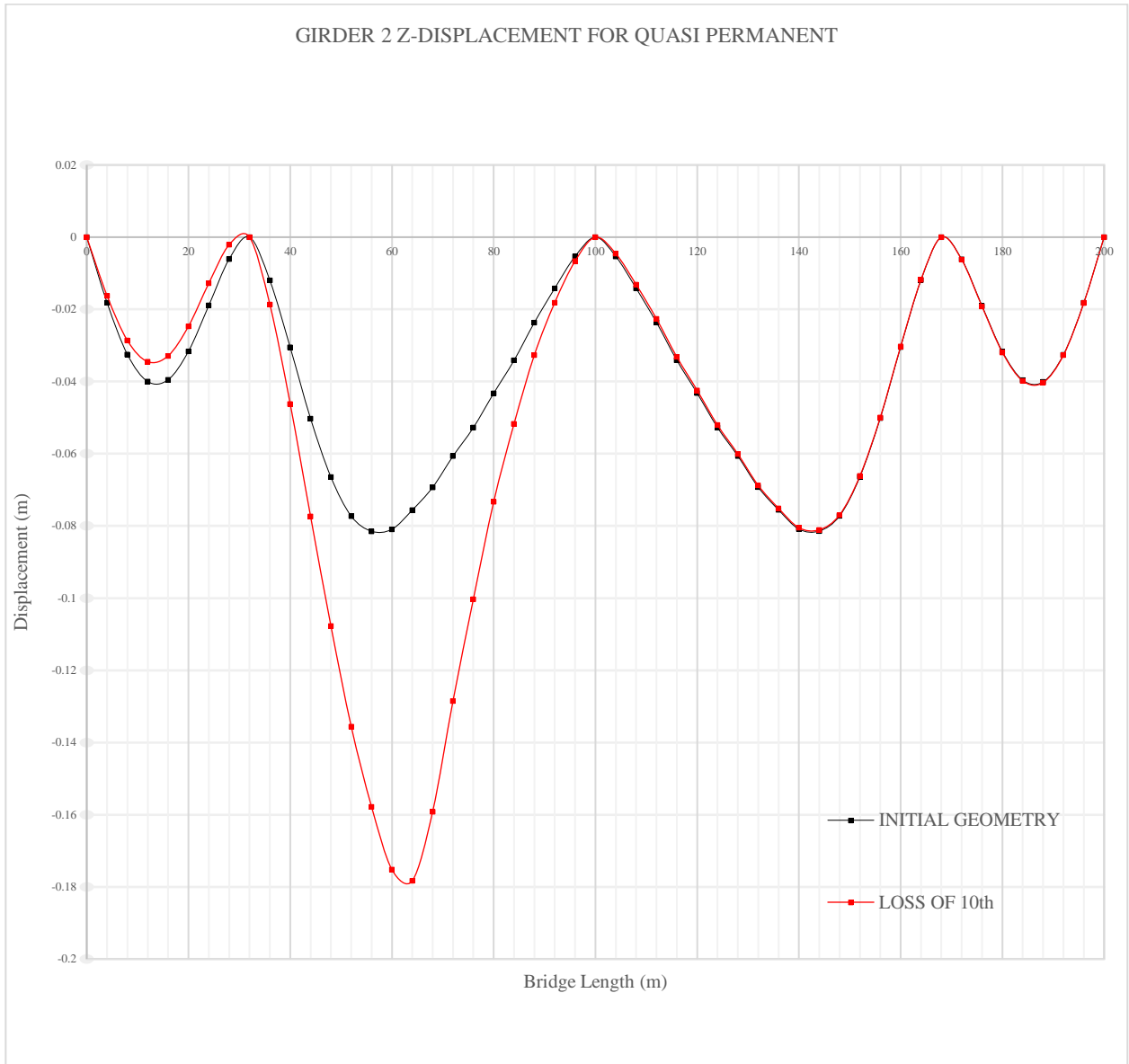
13.3 Αποτελέσματα

Όπως αναφέρεται και στο §13.1 τα σημεία ενδιαφέροντος για το συγκεκριμένο σενάριο είναι τα αμέσως γειτονικά καλώδια του θραυσμένου αναρτήρα καθώς και το τμήμα της κύριας δοκού που αγκυρωνόνταν, αφού τώρα η κύρια δοκός δουλεύει σε ένα κρίσιμο μήκος διπλάσιο απο την αρχική διαστασιολόγηση.

Πίνακας 13.1 : Ανακατανομή Έντασης λόγω Θραύσης του Αναρτήρα 10

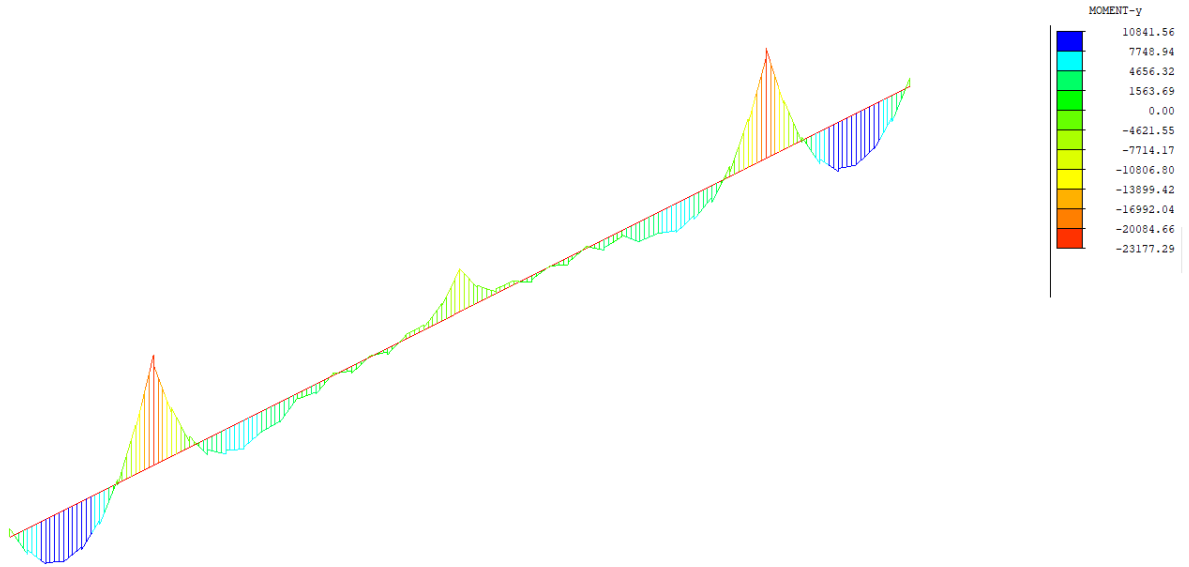
CABLE 10 SNAP		QUASI PERMANENT COMBO	
CABLE E	Tension _{,initial} (kN)	Tension _{,snap of cable 10} (kN)	Tension alternation (%)
1	2787.13	2882.349	103.41
2	2122.13	2255.054	106.26
3	1922.72	2007.221	104.39
4	-	-	-
5	1824.48	1826.629	100.11
6	569.990	1179.015	206.84
7	2298.51	2289.634	99.613
8	1179.20	3094.212	262.39
9	1137.78	1025.908	90.167
10	1979.91	-	-
11	1559.66	1483.026	95.086
12	2083.34	4379.021	210.19
13	1855.12	1826.054	98.433
14	1727.44	2620.403	151.69
15	1470.79	1454.181	98.870
16	1567.99	1857.683	118.47
17	997.368	1065.040	106.78

Απο τον Πίνακα 13.1 φαίνεται οτι τα γειτονικά καλώδια του χαμένου καλωδίου έχουν απορροφήσει όλη την ένταση, αφού στο 8^ο η αναπτυσσόμενη αξονική έχει υπερδιπλασιαστεί κατά 162% και το 12^ο κατά 110.9%. Παράλληλα, παρατηρείται πως το 6^ο καλώδιο καταπονείται και αυτό διπλασιάζοντας την αξονική του δύναμη, γεγονός λογικό, αφού, όπως αναφέρεται και στο §12.2, το στοιχείο απέχει μόλις 16m απο την επιπρόσθετη στήριξη της GIRDER 2.

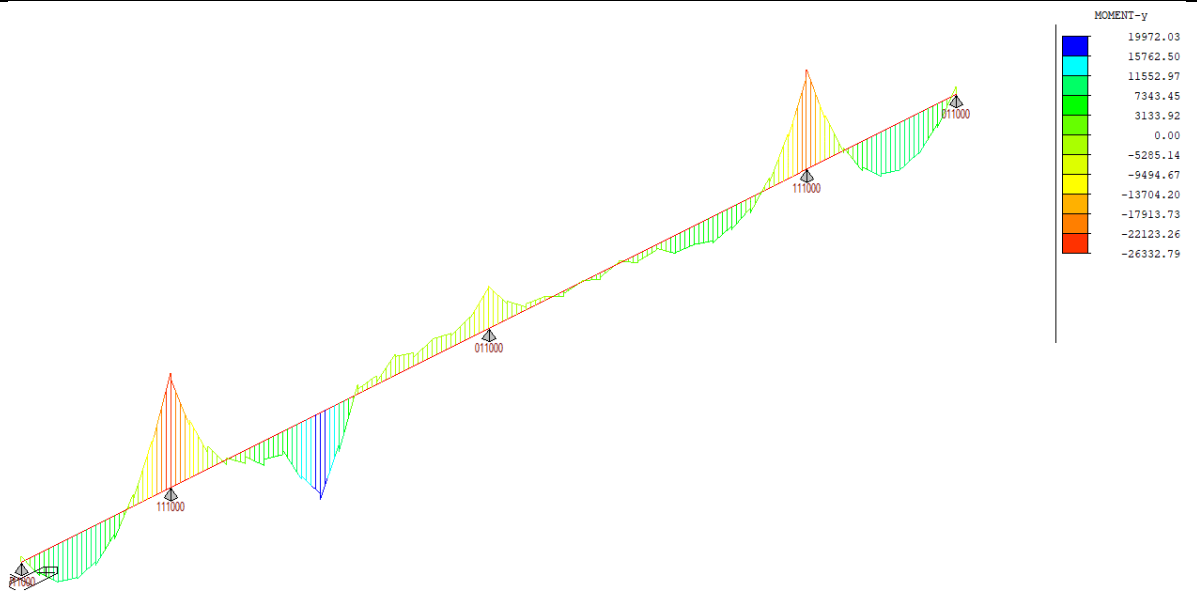


Σχήμα 13.2 : Κατακόρυφη Μετακίνηση GIRDER 2 για Θραύση Καλωδίου 10

Φαίνεται ότι το όριο λειτουργικότητας στην κύρια δοκό έχει ξεπερασθεί κατά πολύ με την θραύση του καλωδίου.



Σχήμα 13.3 : Ροπές GIRDER 2 με όλα τα Καλώδια για τον Οιονεί Μόνιμο Συνδυασμό



Σχήμα 13.4 : Ροπές GIRDER 2 με Απώλεια Καλωδίου 10 για τον Οιονεί Μόνιμο Συνδυασμό

Με την θραύση του αναρτήρα 10, οι διατομές του GIRDER 2 στο σημείο απώλειας αξιοποιούνται στο 101.5%, το οποίο στο σημείο αυτό θεωρείται αποδεκτό και δεν αλλάζει η διατομή.

14 Κόπωση

14.1 Γενικά

Η κόπωση είναι μια διαδικασία συσσώρευσης βλάβης σε ένα στοιχείο που υποβάλλεται σε επαναληπτική φόρτιση, κατά την οποία σχηματίζονται και σταδιακά διευρύνονται ρωγμές. Με την συνεχόμενη αυξομείωση τάσεων μπορεί να επέλθει αστοχία ακόμα και όταν το υλικό δεν έχει διαρρεύσει, δηλαδή όταν $\sigma_{Ed} < f_y$

Αποτέλεσμα αυτής της φόρτισης μεταβλητού εύρους όπως αναφέρεται, είναι η δημιουργία ρωγμών το οποίο μεταφράζεται ως διακοπή της συνέχειας του μητρικού υλικού, καταλήγωντας έτσι σε μια απομειωμένη διατομή με την αύξηση της οποίας τελικά, επέρχεται αστοχία.

Είναι ένα τοπικό φαινόμενο που εμφανίζεται ιδιαίτερα σε περιοχές συγκέντρωσης τάσεων όπως σε απότομες αλλαγές διατομής, σε οπές για κοχλιώσεις και συγκολλήσεις με περιοχές παραμενουσών τάσεων κλπ. Για αυτό το λόγο, οι συγκολλητές διατομές από επίπεδα ελάσματα και μη, είναι πιο επιρρεπής στ φαινόμενο αυτό

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο γεγονός οτι, η κόπωση μας ενδιαφέρει σχεδόν αποκλειστικά για τα κινητά φορτία. Η φιλοσοφία του φαινομένου εξετάζει το πόσο “πονάει” το εξεταζόμενο στοιχείο υπό την συνεχή εναλλαγή της τάσης και όχι το μέγεθος αυτής. Συνεπώς όσο πιο μεγάλο το συνολικό κινητό φορτίο (Q) της υπό μελέτη κατασκευής σε σχέση με το άθροισμα των μόνιμων και κινητών (G+Q) τόσο πιο δυσμενή αποτελέσματα περιμένουμε.

Τέλος, χαρακτηριστικό παράδειγμα ολιγοκυκλικής κόπωσης που συναντάται απο τα σχολικά χρόνια, είναι η περίπτωση ενός συνδετήρα. Αν ξετυλίξουμε ένα συνδετήρα και ξεκινήσουμε να φορτίζουμε με επαναλήψεις κάποια ακμή του, μετά απο πολύ σύντομο χρονικό διάστημα αναπτύσσονται μικρορωγμές και σε πολύ σύντομο διάστημα επέρχεται αστοχία με τον συνδετήρα να αποκόπτεται σε 2 κομμάτια.

14.2 Μέθοδοι Υπολογισμού

- μέθοδος ανοχής βλαβών

επιλογή λεπτομερειών, υλικών και επιπέδων τάσεων ώστε στην περίπτωση έναρξης ρωγμών να προκύψει αργός ρυθμός διάδοσης και μεγάλο κρίσιμο μήκος ρωγμής,

πρόβλεψη δυνατότητας πολλαπλών διαδρομών του φορτίου

πρόβλεψη λεπτομερειών συγκράτησης της διάδοσης ρωγμής,

πρόβλεψη άμεσα επιθεωρήσιμων λεπτομερειών κατά τη διάρκεια των τακτικών επιθεωρήσεων.

- μέθοδος ασφαλούς ζωής

επιλογή λεπτομερειών και επιπέδων τάσεων που εξασφαλίζουν επαρκή διάρκεια ζωής σε κόπωση ώστε να επιτευχθούν τιμές β ίσες με αυτές του ελέγχου οριακής κατάστασης αστοχίας στο τέλος της διάρκειας ζωής σχεδιασμού.

Πίνακας 14.1 : Συνιστώμενοι Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας για Αντοχή σε Κόπωση

Μέθοδος εκτίμησης	Επιπτώσεις αστοχίας	
	Χαμηλές	Υψηλές
Ανοχής βλαβών	1,00	1,15
Ασφαλούς ζωής	1,15	1,35

14.3 Έλεγχος Κόπωσης

Το ονομαστικό, τροποποιημένο ονομαστικό ή γεωμετρικό εύρος τάσεων λόγω των συχνών φορτίων $\psi_1 Q_k$ (βλ. EN 1990) δεν θα πρέπει να υπερβαίνει

Θα πρέπει να δειχθεί ότι για φορτία κόπωσης ισχύει

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

και

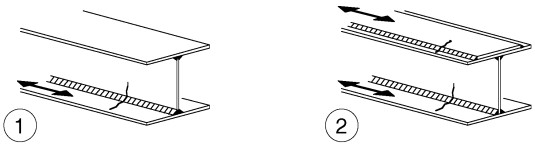
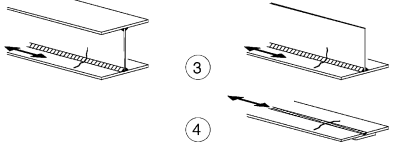
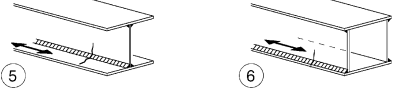
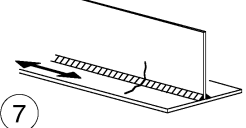
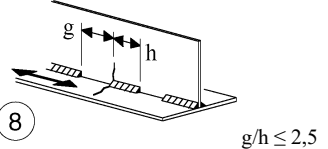
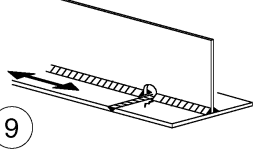
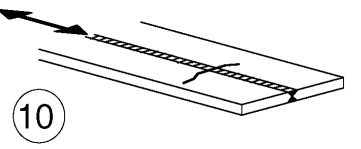

(14.1)

$$\frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0$$

Στην περίπτωση συνδυασμένου εύρους τάσεων $\Delta\sigma_{E,2}$ και $\Delta\tau_{E,2}$ θα πρέπει να γίνεται ο ακόλουθος έλεγχος:

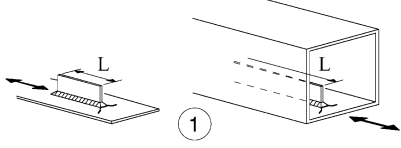
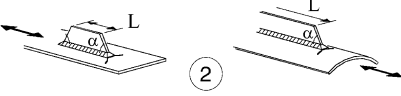
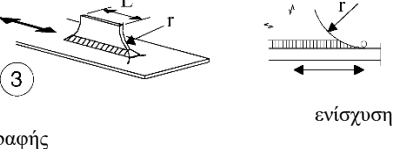
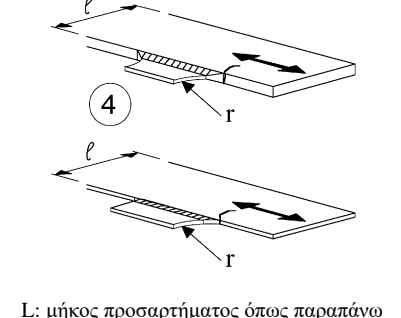
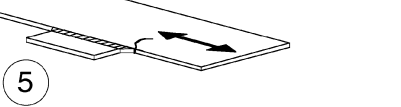
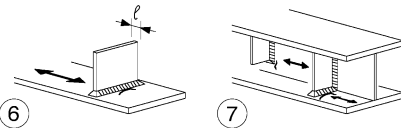
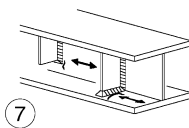
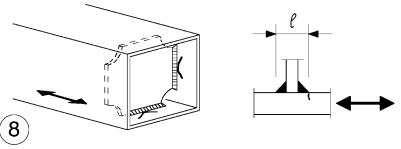
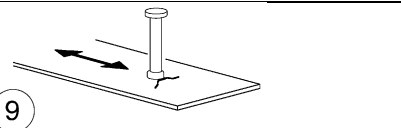
$$\left(\frac{\gamma_{FF} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{FF} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0$$

Πίνακας 14.2 : Κατηγορίες Λεπτομερειών για Συγκολλητές Διατομές

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
125		Συνεχείς διαμήκειες ραφές: 1) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές. 2) Αυτόματες εξωραφές. Έλεγχος αρμοκαλύπτρων βάσει λεπτομ. 6) ή 7) του Πίνακα 8.5.	Λεπτομέρειες 1) και 2): Απαγορεύεται θέση αρχής/τέλους εκτός εάν η επισκευή γίνεται από ειδικό και ακολουθεί έλεγχος καλής εκτέλεσης της επισκευής.
112		3) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές ή εξωραφές με ενδιάμεσες στάσεις. 4) Αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές, με συνεχές υπόθεμα, αλλά χωρίς ενδιάμεσες στάσεις.	4) Όταν η λεπτομέρεια αυτή έχει ενδιάμεσες στάσεις να χρησιμοποιείται η κατηγορία 100.
100		5) Χειροποίητες εσωραφές ή εξωραφές. 6) Χειροποίητες ή αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές, ειδικά για κλειστές διατομές	5), 6) Απαιτείται τέλεια συναρμογή πέλματος-κορμού. Προετοιμασία ακμής κορμού ώστε να φαίνεται και να πληρώνεται επαρκώς η ρίζα για την αποφυγή τοπικής αστοχίας.
100		7) Χειροποίητες ή αυτόματες εσωραφές ή εξωραφές για κατηγορίες 1) έως 6).	7) Η αρχική κατηγορία μπορεί να αποκατασταθεί με λείανση από ειδικό για την εξάλειψη όλων των εμφανών ατελειών και επαρκή έλεγχο.
80		8) Διακοπτόμενες διαμήκειες εξωραφές. $g/h \leq 2,5$	8) Η Δσ βασίζεται στην ορθή τάση του πέλματος.
71		9) Διαμήκειες εσωραφές, εξωραφές ή διακοπτόμενες ραφές με οπή συναρμογής ύψους όχι μεγαλύτερου από 60mm. Για οπές συναρμογής με ύψος > 60 mm βλ. λεπτ. 1) στον Πίνακα 8.4	9) Η Δσ βασίζεται στην ορθή τάση του πέλματος.
125		10) Διαμήκειες εσωραφές, αμφίπλευρη έγκαιση ρίζας παράλληλα στο φορτίο, 100% NDT	
112		10) Χωρίς λείανση και ενδιάμεσες στάσεις	
90		10) με ενδιάμεσες στάσεις	
140		11) Διαμήκειες αυτόματες εξωραφές με ή χωρίς ενδιάμεσες στάσεις σε κοίλες διατομές	11) Ελεύθερες ατελειών πέραν των ανοχών της EN 1090. Πάχος τοιχώματος $t \leq 12,5$ mm.
125		11) Διαμήκειες αυτόματες εξωραφές με ή χωρίς ενδιάμεσες στάσεις σε κοίλες διατομές	11) Πάχος τοιχώματος $t > 12,5$ mm.
90		11) με ενδιάμεσες στάσεις	

Για τις λεπτομέρειες 1 έως 11 με πλήρως μηχανική μόρφωση ραφών ισχύουν τα ανάλογα των κατηγοριών με αυτόματη μόρφωση ραφών.

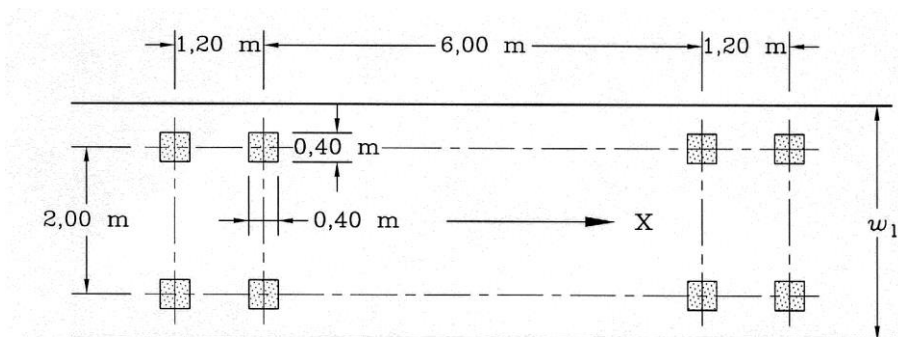
Πίνακας 14.3 : Προσαρτήματα Ραφών και Ενισχύσεις

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις	
80	$L \leq 50\text{mm}$	 <p>1</p>	<p><u>Διαμήκη προσαρτήματα:</u></p> <p>1) Η κατηγορία λεπτομέρειας μεταβάλλεται ανάλογα με το μήκος L του προσαρτήματος.</p>	
71	$50 < L \leq 80\text{mm}$			
63	$80 < L \leq 100\text{mm}$			
56	$L > 100\text{mm}$			
71	$L > 100\text{mm}$ $\alpha < 45^\circ$	 <p>2</p>	2) Διαμήκη προσαρτήματα σε ελάσματα ή σωλήνες.	
80	$r > 150\text{mm}$	 <p>3</p> <p>ραφής</p> <p>ενίσχυση</p>	3) Προσαρτήματα με διαμήκη εξωραφή και ακτίνα συναρμογής; ενισχυμένο άκρο ραφής (πλήρης διείσδυση); μήκος ενίσχυσης ραφής $> r$.	<p><u>Λεπτομέρειες 3) και 4):</u></p> <p>Ομαλή ακτίνα συναρμογής r αρχικά μηχανική κοπή ή κοπή με φλόγα του ελάσματος πριν τη συγκόλληση, κατόπιν λείανση της επιφάνειας ραφής παράλληλα στη διεύθυνση του βέλους ώστε η εγκάρσια ραφή να εξαλειφεται πλήρως.</p>
90	$\frac{r}{L} \geq \frac{1}{3}$ ή $r > 150\text{mm}$	 <p>4</p> <p>L: μήκος προσαρτήματος όπως παραπάνω</p>	4) Προσαρτούμενα ελάσματα, συγκολλούμενα στην άκρη ελάσματος ή πέλματος.	
71	$\frac{1}{6} \leq \frac{r}{L} \leq \frac{1}{3}$			
50	$\frac{r}{L} < \frac{1}{6}$			
40		 <p>5</p>	5) Όπως τα συγκολλητά, χωρίς ακτίνα συναρμογής.	
80	$\ell \leq 50\text{mm}$	 <p>6</p>  <p>7</p>	<p><u>Εγκάρσια προσαρτήματα:</u></p> <p>6) Συγκολλούμενα σε έλασμα.</p> <p>7) Κατακόρυφες ενισχύσεις συγκολλούμενες σε ελατή ή συγκολλητή δοκό.</p>	<p><u>Λεπτομέρειες 6) και 7):</u></p> <p>Τα άκρα της ραφής θα πρέπει να λειαίνονται προσεκτικά για την εξάλειψη κάθε πιθανής εγκοπής.</p> <p>7) Η Δσ θα υπολογίζεται βάσει των κυρίων τάσεων αν η ενίσχυση σταματά μονόπλευρα στον κορμό, βλ. σχήμα αριστερά.</p>
71	$50 < \ell \leq 80\text{mm}$	 <p>8</p>	<p>8) Διαφράγματα συγκολλούμενα σε πέλματα ή κορμούς. Πιθανόν να μην εφαρμόζεται σε μικρές κοίλες διατομές.</p> <p>Οι τιμές ισχύουν επίσης για δακτυλιοειδείς ενισχύσεις.</p>	
80		 <p>9</p>	9) Επίδραση διαμητικών ήλων στο βασικό υλικό.	

14.4 Πρότυπη Φόρτιση Κόπωσης και Απλοποιημένη Ανάλυση σε Κόπωση

Ο EN 1991-2 προβλέπει πέντε πρότυπες φορτίσεις κόπωσης με διαφορετικά οχήματα που χρησιμοποιούνται σε διαφορετικές περιπτώσεις.

Για οδικές γέφυρες προτείνεται μια απλοποιημένη μέθοδος βασισμένη σε ένα πρότυπο όχημα κόπωσης. Είναι η φόρτιση FLM3 με φορτίο άξονα 120 kN και συνολικό βάρος 480 kN. Για γέφυρες μήκους μεγαλύτερου από 40m ο έλεγχος γίνεται μόνο για αυτό το όχημα. Διαφορετικά, προστίθεται και η διέλευση ενός δεύτερου σε απόσταση 40m από το πρώτο με το 30% του βάρους του FLM3



Σχήμα 14.1 : Πρότυπη Φόρτιση Κόπωσης 3

Θα πρέπει να υπολογίζονται οι μέγιστες και ελάχιστες τάσεις και τα εύρη των τάσεων για κάθε κύκλο διακύμανσης της τάσης, δηλαδή η αλγεβρική τους διαφορά, που προκύπτουν από τη διέλευση του προσομοιώματος κατά μήκος της γέφυρας.

14.5 Έλεγχος Κόπωσης Δομικού Χάλυβα Διαδοκίδας

Συντελεστές Ισότητας Βλάβης

Συντελεστής λ_1

Ανοιγμα

$$\lambda_1 = 2.55 - 0.70 \times \frac{L - 10}{70} = 2.55 - 0.70 \times \frac{24 - 10}{70} = 2.41$$

Στήριξη

$$\lambda_1 = 1.70 + 0.50 \times \frac{L - 30}{50} = 1.70 + 0.50 \times \frac{24 - 30}{50} = 1.64$$

Συντελεστής λ_2

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \times \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{m}} = 1.3195$$

Όπου

$$\begin{aligned} Q_{m1} &= 480 \text{ kN} \\ Q_0 &= 480 \text{ kN} \\ N_0 &= 0.50 \times 10^6 \\ N_{obs} &= 2 \times 10^6 \\ m &= 5 \\ n_i &= 1 \end{aligned}$$

Συντελεστής λ_3

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{ld}}{100} \right)^{\frac{1}{m}}$$

όπου

$$t_{ld} = 100$$

Συντελεστής λ_4

$$\lambda_4 = 1$$

Όριο λ_{max}

Ανοιγμα

$$\lambda_{max}^{span} = \begin{cases} 2.5 - 0.5 \times \frac{L - 10}{15}, & L \leq 25m = 2.033 \\ 2, & L > 25m \end{cases}$$

Στήριξη

$$\lambda_{max}^{supp} = \begin{cases} 1.8 + 0.9 \times \frac{L - 30}{50}, & L \geq 30m = 1.80 \\ 1.80, & L < 30m \end{cases}$$

Συντελεστής λ

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max} \Rightarrow \lambda = 3.18 > \lambda_{max}^{span}$$

Τελικοί συντελεστές ισοδύναμης βλάβης

$$\lambda_{max}^{span} = 2.0$$

$$\lambda_{max}^{supp} = 1.692$$

Το όχημα που επιβάλλεται, έχει 120 kN ανά άξονα με συνολικό φορτίο τα 480 kN. Τοποθετήθηκε σε όλες τις πιθανές θέσεις πάνω στο κατάστρωμα και προέκυψε η περιβάλλουσα των τάσεων για το άνω και κάτω πέλμα της δοκού.

Επιλέγονται οι συντελεστές απο Πίνακας 14.1

$$\gamma_{M,fa} = 1.35$$

$$\gamma_{F,f} = 1.0$$

Άνω πέλμα

$$\sigma_{a,o} = \sigma_{max,o} - \sigma_{min,o} = 6.7 - (-4.2) = 10.9 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{E,2,o} = \lambda_{max}^{span} \times \sigma_{a,o} = 22.454 \text{ MPa}$$

Κατηγορία λεπτομέρειας

$$\Delta\sigma_C = 80$$

έλεγχος

$$\frac{\gamma_{F,f} \times \Delta\sigma_{E,2,o}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{M,fa}} = \frac{1.0 \times 23.69}{80 / 1.35} = 0.3789 < 1.0$$

Κάτω πέλμα

$$\sigma_{a,u} = \sigma_{max,u} - \sigma_{min,u} = 22.51 - (-2.10) = 27.61 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{E,2,u} = \lambda_{max}^{span} \times \sigma_{a,u} = 56.8766 \text{ MPa}$$

Κατηγορία λεπτομέρειας

$$\Delta\sigma_C = 80$$

έλεγχος

$$\frac{\gamma_{F,f} \times \Delta\sigma_{E,2,u}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{M,fa}} = \frac{1.0 \times 56.8766}{80 / 1.35} = 0.9597 < 1.0$$

Κορμός

$$|\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| = |V_{max,f,Ed}^{supp} - V_{min,f,Ed}^{supp}| \times \frac{1}{h_w t_w} = 12.7819$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda_{max}^{supp} |\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| = 23.0075 \text{ MPa}$$

Κατηγορία λεπτομέρειας

Σύμφωνα με το Πίνακας 14.2

$$\Delta\tau_C = 100 \text{ MPa}$$

έλεγχος

$$\frac{\gamma_{F,f} \times \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{M,fa}} = \frac{1.0 \times 23.0075}{100 / 1.35} = 0.3060 < 1.0$$

Αλληλεπίδραση ορθών τάσεων άνω πέλματος και διατμητικών τάσεων κορμού

$$\left(\frac{\gamma_{F,f} \times \Delta\sigma_{E,2,o}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{M,fa}} \right)^3 + \left(\frac{\gamma_{F,f} \times \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{M,fa}} \right)^5 = 0.3789^3 + 0.3060^5 = 0.0570 \ll 1$$

14.6 Έλεγχος Κόπωσης Διατμητικών Ήλων Διαδοκίδας

Είναι παρόμοιος με τον έλεγχο του δομικού χάλυβα ενώ η αντοχή των ήλων σε κόπωση είναι 90 MPa σε 2 εκατομμύρια κύκλους της καμπύλης φόρτισης m=8. Ο έλεγχος βασίζεται σε εύρη διατμητικών τάσεων.

$$\gamma_{Mf,v} = 1.0$$

Συντελεστής Ισοδύναμης βλάβης

$$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4}$$

Συντελεστής λ_1

$$\lambda_{v1} = \begin{cases} 0.90 - \frac{10}{133} & , \quad L \leq 20m = 0.75 \\ 0.75 & , \quad L > 20m \end{cases}$$

Συντελεστής λ_2

Όπως και στον δομικό χάλυβα αλλά $m=8$

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \times \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{m}} = 1.1892$$

Όπου

$$\begin{aligned} Q_{m1} &= 480 \text{ kN} \\ Q_0 &= 480 \text{ kN} \\ N_0 &= 0.50 \times 10^6 \\ N_{obs} &= 2 \times 10^6 \\ m &= 8 \\ n_i &= 1 \end{aligned}$$

Συντελεστής λ_3

Όπως και στον δομικό χάλυβα αλλά $m=8$

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{ld}}{100} \right)^{\frac{1}{m}}$$

όπου

$$t_{ld} = 100$$

Συντελεστής λ_4

Όπως και στον δομικό χάλυβα αλλά $m=8$

$$\lambda_4 = 1$$

Συντελεστής λ

$$\lambda_v = \lambda_{v1} \lambda_{v2} \lambda_{v3} \lambda_{v4} = 1.84327$$

Οι τάσεις στους ήλους προσδιορίζονται πάντα με βάση την αρηγμάτωτη διατομή, το εύρος τάσεων βρίσκεται από τις ελάχιστες-μέγιστες τέμνουσες λόγω φορτίων κόπωση από την σχέση

$$|\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}| = |V_{max,f} - V_{min,f}| \times \frac{S_{1,0} \times e_L}{I_{1,0} \times n \times A_d} = 46.4607 \text{ MPa}$$

Όπου

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda_v (|\tau_{max,f,Ed} - \tau_{min,f,Ed}|) = 85.6383 \text{ MPa}$$

Κατηγορία λεπτομέρειας

$$\Delta\tau_C = 90 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_{F,f} \times \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{M,fv}} = \frac{1.0 \times 85.6383}{90/1.0} = 0.95153 < 1$$

14.7 Έλεγχος Κόπωσης Σκυροδέματος

Ο έλεγχος κόπωσης του σκυροδέματος προβλέπεται σε περιοχές θετικών ροπών, αρηγμάτωτες διατομές, όπου το σκυρόδεμα βρίσκεται σε θλίψη. Η αντοχή σε κόπωση ισούται με

$$f_{cd,fat} = 0.85 \times e^{s \times (1 - \sqrt{28/t_0})} \times f_{cd} \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 13.283 \text{ MPa}$$

όπου

- s Συντελεστής εξαρτώμενος του τρόπου πήξης (εδώ κανονικής πήξεως)
- t₀ Ηλικία σκυροδέματος κατά την πρώτη φόρτιση σε ημέρες
- f_{ck} Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος σε MPa

Απο τον συνδυασμό λειτουργικότητας 1.0G+1.0G'+0.5T+0.75TS+0.4UDL προκύπτει μέγιστη τάση στο σημείο του ανοίγματος

$$\sigma_{c,o,max} = 9.59 \text{ MPa}$$

Απο την φόρτιση κόπωσης προκύπτει

$$\begin{aligned}\sigma_{c,o,max} &= 0.98 \text{ MPa} \\ \sigma_{c,o,min} &= 0.41 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Επομένως το εύρος τάσεων για τον έλεγχο προκύπτει απο

$$\begin{aligned}\sigma_{c,max} &= 9.59 + 1.4 \times 0.98 = 10.71 \text{ MPa} \\ \sigma_{c,min} &= 9.59 - 1.4 \times 0.41 = 9.016 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Έλεγχος

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} = \frac{10.71}{13.283} 0.80929 < 0.5 + 0.45 \times \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} = 0.5 + 0.45 \times \frac{9.016}{13.283} = 0.81209$$

Οπότε, το σκυρόδεμα επαρκεί οριακά έναντι κόπωσης

15 Διαστασιολόγηση Εφεδράνων

15.1 Γενικά

Τα εφέδρανα είναι τα δομικά στοιχεία τα οποία μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής στα βάθρα, ενώ επιτρέπουν συγχρόνως μετατοπίσεις και στροφές που οφείλονται σε έμμεσες ή άμεσες δράσεις (φορτία κυκλοφορίας, φορτία ανέμου, θερμοκρασιακές μεταβολές, ερπυσμό, συστολή ξήρανσης, σεισμικές δράσεις κλπ).

Τα χαλύβδινα σταθερά, κυλινδρικά ή σφαιρικά εφέδρανα που χρησιμοποιούνταν παλιότερα παρουσίαζαν προβλήματα ανθεκτικότητας και σήμερα έχουν αντικατασταθεί από σύγχρονα εφέδρανα, στα οποία συνδυάζονται διάφορα υλικά όπως πλαστικά ή ελαστομερή.

Στις γέφυρες, είναι σημαντικό, εκτός από την παραλαβή των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων, να επιτρέπεται και η ελεγχόμενη ελεύθερη μετακίνηση του καταστρώματος, ώστε να μην αναπτύσσονται δυνάμεις καταναγκασμού, όπως για παράδειγμα στις θερμοκρασιακές μεταβολές.

Το πρότυπο που αφορά θέματα παραγωγής, μεταφοράς και συντήρησης εφεδράνων είναι το EN 1337 (12.1) και περιλαμβάνει 11 μέρη. Τα είδη εφεδράνων που καλύπτει είναι

- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα
- Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings)
- Κυλινδρικά εφέδρανα
- Εφέδρανα περιστροφής (rocker bearings)
- Σφαιρικά εφέδρανα
- Εφέδρανα – οδηγούς

Τα πιο συνηθισμένα είναι τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, τα εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς και τα σφαιρικά εφέδρανα.

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκαν ελαστομεταλλικά εφέδρανα και εξετάστηκε η αντοχή τους σε σεισμικούς και μη συνδυασμούς φορτίσεων.

15.2 Ελαστομεταλλικά Εφέδρανα

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα έχουν ορθογωνικό ή κυκλικό σχήμα και αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς (φυσικό ή συνθετικό καουτσούκ) και ενδιάμεσα χαλύβδινα ελάσματα που αποκτούν συνάφεια με το ελαστομερές μέσω της διαδικασίας βουλκανισμού. Έχουν μεγάλη ανθεκτικότητα και χρειάζονται πρακτικά μηδενική συντήρηση.

Η σύνδεση των χαλύβδινων πλακών με στοιχεία από σκυρόδεμα γίνεται με τη βοήθεια διατμητικών ήλων ή αγκυρίων, ενώ με στοιχεία από χάλυβα με τη βοήθεια προεντεταμένων κοχλιών. Μεταξύ της βάσης από σκυρόδεμα και της πλάκας του εφεδράνου τοποθετείται μη συρρικνούμενο κονίαμα υψηλής αντοχής.

Για να είναι δυνατή η αντικατάσταση των εφεδράνων, κάτι που είναι απαραίτητο, ξαθώς η διάρκεια ζωής των εφεδράνων σε σχέση με της γέφυρας είναι σημαντικά μικρότερη,

χρησιμοποιούνται κοχλιωτές συνδέσεις ή όπου αυτό δεν είναι δυνατόν, διπλές χαλύβδινες πλάκες, οι οποίες συνδέονται μεταξύ τους με ένα χαλύβδινο δίσκο που λειτουργεί σε διάτμηση.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα επιτρέπουν μετακινήσεις και στροφές που οφείλονται στην παραμόρφωση του ελαστομερούς, ενώ οι χαλύβδινες πλάκες προσφέρουν αντοχή και δυσκαμψία. Η παραμορφωσιμότητα είναι συνάρτηση του ύψους του εφεδράνου που κυμαίνεται μεταξύ 10mm και 400 mm με αριθμό στρώσεων ελαστομερούς μεταξύ 1 και 16. Η αντοχή σε θλίψη εξαρτάται από τις διαστάσεις του εφεδράνου σε κάτοψη, που κυμαίνεται από 200mm έως 1200 mm.

Τα κοινά ελαστομεταλλικά εφέδρανα επιτρέπουν μετακινήσεις σε 2 οριζόντιες διευθύνσεις. Με την προσθήκη κατάλληλων οδφηγών (stoppers), σταθεροποιούνται στη μία ή και στις δύο διευθύνσεις, οπότε παραλαμβάνουν και οριζόντιες δυνάμεις. Σταθερά ελαστομεταλλικά εφέδρανα δεν συνίσταται να χρησιμοποιούνται σε γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων.

Επιπρόσθετα, δεν είναι κατάλληλα για παραλαβή εφελκυστικών δυνάμεων, επιτρέπεται όμως να παραλαμβάνουν βραχυχρόνια μια εφελκυστική τάση μέχρι 1 MPa για κάποιο δυσμενή συνδυασμό δράσεων. Σε αυτή τη περίπτωση συνίσταται η χρήση εφεδράνων τύπου C2, καθώς η απώλεια τριβής ενδέχεται να οδηγήσει σε μετακίνηση του εφεδράνου. Μεγαλύτερα εφελκυστικά φορτία πρέπει να παραλαμβάνονται μέσω κατάλληλων αντανυψωτικών διατάξεων.

15.3 Προσομοίωση

15.3.1 Γενικά

Τα εφέδρανα ως επί το πλείστον εισάγονται στο αναλυτικό προσομοίωμα με την μορφή ελατηρίων. Στην κατακόρυφη διεύθυνση, εξαιτίας της σημαντικά υψηλής προκύπτουσας δυσκαμψίας, μπορεί να εισαχθεί ακλόνητη στήριξη (κύλιση) ενώ στις οριζόντιες διευθύνσεις ελατήρια δυσκαμψίας K_x, K_y. Στην παρούσα μελέτη, τοποθετήθηκαν παντού ελατήρια τόσο στην κατακόρυφη διεύθυνση όσο και στις οριζόντιες, για την πιο ρεαλιστική προσομοίωση.

Επειδή η επιλογή και η διαστασιολόγηση των εφεδράνων είναι μια επαναληπτική διαδικασία μεγάλου αριθμού ελέγχων, πραγματοποιείται μια αρχική εκτίμηση των διαστάσεων με βάση τα σημαντικότερα εντατικά μεγέθη και τις μέγιστες μετακινήσεις. Τελικά, τα εφέδρανα που θα προκύψουν ελέγχονται για όλους τους συνδυασμούς των δράσεων, σεισμικούς και μη. Έτσι, επιλέγονται ως αρχική εκτίμηση, ορθογωνικά εφέδρανα τύπου C2, διαστάσεων κάτοψης 1000mmx1000mm συνολικού ύψους 305mm και πάχους ελαστομερούς 180mm, χαρακτηριστικά που προέρχονται από πίνακες κατασκευαστή.

Στην συγκεκριμένη μελέτη εξετάζεται η κατασκευή 3 βάρων σχήματος V όπου τα ακρόβαθρα θα φιλοξενούν 3 εφέδρανα έκαστο και το μεσόβαθρο 2. Για ευκολία ανάγνωσης από το σημείο αυτό και έπειτα, το μεσόβαθρο ονομάζεται M1 και τα 2 ακρόβαθρα A0 και A2.

15.3.2 Ελατήρια

Όπως σημειώνεται στο §15.3.1 κάθε εφέδρανο προσομοιώνεται με 3 γραμμικά αξονικά ελατήρια, ένα σε κάθε διεύθυνση. Οι δυσκαμψίες των ελατηρίων παρέχονται είτε από τον κατασκευαστή είτε μπορούν να υπολογιστούν από τις διαστάσεις και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους.

Υπό στατικές φορτίσεις

$$K_x = K_y = \frac{A \times G_{b,min}}{T_e} = \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.90}{0.18} = 5,000 \text{ kN/m}$$

Υπό σεισμικές φορτίσεις

(ΚΤΠΣ)

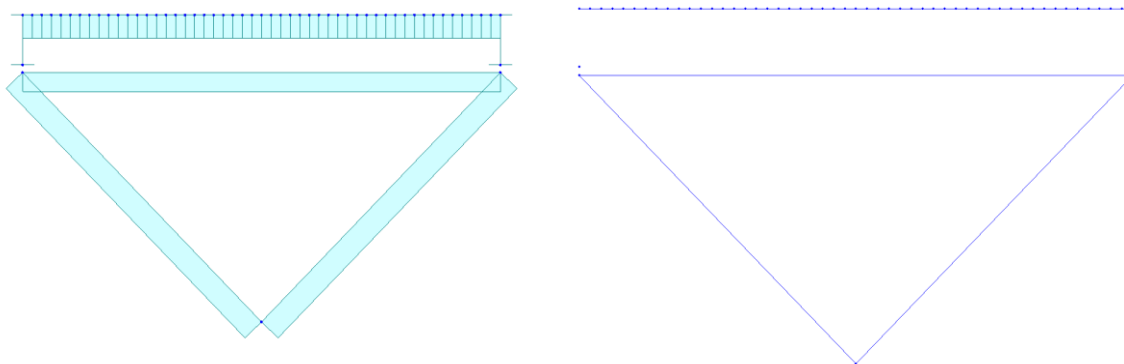
$$K_x = K_y = \frac{A \times 1.1G_{b,min}}{T_e} = \frac{1.0 \times 1.0 \times 0.99}{0.18} = 5,500 \text{ kN/m}$$

(ΑΤΠΣ)

$$K_x = K_y = \frac{A \times 1.1G_{b,max}}{T_e} = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.485}{0.18} = 8,250 \text{ kN/m}$$

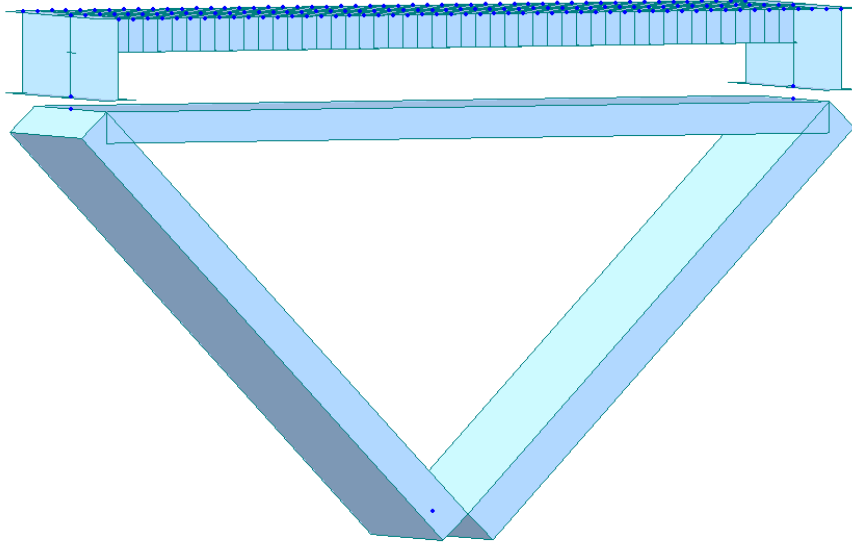
Πίνακας 15.1 : Δυσκαμψία ελατηρίων εφεδράνων

ΒΑΘΡΟ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΕΦΕΔΡΑΝΟΥ	ΣΤΑΤΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	
			ΚΤΠΣ	ΑΤΠΣ
		G=900 kPa	G=990 kPa	G=1,485 kPa
A0	1,000X1,000X305 (180)	5,000	5,500	8,250
M1	1,000X1,000X305 (180)	5,000	5,500	8,250
A2	1,000X1,000X305 (180)	5,000	5,500	8,250

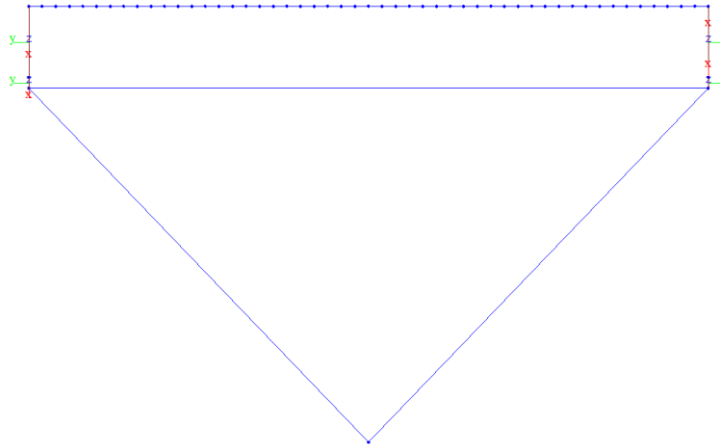


Σχήμα 15.1 : Σύνδεση Ανωδομής και Διάταξη Κόμβων σε Όψη

Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 15.1** οι κόμβοι των κ.β. των κύριων μελών έχουν μετατοπισθεί με offset, κεντρικά στο άνω όριο (center-top) ώστε να προσομοιωθεί το ακριβές σημείο της σύνδεσης της διαδοκίδας με την κύρια δοκό και με τα επιφανειακά στοιχεία της πλάκας σκυροδέματος. Επιπλέον, τα elastic links των εφεδράνων δεν συνδέονται απευθείας στον κόμβο των κύριων δοκών, αλλά προστίθεται ένας νέος κόμβος στο κάτω όριο της δοκού ο οποίος συνδέεται με ένα rigid link (άκαμπτο σύνδεσμο) ώστε να επιτευχθεί η σωστή μεταφορά της έντασης.



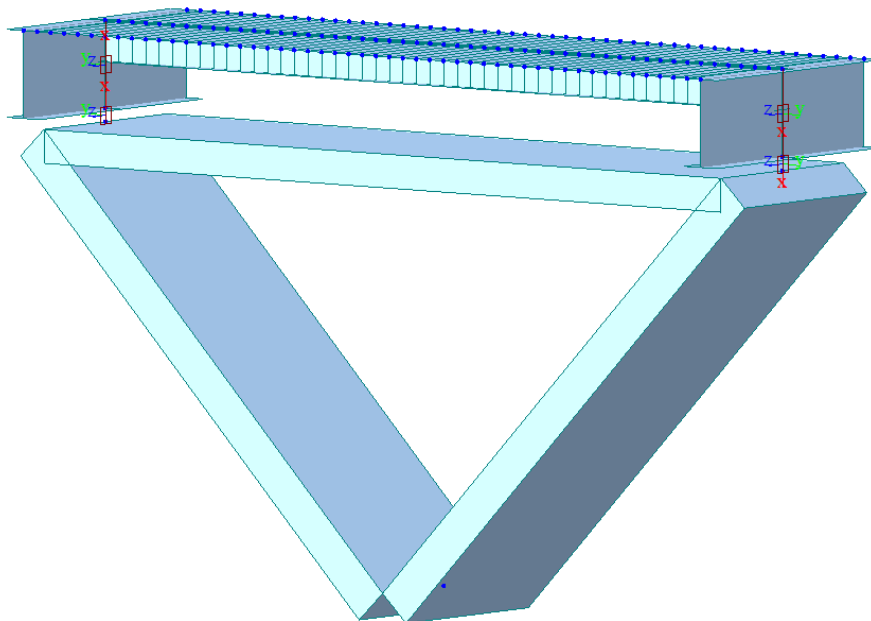
Σχήμα 15.2 : Σύνδεση Ανωδομής και Διάταξη Κόμβων σε Προοπτικό



Σχήμα 15.3 : Προσομοίωση Ελατηρίων και Διάταξη Κόμβων

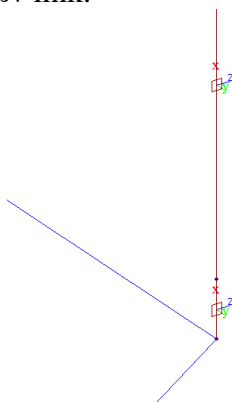
Στη συνέχεια, απο το κάτω όριο της κύριας δοκού όπου πρόκειται να τοποθετηθεί το εφεδράνο, προστίθεται άλλος ένας κόμβος που να απέχει απόσταση, ίση με το συνολικό ύψος του εφεδράνου.

Δηλαδή, το εφέδρανο προσομοιώνεται από 2 κόμβους απόστασης 305mm, συνδεδεμένοι με 3 γραμμικά ελατήρια, ένα για κάθε διεύθυνση, δυσκαμψίας ίσης με αυτή που υπολογίζεται με το χέρι ή που παρέχεται από τον κατασκευαστή για δεδομένα όρια δρώντων αξονικών δυνάμεων και μετακινήσεων για στατικές και σεισμικές φορτίσεις.



Σχήμα 15.4 : Σύνδεση Ανωδομής με Υποδομή

Προσοχή χρειάζεται να δοθεί στο γεγονός ότι η αξονική διεύθυνση των ελατηρίων στο MIDAS Civil είναι η X, συνεπώς η δυσκαμψία της καθολικής κατακόρυφης διεύθυνσης Z που υπολογίζεται με το χέρι ή που παρέχεται από τον κατασκευαστή, πρέπει να εισάγεται στην τοπική κατακόρυφη διεύθυνση X των elastic links. Ενώ αντίστοιχα οι οριζόντιες δυσκαμψίες πρέπει να εισάγονται στις τοπικές Y και Z των link.



Σχήμα 15.5 : Τοπικές Διευθύνσεις Ελατηρίων

15.3.3 Μονοβάθμιος Ταλαντωτής

Συνολικά κατακόρυφα φορτία γέφυρας που συμβάλλουν στη μάζα του φορέα είναι τα ίδια βάρη των χαλύβδινων μελών και της πλάκας σκυροδέματος μαζί με τα πρόσθετα μόνιμα φορτία.

$$G_{selfweight} = 57912.07 \text{ kN}$$

$$G_{imposed} = 33051.73 \text{ kN}$$

$$V_{tot} = 90963.8 \text{ kN}$$

Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{dir}}{K_{dir,Gmin}}} = 2\pi \sqrt{\frac{90963.8/9.806}{40000}} = 2.8843\text{s}$$

Το λογισμικό έδωσε μια ιδιοπερίοδο πολύ κοντά σε αυτή ίση με 2.844s

15.4 Έλεγχοι Εφεδράνων

15.4.1 Γενικά

Όπως αναφέρεται και στο §15.4.1 η επιλογή εφεδράνων είναι μια επαναληπτική διαδικασία, όπου για κάθε συνδυασμό, οφείλουν να ικανοποιούνται οι έλεγχοι που ακολουθούν. Στο παρόν υποκεφάλαιο, πραγματοποιούνται αναλυτικά όλοι οι έλεγχοι ενός εφεδράνου του μεσοβάθρου, για έναν τυχαίο συνδυασμό και τελικά συνοψίζονται όλα τα αποτελέσματα όλων των εφεδράνων των βάθρων, ανά συνδυασμό σε πίνακα.

Ο συνδυασμός στατικής φόρτισης που εξετάζεται είναι ο $1.35G+1.35MVNG+0.9W_{+y}$ με

- $F_{zEd} = 13,807.04$
- $a_y = 10.92 \text{ mrad}$
- $d_x = 7.156 \text{ mm}$
- $d_y = 35.547 \text{ mm}$

15.4.2 Έλεγχος παραμορφώσεων

Η συνολική παραμόρφωση πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση

$$\varepsilon_{t,d} = K_L \times (\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) = 1.0 \times (1.697 + 0.201 + 1.658) = 3.557 \leq \frac{7.0}{\gamma_m}$$

όπου:

$\varepsilon_{c,d}$ παραμόρφωση λόγω θλίψης

$\varepsilon_{q,d}$ διατμητική παραμόρφωση

$\varepsilon_{a,d}$ παραμόρφωση λόγω στροφής

K_L συντελεστής που εξαρτάται από τον τύπο φορτίου (1.50 για φορτία κυκλοφορίας και 1.0 για άλλου τύπου φορτία με συνιστώμενη τιμή γενικώς 1.0)

$$\gamma_m = \begin{cases} 1.00, \text{ για στατικούς συνδυασμούς OKA} \\ 1.40, \text{ για στατικούς συνδυασμούς OKA} \\ 1.15, \text{ για σεισμικούς συνδυασμούς} \end{cases}$$

Υπολογισμός παραμόρφωσης λόγω θλίψης $\varepsilon_{c,d}$

$$\varepsilon_{c,d} = \frac{1.50 \times F_{z,d}}{G \times A_r \times S} = \frac{1.50 \times 13,807.04}{0.90 \times 0.91386 \times 13.7778} = -1.697$$

όπου:

$F_{z,d}$ Κατακόρυφη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού

G Μέτρο διάτμησης ελαστομερούς συνήθως 0.9 MPa

A_r Μειωμένο εμβαδό διατομής εφεδράνου

S Συντελεστής σχήματος

Το μειωμένο εμβαδό διατομής (A_r) εφεδράνου υπολογίζεται ως

$$A_r = A_1 \times \left(1 - \frac{\nu_{x,d}}{a'} - \frac{\nu_{y,d}}{b'} \right) = 0.98406 \times \left(1 - \frac{0.007156}{0.992} - \frac{0.03554}{0.992} \right) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_r = 0.91386$$

όπου:

a', b' Πλάτη χαλύβδινων πλακών

A_1 Εμβαδό διατομής χαλύβδινων πλακών, πιθανώς μειωμένων λόγω ύπαρξης οπών

A_1 Για ορθογωνικά εφέδρανα χωρίς οπές

$$= a' \times b'$$

$v_{x,d}, v_{y,d}$ μέγιστες οριζόντιες μετακινήσεις, παράλληλες στην εγκάρσια πλευρά b και τη διαμήκη πλευρά a.

Ο συντελεστής σχήματος (S) υπολογίζεται ως

$$S = \frac{a' \times b'}{2 \times t_i(a' + b')} = \frac{0.992 \times 0.992}{2 \times 0.018(0.992 + 0.992)} = 13.7778$$

όπου:

t_i Πάχος κάθε στρώσης ελαστομερούς

$\alpha = 0.004$ Ελάχιστη απόσταση από άκρη χαλύβδινης πλάκας έως τέλος εφεδράνου

$$\alpha' = b' = 1.0 - 2 \times \alpha = 1.0 - 2 \times 0.004 = 0.992m$$

Υπολογισμός διατμητικής παραμόρφωσης $\varepsilon_{q,d}$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} = \frac{0.036260}{0.18} = 0.20145 \leq \begin{cases} 1.00, \text{ για στατικούς συνδυασμούς OKA} \\ 0.70, \text{ για στατικούς συνδυασμούς OKΛ} \\ 2.0, \text{ για σεισμικούς συνδυασμούς} \end{cases}$$

όπου:

$$v_{xy,d} = \sqrt{v_{x,d}^2 + v_{y,d}^2} = \sqrt{0.007156^2 + 0.03554^2} = 0.036260 \text{ m}$$

η συνισταμένη σχετική μετακίνηση σχεδιασμού

T_q ονομαστικό πάχος ελαστομερούς

Υπολογισμός παραμόρφωσης λόγω στροφής $\varepsilon_{\alpha,d}$

$$\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{\alpha'^2 \alpha_{\alpha,d} + b'^2 \alpha_{\alpha,d}}{2 \times n \times t_i^2} = \frac{0.992^2 10.92 + 0.992^2 \times 0}{2 \times 18 \times 0.018^2} = 1.65833$$

όπου:

- $\alpha_{a,d}$ γωνία στροφής ως προς το πλάτος a του εφεδράνου
 $\alpha_{b,d}$ γωνία στροφής ως προς το πλάτος b του εφεδράνου
 t_i το πάχος των εσωτερικών στρώσεων ελαστομερούς
 n ο αριθμός των εσωτερικών στρώσεων ελαστομερούς

15.4.3 Έλεγχος Χαλύβδινων Πλακών σε Εφελκυσμό

Ελέγχεται το πάχος των χαλύβδινων πλακών για να περιοριστούν οι εφελκυστικές τάσεις. Το ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος χαλύβδινων πλακών είναι

$$t_{s,min} = \frac{K_p \times F_{z,d} \times 2 \times t_i \times K_h \times \gamma_m}{A_r \times f_y} = \frac{1.30 \times 13,807.204 \times 2 \times 0.018 \times 1 \times 1}{0.91386 \times 235,000} = 0.0030m$$

όπου:

- $F_{z,d}$ Κατακόρυφη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού
 f_y Όριο διαρροής χαλύβδινων πλακών, συνήθως 235 MPa
 A_r Όπως υποδείχθηκε παραπάνω
 t_i Πάχος κάθε στρώσης ελαστομερούς
 K_p 1.30 διορθωτικός συντελεστής
 K_h 1 για εφέδρανα χωρίς οπές και =2 για εφέδρανα με οπές
 γ_m 1.0 επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

15.4.4 Περιορισμός Στροφής

Για την αποφυγή ανύψωσης του εφεδράνου, περιορίζεται η στροφή σύμφωνα με την παρακάτω σχέση.

Ορθογωνικά εφέδρανα

$$\frac{F_{z,d} \times n \times t_i}{A_1} \times \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{a' \times a_{a,d} + b' \times a_{b,d}}{K_{r,d}} = 0.0042$$

Κυκλικά εφέδρανα

$$\frac{F_{z,d} \times n \times t_i}{A_1} \times \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \geq \frac{D \times a_{D,d}}{K_{r,d}}$$

όπου:

- $F_{z,d}$ Κατακόρυφη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού

G	Μέτρο διάτμησης ελαστομερούς
A_1	Όπως υποδείχθηκε παραπάνω
n	Αριθμός εσωτερικών στρώσεων ελαστομερούς
E_b	2 GPa μέτρο συμπίεσης ελαστομερούς
$K_{r,d}$	3 συντελεστής στροφής
S	Συντελεστής σχήματος
D'	Διάμετρος χαλύβδινων πλακών

Στο αριστερό κομμάτι των ανισώσεων είναι η κατακόρυφη παραμόρφωση των εφεδράνων λόγω της δύναμης $F_{z,d}$ με βάση την οποία προκύπτει η κατακόρυφη δυσκαμψία του εφεδράνου

$$K_z = \left[\frac{n \times t_i}{A_1} \times \left(\frac{1}{5 \times G \times S^2} + \frac{1}{E_b} \right) \right]^{-1} = 3,272,381.411 \text{ kN/m}$$

15.4.5 Έλεγχος Ευστάθειας

Για εξασφάλιση της ευστάθειας, περιορίζεται η μέση πίεση ως εξής

$$\frac{F_{z,d}}{A_1} = 14,661.78351 < \frac{2 \times \alpha' \times G \times S}{3 \times T_e} = 40,002.601$$

όπου:

T_e Συνολικό ονομαστικό πάχος των στρώσεων του ελαστομερούς

Ασφάλεια Έναντι Ολίσθησης

Σε εφέδρανα τύπου B(1) και B/C (1/2), για την αποφυγή της ολίσθησης πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες

$$F_{xy,d} \leq \mu_e \times F_{z,d,min}$$

Και υπό μόνιμα φορτία

$$\frac{F_{z,G,min}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

όπου:

$F_{xy,d}$ συνισταμένη οριζοντίων δυνάμεων σχεδιασμού
 $F_{z,d,min}$ συνυπάρχουσα κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού

$F_{z,Gmin}$ ελάχιστη κατακόρυφη δύναμη σχεδιασμού υπό μόνιμα φορτία

A_r δεξ παραπάνω

Ο συντελεστής τριβής δίνεται απο

$$\mu_e = 0.10 + \frac{1.50 \times K_f}{\sigma_m}$$

όπου:

K_f 0.6 για επαφή με το σκυρόδεμα

0.2 για άλλα υλικά συμπεριλαμβανομένων των κονιαμάτων με ρητίνες

σ_m μέση θλιπτική τάση

Για εφεδρανα τύπου C2 δεν απαιτείται έλεγχος ολίσθησης.

Η δυσκαμψία των ελατηρίων κατά τη διαμήκη x και την εγκάρσια y έννοια έννοια του εφεδράνου προσδιορίζεται απο τη σχέση

$$K_x = K_y = \frac{AG}{T_e}$$

όπου:

A Εμβαδό διατομής εφεδράνου ($=a \times b$ ή $\frac{\pi D^2}{4}$)

T_e Συνολικό ονομαστικό πάχος των στρώσεων ελαστομερούς

G Μέτρο διάτμησης ελαστομερούς ($=0.90$ για μη σεισμικές δράσεις)

Για σεισμική ανάλυση, η σταθερά του ελατηρίου δίνεται απο τη σχέση

$$K_x = K_y = \frac{AG_b}{T_e}$$

όπου:

$G_b = 1.1 \times G$ Μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς με αυξημένη τιμή για να ληφθεί υπόψη η ταχύτητα

Ο σεισμικός υπολογισμός γίνεται για 2 τιμές του G_b , μια ανώτερη τιμή $G_{b,max}$ και μια κατώτερη $G_{b,min}$. Συνήθως, με την πρώτη προσδιορίζονται οι μέγιστες δυνάμεις ενώ με τη δεύτερη οι μέγιστες μετατοπίσεις. Για το σχεδιασμό των εφεδράνων, κρίσιμες είναι οι μέγιστες μετακινήσεις, ενώ οι μέγιστες δυνάμεις χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο ολίσθησης και το

σχεδιασμό των βάθρων και των συνδετικών μέσων των εφεδράνων όπως βλήτρα, ήλοι, αγκύρια. Σύμφωνα με τον EN 1998 – 2, λαμβάνονται ακραίες τιμές

Ανώτερες Παράμετροι Σχεδιασμού – ΑΤΠΣ

$$G_{b,max} = 1.50G_b = 1.65G$$

Ανώτερες Παράμετροι Σχεδιασμού – ΑΤΠΣ

$$G_{b,min} = 1.0G_b = 1.1G$$

Τελικά, λόγω της ασύμμετρης γεωμετρίας της γέφυρας, ελέγχθηκαν όλοι οι κόμβοι των εφεδράνων. Απο τον συνδυασμό $G+1.0S+0.2Q_{gr1}+0.5TEMP-E_y-0.3E_x$ με τις ΑΤΠΣ, προκύπτουν οι μετακινήσεις

$$\delta_{x,Gmax} = 1.5 \times 0.163922 = 0.24588 \text{ m}$$

$$\delta_{y,Gmax} = 1.5 \times 0.30 \times 0.16056 = 0.072252 \text{ m}$$

Οι οριζόντιες δυνάμεις σχεδιασμού είναι

$$F_{x,Ed} = K_x^{ATΠΣ} \times \delta_{x,Gmax} = 2,028.53475 \text{ kN}$$

$$F_{y,Ed} = K_y^{ATΠΣ} \times \delta_{y,Gmax} = 596.079 \text{ kN}$$

Οι τιμές αυτές πρέπει να αναγράφονται για τον προμηθευτή, προκειμένου να εγγυηθεί για την αντοχή των μέσων σύνδεσης που θα χρησιμοποιήσει.

Στον πίνακα που ακολουθεί, φαίνονται οι έλεγχοι για τους στατικούς και σεισμικούς συνδυασμούς, με τον έλεγχο σε περιορισμό στρφοής να είναι κρίσιμος αφού ικανοποιείται οριακά. Ούτως ή άλλως, σε τέτοιου είδους κατασκευές, συνήθως τα εφέδρανα συνοδεύονται απο αποσβεστήρες οπότε σίγουρα δεν θα παρέμεναν μόνα τους.

Επισημαίνεται, οτι στους σεισμικούς συνδυασμού οι περισσότεροι έλεγχοι είναι ακριβώς στο όριο, κάτι το οποίο δεν είναι αποδεκτό. Ούτως ή άλλως ένας τέτοιος φορέα, θα μονώνονταν με αποσβεστήρες ή με ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου. Ωστόσο, σε αυτή την περίπτωση η προσομοίωση θα πραγματοποιούνταν με μη γραμμικά ελατήρια και θα ήταν αναγκαία η μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας. Παρ'όλα αυτά για τις ανάγκες της παρούσας προμελέτης η ανάλυση σταματά σε αυτό το σημείο.

16 Τυπικές Συνδέσεις Φορέα

16.1 Γενικά

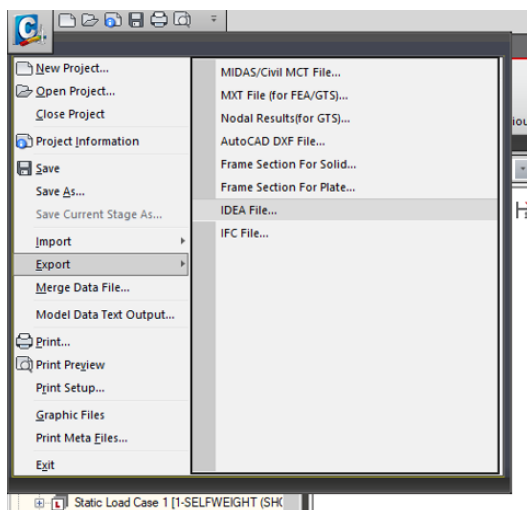
Οι τυπικές συνδέσεις του υπό μελέτη φορέα, ελέγχθηκαν στο περιβάλλον του IDEA STATICA με πεπερασμένα στοιχεία. Τονίζεται ότι πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι τάσεων-παραμορφώσεων για τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε ΟΚΑ αλλά και τον δυσμενέστερο σεισμικό, ωστόσο δεν εκτιμήθηκε η δυσκαμψία της σύνδεσης μέσω του λογισμικού.

Οι συνδέσεις που μελετήθηκαν είναι

- Κοχλιωτή σύνδεση τέμνουσας της διαδοκίδας με την κύρια δοκό
- Κοχλιωτή σύνδεση ροπής προς αποκατάσταση συνέχειας κύριων δοκών ανά 10m
- Συγκόλληση πλήρους αντοχής κόμβου όπου συντρέχουν το λοξό τόξο με το δευτερεύων καμπύλο μέλος
- Συγκόλληση πλήρους αντοχής κόμβου όπου συντρέχουν το κύριο λοξό τόξο με μια αντηρίδα.

16.2 Διασύνδεση MIDAS Civil με IDEA STATICA

Το λογισμικό παρέχει τη δυνατότητα να γίνει εξαγωγή κόμβων όπου συντρέχουν μέλη που πρόκειται να μελετηθεί η σύνδεσή τους. Με αυτόν τον τρόπο, το IDEA STATICA αναγνωρίζει όλα τα εντατικά μεγέθη για όσους συνδυασμούς επιλέξει ο χρήστης, οπότε η διαδικασία διαστασιολόγησης απλοποιείται σε κάποιο βαθμό. Ωστόσο, το MIDAS δεν έχει τη δυνατότητα εξαγωγής περιβαλλουσών των δυσμενέστερων συνδυασμών. Συνεπώς, θα πρέπει να επιλέξουμε χειροκίνητα τους χειρότερους συνδυασμούς φόρτισης και να διασταλογήσουμε τις συνδέσεις για αυτούς.

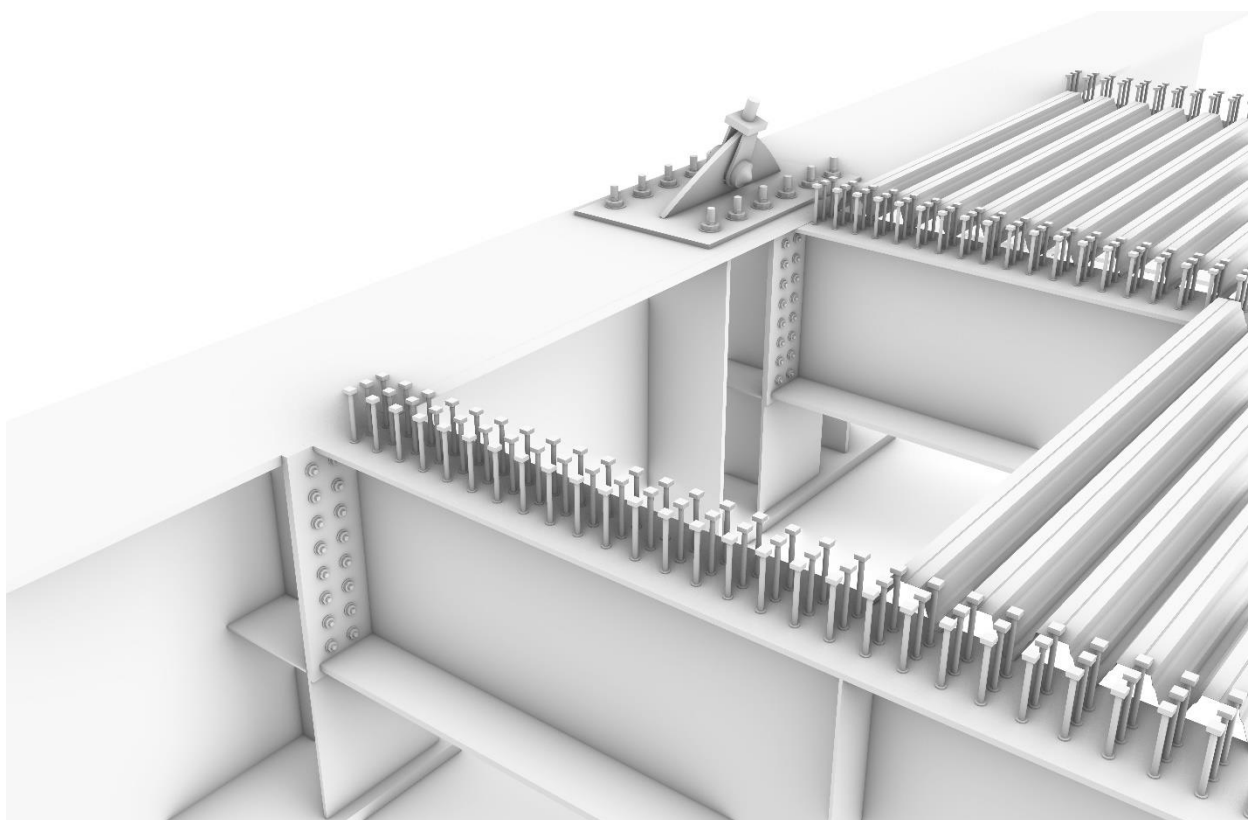


16.3 Κοχλιωτή Σύνδεση Κύριας Δοκού-Διαδοκίδας

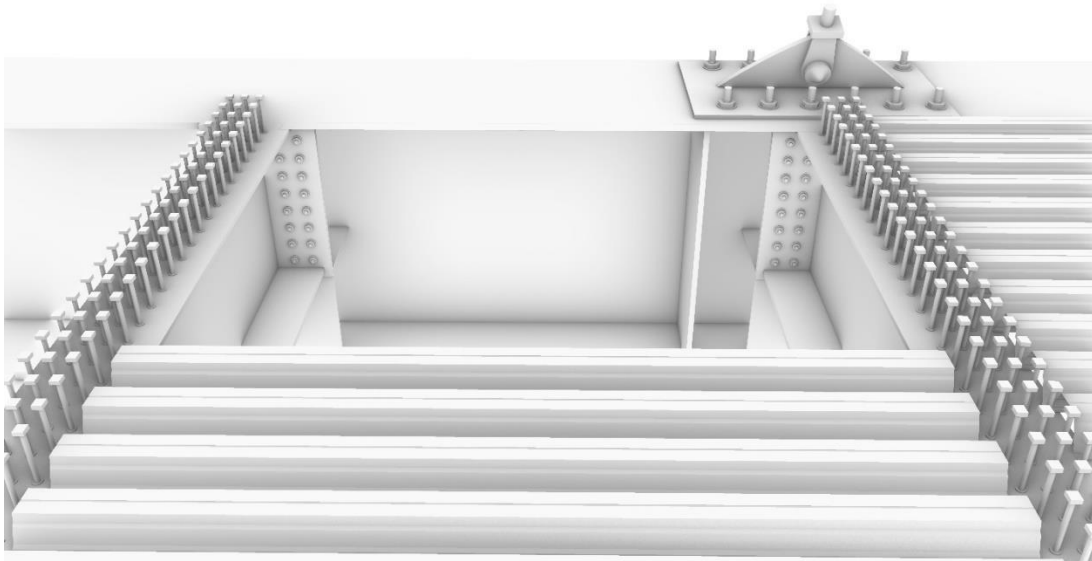
Η σύνδεση της διαδοκίδας με την κύρια δοκό είναι απλή σύνδεση τέμνουσας, παραλαμβάνοντας ωστόσο μικρές τιμές αναπτυσσόμενης καμπτικής ροπής εντός επιπέδου, ειδικά στις θέσεις των βάθρων.

Αποτελείται από δύο μετωπικές πλάκες, όπου η πρώτη, συγκολλάται με τα πέλματα της κύριας δοκού αλλά και στο μέσον της με ένα εγκάρσιο stiffener, το οποίο συγκολλάται στον κορμό της κύριας δοκού. Η δεύτερη μετωπική πλάκα στη συνέχεια συγκολλάται στο μέτωπο της διαδοκίδας και τελικά κοχλιώνεται στην πρώτη μετωπική πλάκα.

Οι μετωπικές πλάκες έχουν πάχη εύρους που προσεγγίζουν τα συνδεόμενα μέλη για ομαλή κατανομή τάσεων, της τάξης των 20mm και οι ενισχύσεις των κορμών 20mm ενώ έχουν χρησιμοποιηθεί κοχλίες M33 10.9

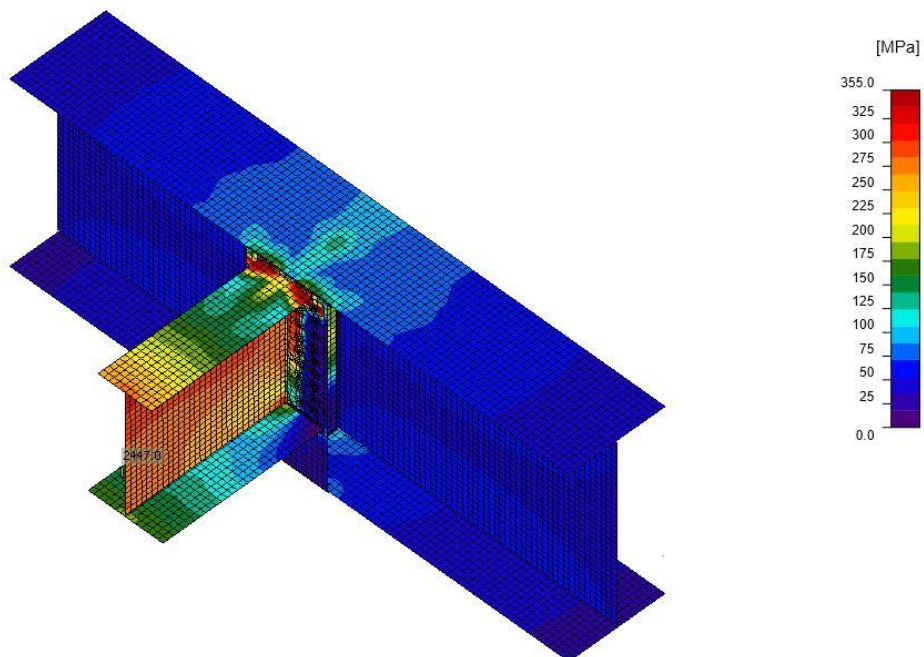


Σχήμα 16.1 : Όψη 1 Σύνδεσης Κύριας Δοκού με Διαδοκίδα

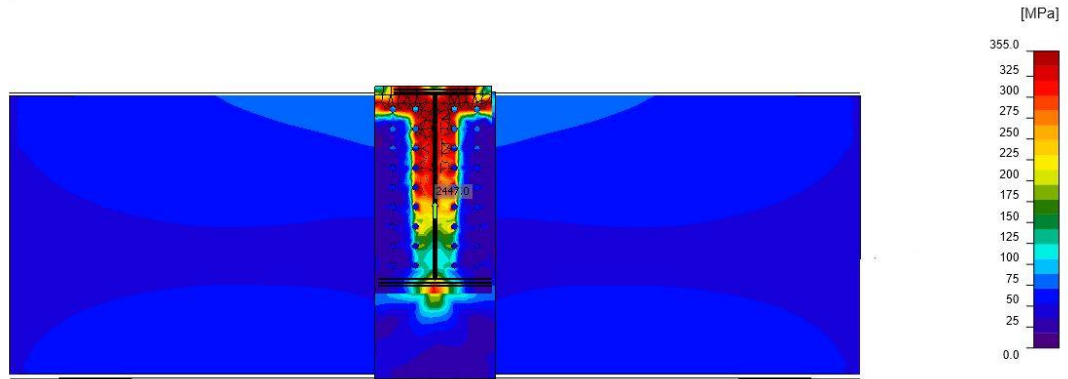


Σχήμα 16.2 : Όψη 1 Σύνδεσης Κύριας Δοκού με Διαδοκίδα

Για το δυσμενέστερο σε Ο.Κ.Α. συνδυασμό η σύνδεση επαρκεί

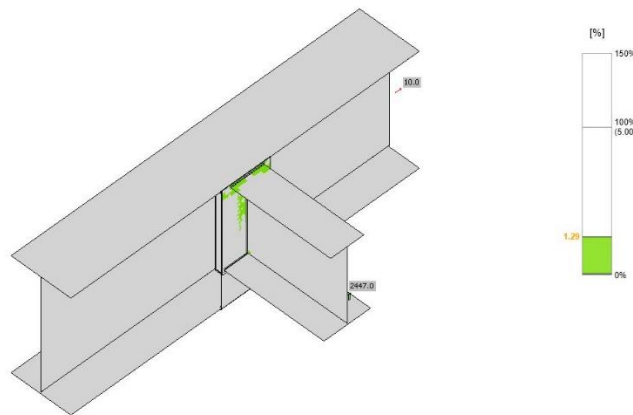


Σχήμα 16.3 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Σύνδεσης για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό ΟΚΑ σε Όψη



Σχήμα 16.4 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Σύνδεσης για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό ΟΚΑ στο Μέτωπο

Στο κόνσεπτ του βραχέως ταύ που δημιουργείται με τις μετωπικές πλάκες, ο κορμός “τραβάει” και καταπονεί τους κοχλίες, κάτι το οποίο φαίνεται και στο **Σχήμα 16.4**. Η εσωτερική σειρά δουλεύει σε εφελκυσμό ενώ η εξωτερική, εκτός του ανώτερου κοχλία που είναι κοντά στο πέλμα, δεν αξιοποιείται αφού η μετωπική πλάκα μένει πρακτικά ευθύγραμμη. Συνεπώς, η εξωτερική σειρά δουλεύει κυρίως σε διάτμηση και σχεδόν καθόλου σε εφελκυσμό.



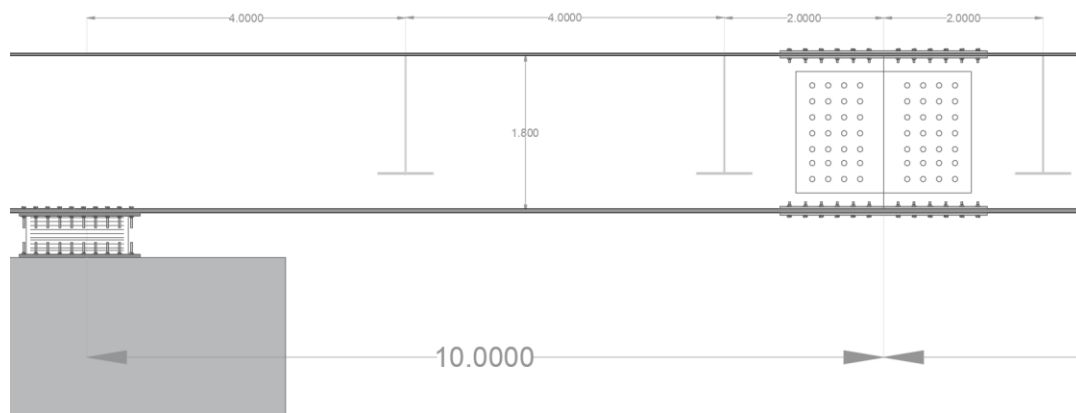
Σχήμα 16.5 : Πλαστικοποίηση της Τάξης του 1.29% < 5%

16.4 Πλήρης Αποκατάσταση Συνέχειας Κύριας Δοκού

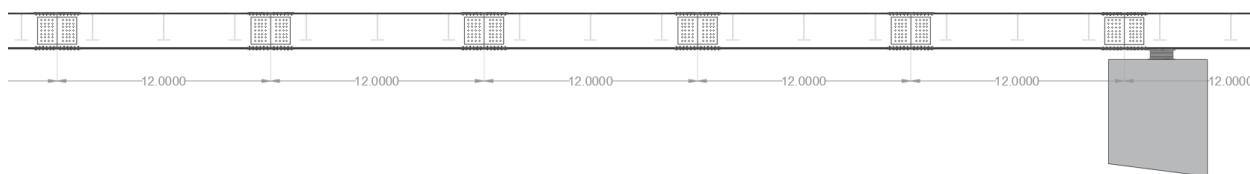
Η αποκατάσταση επιδιώκεται να γίνεται σε κόμβους απουσία σημειακής συγκέντρωσης έντασης, όπως κοντά στη σύνδεση της δοκού με τους αναρτήρες ή στη σύνδεση με τις διαδοκίδες.

Οι κύριες δοκοί έχουν μήκος 100m ανά άνοιγμα και 200 συνολικά, οπότε προτείνονται δύο εναλλακτικές. Σε περίπτωση που είναι εφικτό, η συνέχεια θα αποκαθίσταται κάθε 24m εκτός των ακραίων στηρίξεων όπου θα γίνεται στα 10m. Αντίθετα, στο σενάριο όπου κάτι τέτοιο δεν είναι κατασκευαστικά εφικτό, η συνέχεια θα αποκαθίσταται στο μισό της πρώτης εναλλακτικής, δηλαδή ανά 12m στα εσωτερικά σημεία πέραν των 2 ακραίων στηρίξεων όπου θα παραμένει στα 10m. Ωστόσο, επιδιώκεται η 1^η εναλλακτική για οπτικούς λόγους αφού μια αποκατάσταση ανά

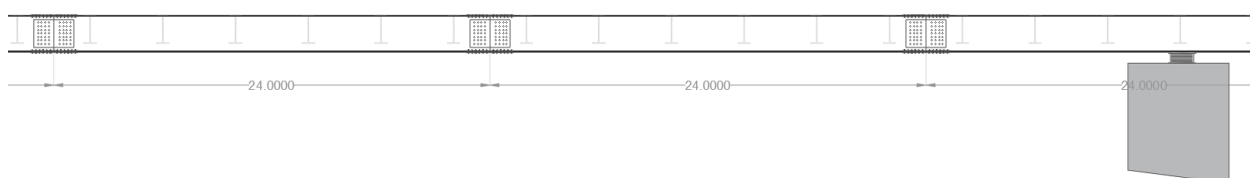
12m είναι μάλλον συχνή και δεν υπάρχει ο περιορισμός των 12m του εργοστασιακού μέλους αφού όλες οι διατομές είναι συγκολλητές.



Σχήμα 16.6 : Αποκατάσταση Συνέχειας στα 10m κοντά στα Ακρόβαθρα



Σχήμα 16.7 : Εναλλακτική 1-Αποκατάσταση Συνέχειας Κύριας Δοκού στις Ενδιάμεσες Θέσεις ανά 12m



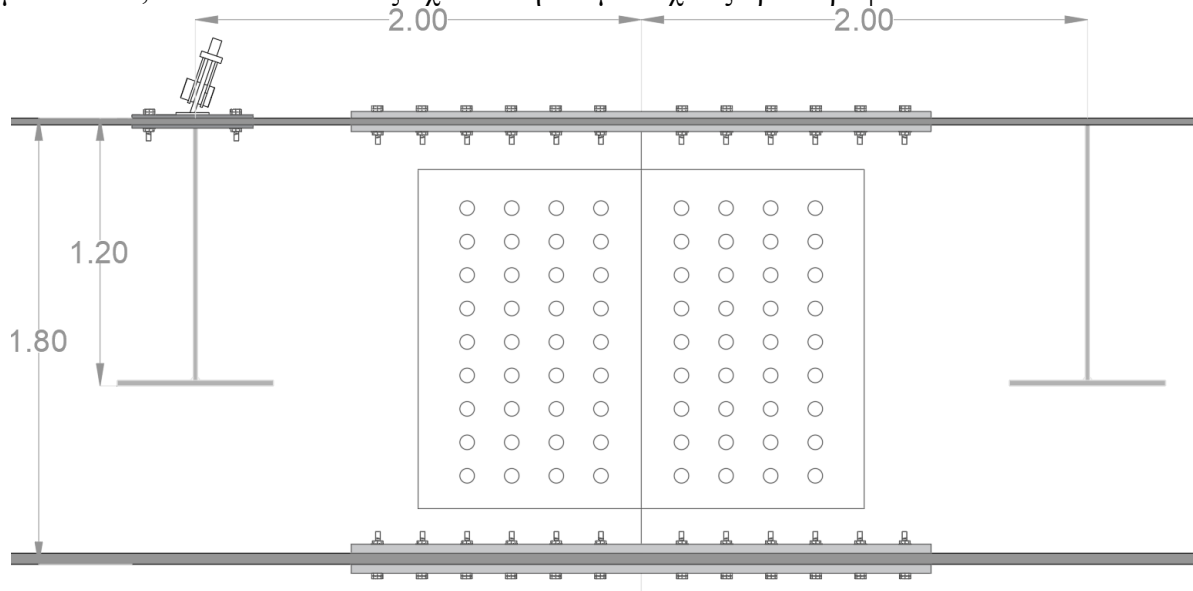
Σχήμα 16.8 : Εναλλακτική 2-Αποκατάσταση Συνέχειας Κύριας Δοκού στις Ενδιάμεσες Θέσεις ανά 24m

Τα ελάσματα που χρησιμοποιούνται έχουν άμεση σχέση με τις εντάσεις που πρόκειται να παραληφθούν μέσα από αυτά και τους κοχλίες. Γενικά, είναι καλή τακτική οι κόμβοι αυτοί να μελετώνται ικανοτικά ή μερικώς ικανοτικά, περιορίζοντας την αναπτυσσόμενη τάση σε μικρότερες τιμές του ορίου διαρροής της εκάστοτε ποιότητας χάλυβα.

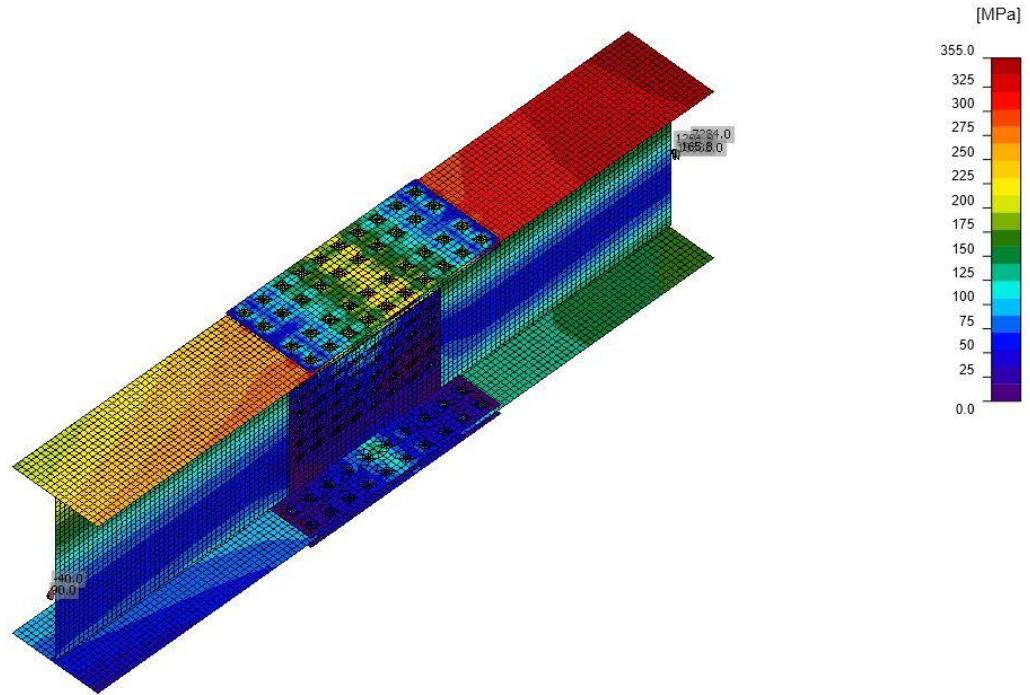
Επισημαίνεται ότι η όποια δύναμη σχεδιασμού καταπονεί τους κοχλίες, ταυτόχρονα καταπονεί και τα ελάσματα, σε συνδυασμό και με την απομείωση της από τις οπές των κοχλίων, οπότε οφείλουν να σχεδιάζονται με ένα ικανοποιητικό πάχος κοντά στα πάχη των πελμάτων και αντίστοιχα του κορμού. Ως τάξη μεγέθους, για ένα πέλμα από έλασμα πάχους 60mm, για διπλές

συνδεόμενες πλάκες, επιλέγονται 30mm στην κάτω μεριά και 40mm στην άνω μεριά και αντίστοιχα μεγέθη για τις εναλλαγές στα πάχη των διατομών κατά μήκος του φορέα.

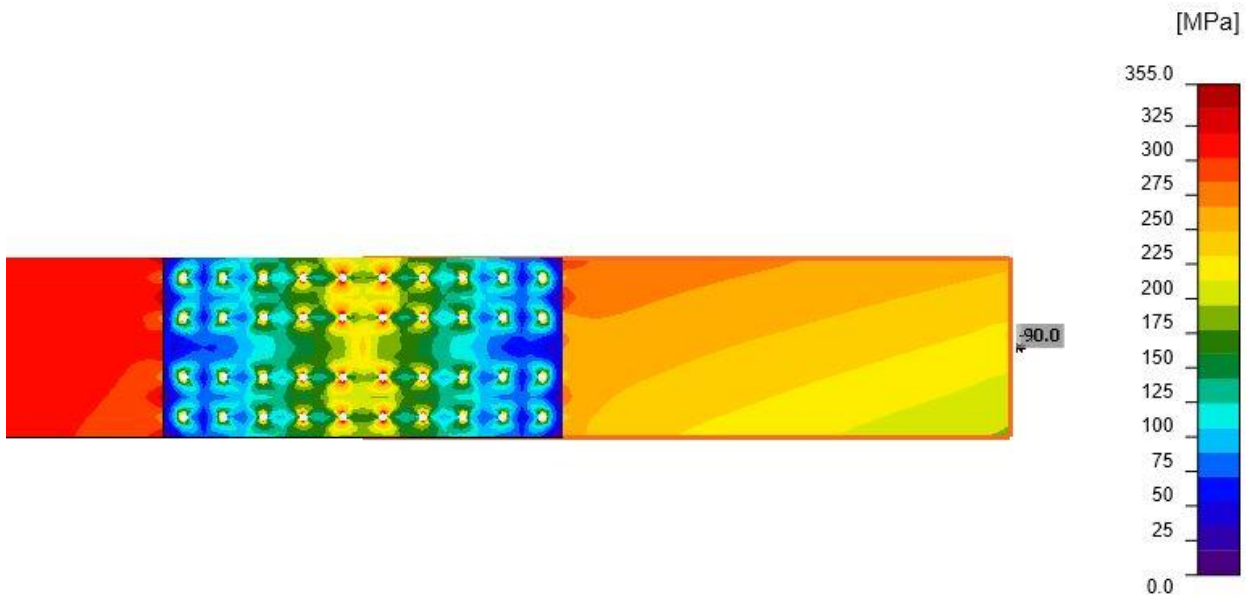
Η δουλειά των κοχλιών στην αποκατάσταση του πέλματος είναι να περάσει η αναπτυσσόμενη δύναμη του ενός στο επόμενο, έτσι προκύπτουν σαφώς περισσότερες σειρές κοχλιών αφού το πλάτος είναι περιορισμένο. Αντίθετα, στον κορμό μεταφέρεται κυρίως τέμνουσα και κάποια ροπή και εξαιτίας του σημαντικού ύψους του κορμού, από 1.80m~2.0m, ήδη καθύψος προκύπτουν αρκετοί. Για αυτό οι εγκάρσιες σειρές κοχλιών στον κορμό προκύπτουν λιγότερες απ'ότι στο πέγμα. Τελικά, οι αποκαταστάσεις σχεδιάστηκαν με κοχλίες προδιαγραφών M33 10.9.



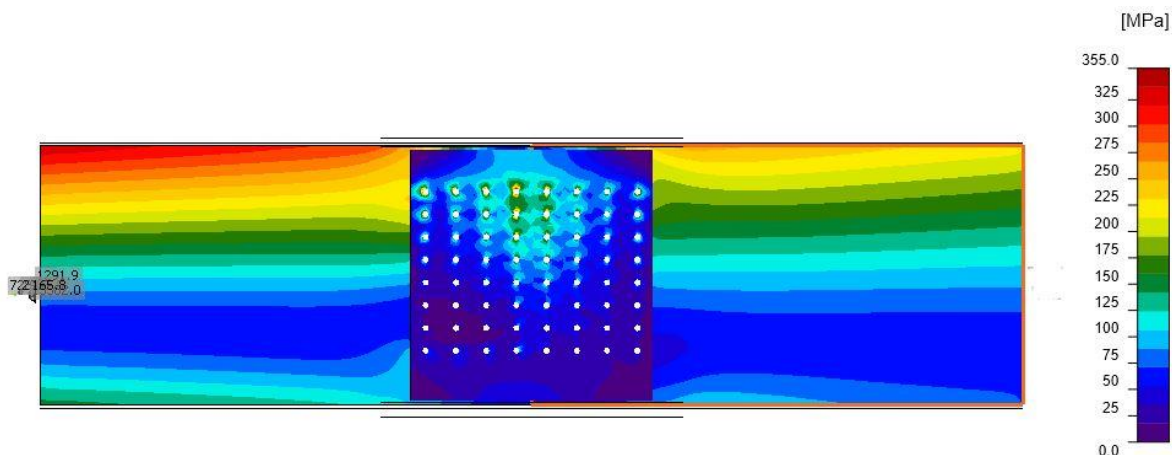
Σχήμα 16.9 : Ποιοτική Λεπτομέρεια Αποκατάσταση Συνέχειας Κυρίας Δοκού



Σχήμα 16.10 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Αποκατάστασης Συνέχειας Κύριας Δοκού για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ



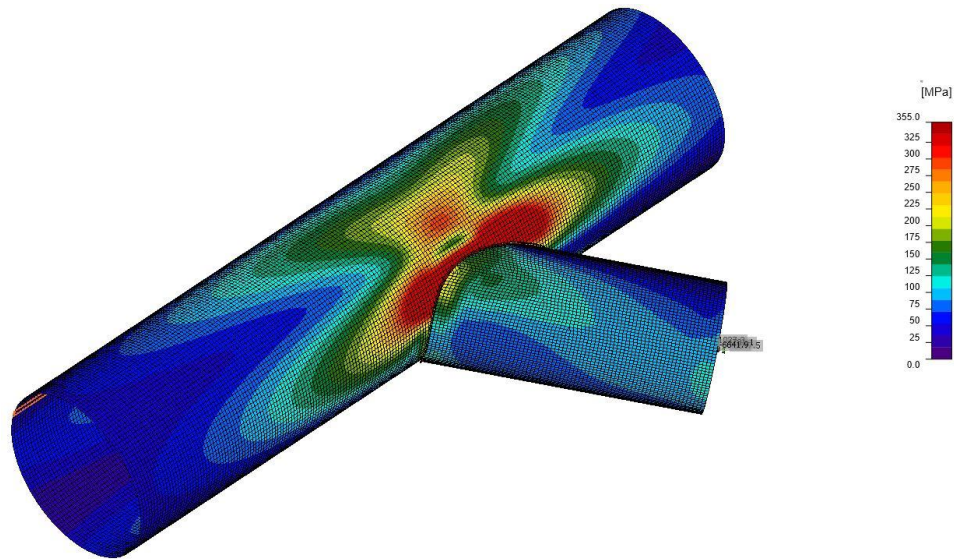
Σχήμα 16.11 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Αποκατάστασης Συνέχειας Κύριας Δοκού για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ σε Κάτοψη



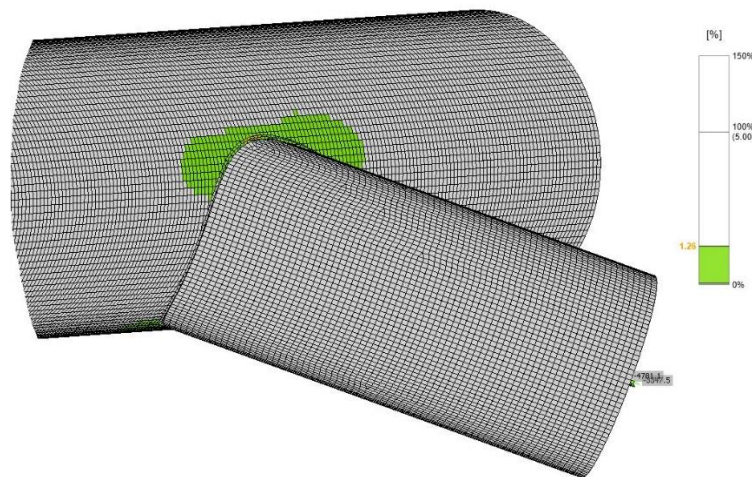
Σχήμα 16.12 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Αποκατάστασης Συνέχειας Κύριας Δοκού για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ σε Πλάγια Όψη

16.5 Συγκόλληση Κύριων Τόξων με Δευτερεύοντα

Η κλίση σε κάτοψη, του κόμβου σύνδεσης του δευτερεύοντος καμπύλου μέλους με το λοξό τόξο ισούται με 29 μοίρες η οποία κατασκευαστικά είναι αρκετά δυσχερής. Ο κόμβος καταπονείται απο συνδυασμό εντάσεων και για τον δυσμενέστερο συνδυασμό σε Ο.Κ.Α. για συγκόλληση εξωραφής πάχους 13mm.



Σχήμα 16.13 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Συγκόλλησης Κύριου Τόξου με Δευτερεύον για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ

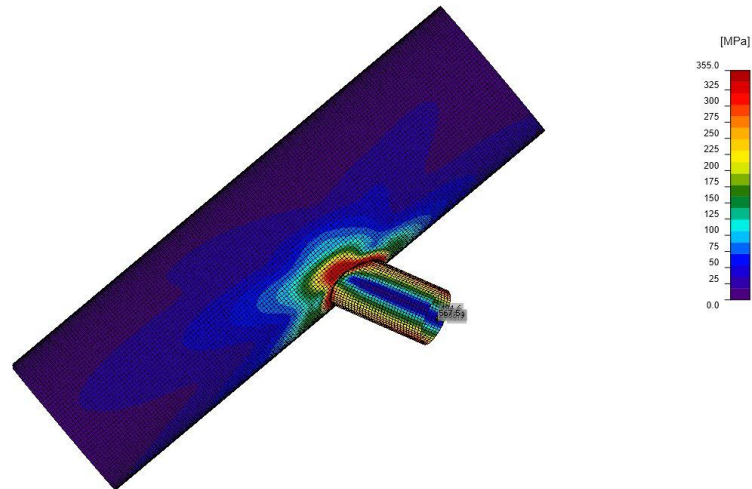


Σχήμα 16.14 : Πλαστικοποίηση της Τάξης του 1.26%

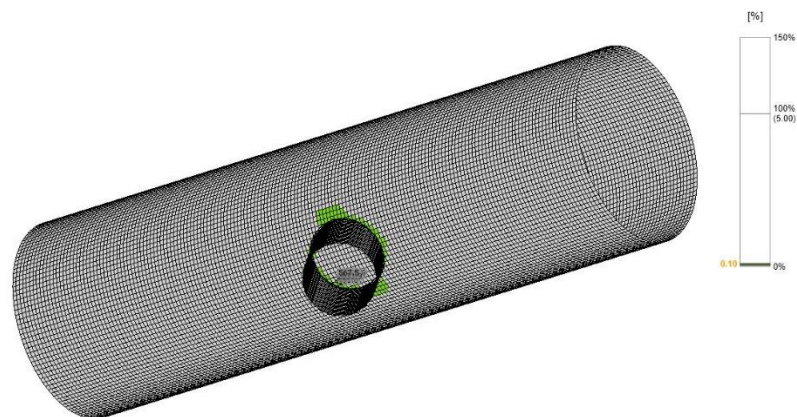
Φαίνεται ότι τοπικά στην περιοχή της συγκόλλησης υπάρχει πλαστικοποίηση της τάξης του $1.26\% < 5\%$ στο κύριο τόξο ενώ όλα τα υπόλοιπα σημεία εμφανίζουν τάσεις μικρότερες από το όριο διαρροής. Το ποσοστό αυτό παραλαμβάνεται από τα διαφράγματα που πρόκειται να τοποθετηθούν στα τόξα ώστε να περιορίσουν την παραμόρφωση της κοίλης διατομής σε οβάλ λόγω της δύναμης των αναρτήρων. Επιπλέον, στο μέσον τους θα είναι κενά για λόγους επισκεψιμότητας αλλά και για κατασκευαστική ευχέρεια των συγκολλήσεων των κομματιών.

16.6 Συγκόλληση Συνδετήριων Δοκών με τα Τόξα

Αντίστοιχα ο κόμβος σύνδεσης των συνδετήριων δοκών με το κύριο τόξο σχεδιάζεται συγκολλητός πάχους εξωραφής 8mm. Ωστόσο, η κλίση που μορφώνεται η σύνδεση είναι ήπια, 94 μοιρών, σε σχέση με την σύνδεση του κύριου τόξου με το δευτερεύον.



Σχήμα 16.15 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Συγκόλλησης Συνδετήριας Δοκού με Κύριο Τόξο για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ



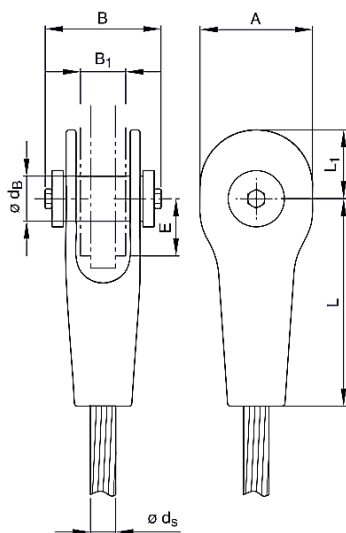
Σχήμα 16.16 : Πλαστικοποίηση της Τάξης του 0.10%

Όπως και στη σύνδεση του κύριου τόξου και εδώ, τοποθετείται διάφραγμα στις θέσεις των κόμβων ώστε να ενισχύσει ενδεχόμενη διαρροή στις τάσεις.

16.7 Σύνδεση Αναρτήρα

Η σύνδεση των καλωδίων στην κύρια δοκό και στο τόξο, θα γίνει με τη βοήθεια πείρων και ελασμάτων σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1993-1-8 όπου δίνονται οδηγίες για το σχεδιασμό τέτοιων συνδέσεων. Στην παρούσα μελέτη, επιλέχθηκαν οι έτοιμες συνδέσεις που αντιστοιχούν στις διατομές των καλωδίων που επιλέχθηκαν από την εταιρεία PFEIFER.

Για full locked coil ropes και συγκεκριμένα PV 1220 διατομή, επιλέγεται η αντίστοιχη σύνδεση PV1220 TYPE 802.



A (mm)	480
B (mm)	498
B _{1,min} (mm)	205
B _{1,max} (mm)	222
d _B mm(mm)	187
max E (mm)	262
L ₁ (mm)	295
L (mm)	900
kg	527
max ds (mm)	110

Σχήμα 16.17 : Χαρακτηριστικά Σύνδεσης Αναρτήρα

Το ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος του ελάσματος μπορεί να είναι B_{1,min}=205mm, οπότε επιλέγεται το ελάχιστο επιτρεπόμενο, ποιότητας χάλυβα S355 και σε περίπτωση που χρειαστεί προσαύξηση επαναλαμβάνεται η επίλυση.

16.7.1 Αντοχή σε Σύνθλιψη Άντυγας

Η μέγιστη αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στα καλώδια για τον δυσμενέστερο συνδυασμό Ο.Κ.Α. είναι ίση με

$$T_{max,Ed,OKA} = 4,060.7137 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{1.5 \times t \times d \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.5 \times 0.205 \times 0.187 \times 355.000}{1} = 20.413.3875 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_{b,Rd} = 20,413.3875 \text{ kN}$$

Συνεπώς για το ελάχιστο προτεινόμενο πάχος ελάσματος η σύνδεση υπέρεπαρκεί

$$F_{b,Rd} \gg T_{max,Ed,OKA}$$

Επιπλέον, για αντικαταστάσιμους πείρους πρέπει να ισχύει επιπλέον

$$F_{b,Rd,ser} = \frac{0.6 \times t \times d \times f_y}{\gamma_{ser}} = \frac{0.60 \times 0.205 \times 0.187 \times 355.000}{1} = 8,165.355 \text{ kN} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_{b,Rd,ser} = 8,165.355 \text{ kN}$$

Οπότε ο έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας ικανοποιείται.

16.8 Συνολικό Βάρος Φορέα

Πίνακας 16.1 : Συνολικό Βάρος Χάλυβα Φορέα

	Total Weight (tn)
Primary Archs	1029.1104
Secondary Archs	397.315
Trouts	92.1405
Cross Girders	555.7955
Main Girders	318.28258
Cables	42.225
Shear Bolts	0.358
Connections	254.123
SUM	2795.353

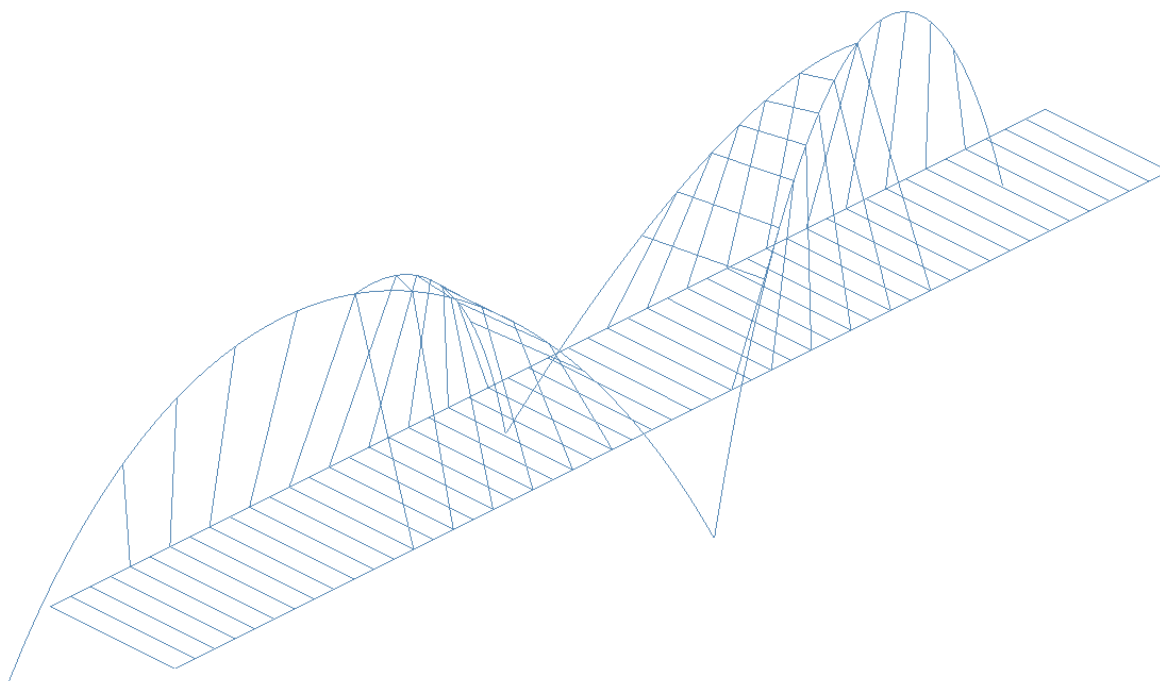
17 Αναλυτικό Προσομοίωμα

17.1 Γενικά

Το λογισμικό με το οποίο έγινε ο δομοστατικός σχεδιασμός του υπό μελέτη φορέα είναι το MIDAS Civil. Δημιουργήθηκαν αρκετά μοντέλα ανάλογα των απαιτήσεων της διαστασιολόγησης κάθε φορά, αλλά και για εποπτεία των αποτελεσμάτων τους ενός με παραλλαγή κάποιου άλλου. Τα προσομοιώματα περιέχουν πεπερασμένα στοιχεία 1d beam elements κυρίως για τα χαλύβδινα μέλη του φορέα, truss elements και cable elements για τα καλώδια, ενώ η πλάκα σκυροδέματος προσομοιώθηκε ως εσχάρα αλλά και με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Η προσομοίωση των μελών του φορέα μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους, ωστόσο, ορισμένα μέλη έχουν πιο εύκολο δρόμο ελέγχου όπως για παράδειγμα το γεγονός ότι τα επίπεδα πεπερασμένα στοιχεία δεν παρέχουν εντατικά μεγέθη.

17.2 Ανωδομή

Η γεωμετρία του φορέα δεν σχεδιάστηκε απευθείας μέσα στο περιβάλλον του λογισμικού, αλλά σε λογισμικό 3D με polylines και ως exported αρχείο .dxf εισήχθη στο Midas.

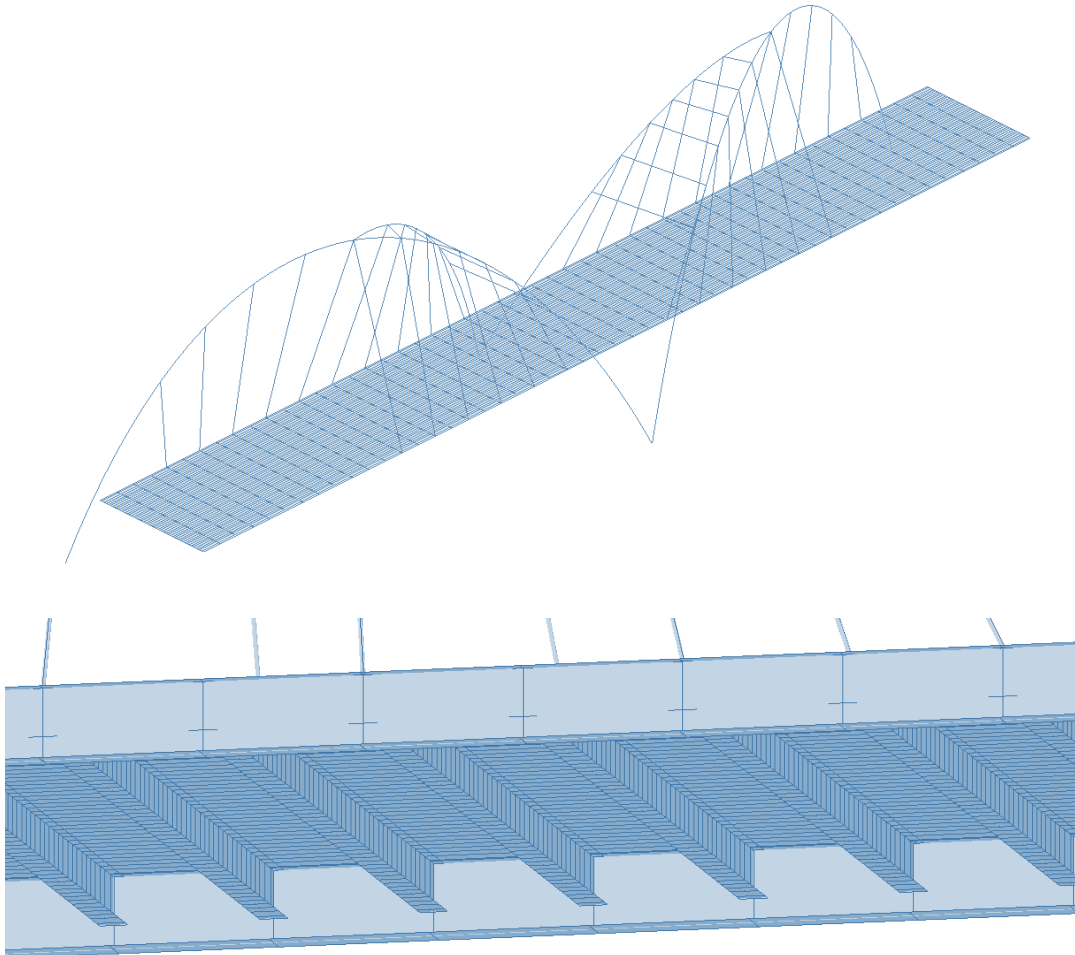


Σχήμα 17.1 : Προσομοίωμα

Το προσομοίωμα αυτό αποτελεί την βάση για οποιοδήποτε άλλο μοντέλο δημιουργηθεί

17.2.1 Πλάκα Καταστρώματος με Plate Elements

Στο συγκεκριμένο μοντέλο όλα τα μέλη του φορέα έχουν προσομοιωθεί ως beam elements ενώ η πλάκα απο οπλισμένο σκυρόδεμα αποτελείται απο επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία ώστε να ληφθεί υπόψη η μεμβρανική λειτουργία της.



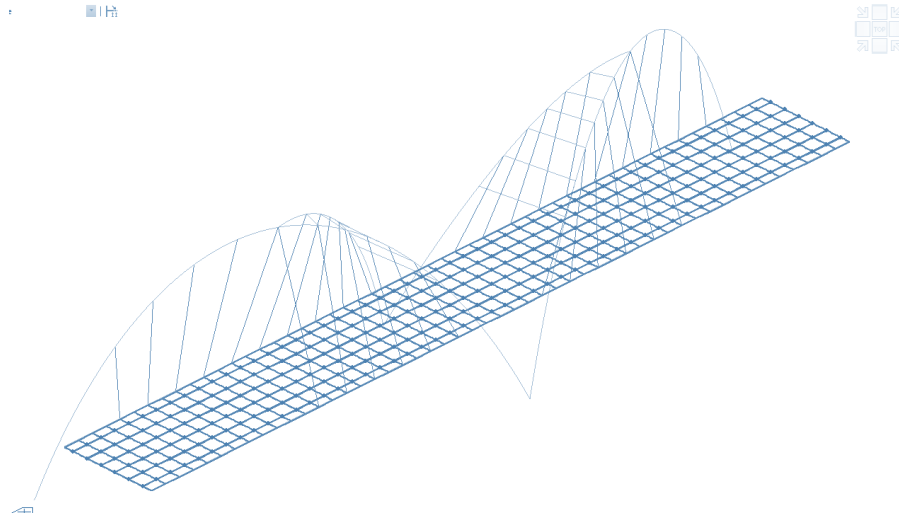
Σχήμα 17.2 : Επίπεδα Πεπερασμένα Στοιχεία Πλάκας σε Κοινούς Κόμβους με τα Beam Elements των Διαδοκίδων-Κύριων Δοκών

Προκειμένου να υπάρξει συνεργασία των δύο στοιχείων, της διαδοκίδας με την πλάκα του καταστρώματος, πρέπει είτε να έχουν κοινούς κόμβους ή να συνδέονται με άκαμπτους συνδέσμους σε κάθε κόμβο.

Επισημαίνεται, οτι στην περίπτωση που το σκυρόδεμα προσομοιωθεί με plate elements, οι διαδοκίδες πρέπει να εισαχθούν ως αμιγώς μεταλλικές και όχι ως σύμμικτες.

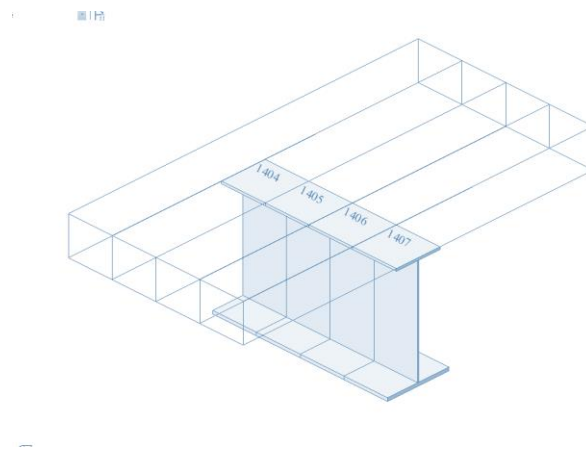
17.2.2 Πλάκα Καταστρώματος ως Εσχάρα

Ένας εναλλακτικός τρόπος να προσομοιωθεί η πλάκα καταστρώματος, είναι με δευτερεύοντα διαμήκη beam elements δημιουργώντας έτσι μια εσχάρα που προσομοιώνει την κάμψη της πλάκας. Τα στοιχεία αυτά είναι αβαρή με μέτρο ελαστικότητας αυτό του σκυροδέματος ενώ η διατομή τους προσαρμόζεται στις ανάγκες του φορέα.



Σχήμα 17.3 : Πλάκα ως Εσχάρα

Στην περίπτωση αυτή, οι διαδοκίδες προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα σύμμικτα στοιχεία όπως φαίνεται στο **Σχήμα 17.4**

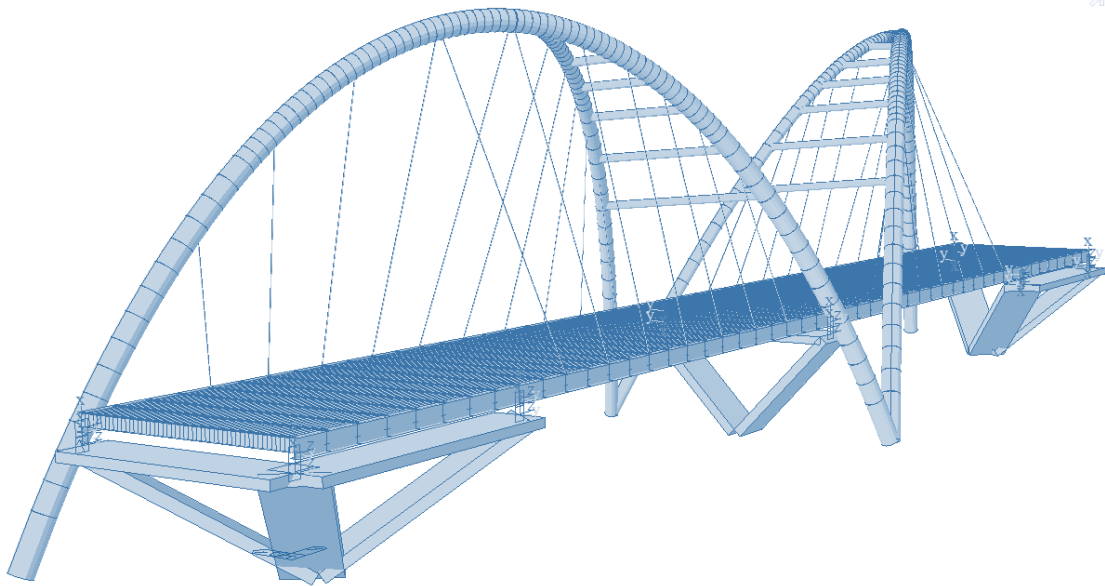


Σχήμα 17.4 : Beam Composite Element

17.3 Υποδομή

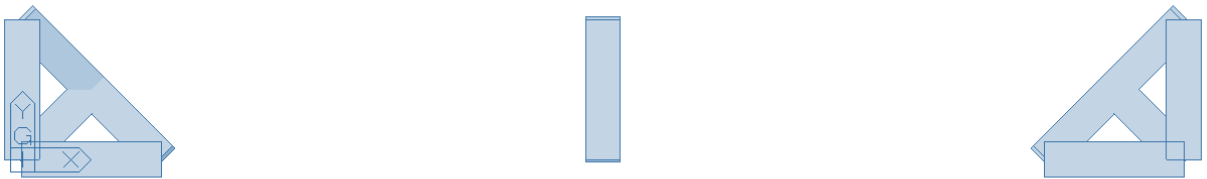
17.3.1 Σύνδεση Βάθρων-Εφεδράνων

Όπως περιγράφεται αναλυτικά στο §15 τα εφέδρανα προσομοιώνονται με γραμμικά ελατήρια στις τρεις διευθύνσεις, στην περίπτωση που προσομοιώνουν γραμμική συμπεριφορά, όπως αυτή των ελαστομεταλλικών, με δυσκαμψίες που εναλλάσσονται ανάλογα με το τι μέγεθος εξετάζουμε



Σχήμα 17.5 : Όψη Αναλυτικού Μοντέλου με Ελατήρια ως Εφέδρανα

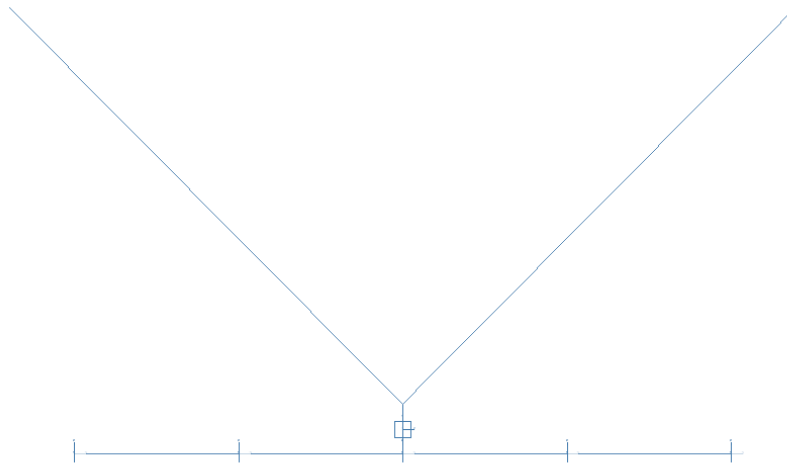
Τα βάθρα έχουν προσομοιωθεί με beam elements σχετικών διαστάσεων ποιότητας C35/45 ενώ στον πυθμένα τους συνδέονται με rigid link με τον κεφαλόδεσμο της θεμελίωσης.



Σχήμα 17.6 : Βάθρα απο Οπλισμένο-Προεντεταμένο Σκυρόδεμα σε Κάτοψη

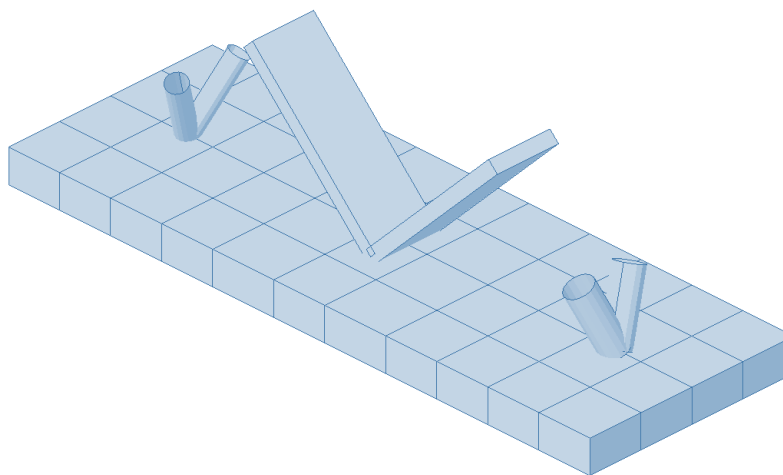
17.3.2 Σύνδεση Κεφαλόδεσμου-Βάθρου

Ο κεφαλόδεσμος συνδέεται με rigid link με το κέντρο βάρους του κοινού κόμβου της διατομής των βάθρων.



Σχήμα 17.7 : Σύνδεση Κεφαλόδεσμου με Βάθρο

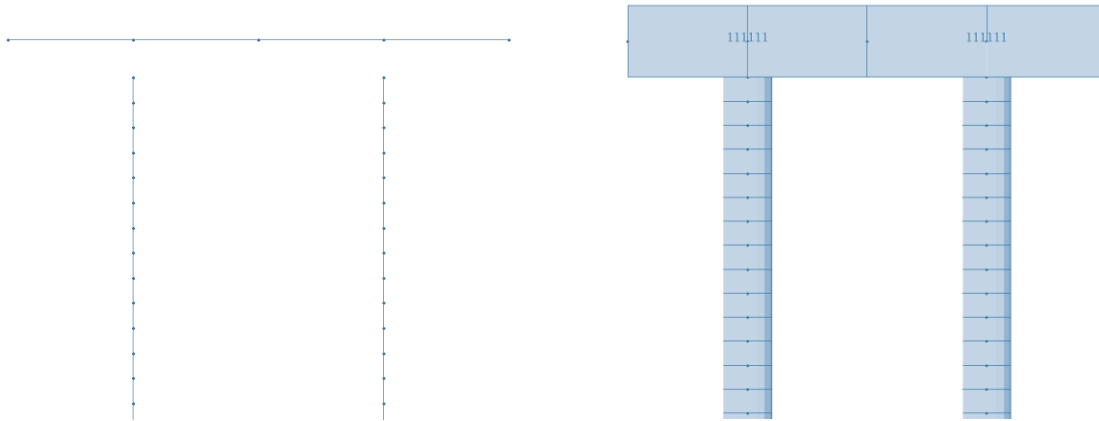
Ο κεφαλόδεσμος αποτελείται από μια εσχάρα στοιχείων ισομοιρασμένης ροπής αδράνειας ανάλογα με τις διαστάσεις που προδιαγράφονται προσομοιώνοντας την κάμψη του στοιχείου και στις δύο διευθύνσεις.



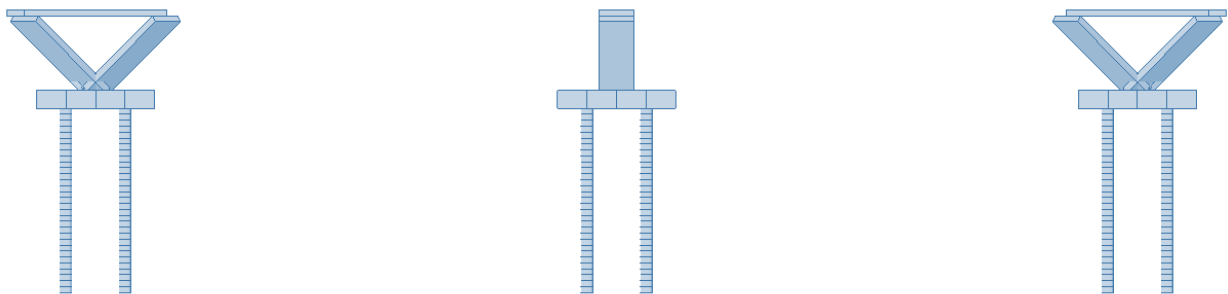
Σχήμα 17.8 : Εσχάρα Κεφαλόδεσμου

17.3.3 Σύνδεση Κεφαλόδεσμου-Πασσάλου

Η σύνδεση πραγματοποιείται με άκαμπτο σύνδεσμο στα κέντρα βάρη των εκάστοτε διατομών.



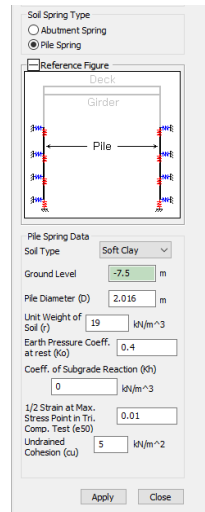
Σχήμα 17.9 : Σύνδεση Κεφαλόδεσμου-Πασσάλων με Rigid Links



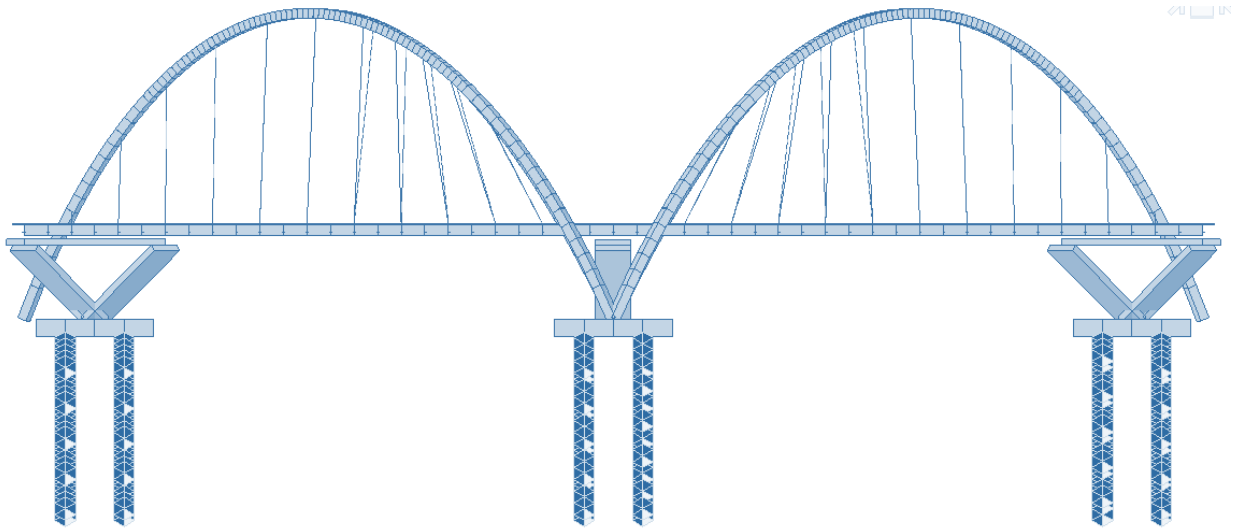
Σχήμα 17.10 : Εσχάρα Κεφαλόδεσμου και Σύνδεση με Κεφαλή Πασσάλου με Άκαμπτο Σύνδεσμο

17.3.4 Προσομοίωση Πασσάλων

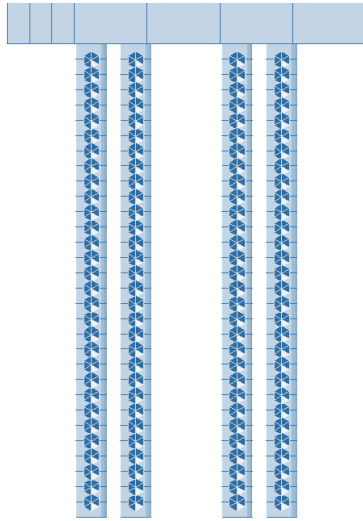
Για την προσομοίωση των πασσάλων εισάγονται οι βασικές συνθήκες του εδάφους και της διάταξης των πασσάλων καθώς και η διάμετρος της διατομής, συνήθως κυκλικής.



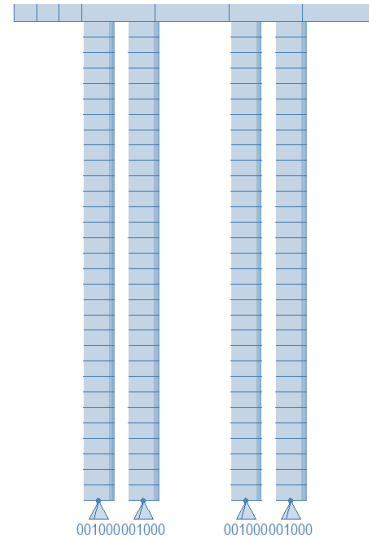
Παράλληλα, σε κάθε μέλος εισάγονται αξονικά πλευρικά ελατήρια ανά αποστάσεις του 1m



Σχήμα 17.11 : Πάσσαλοι και Ελατήρια σε Όψη



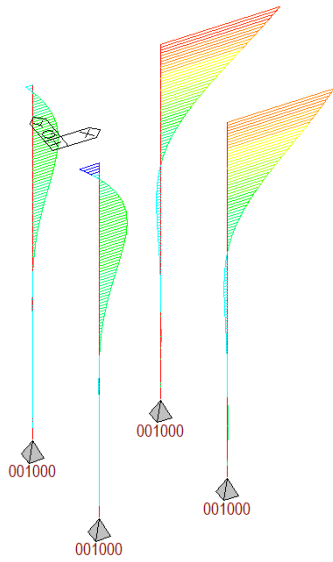
Σχήμα 17.12 : Αξονικά Πλευρικά Ελατήρια ανά 1m



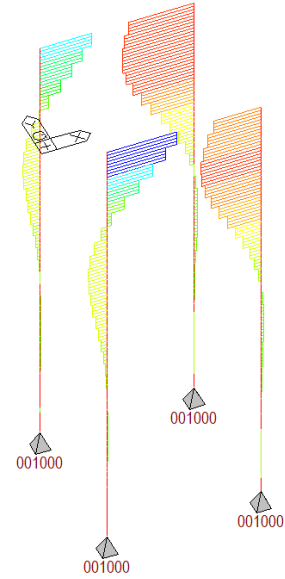
Σχήμα 17.13 : Ακλόνητη Στήριξη στη Βάση

Ωστόσο στη βάση, ανάλογα το βάθος όπου τα εντατικά μεγέθη σχεδόν μηδενίζονται, τοποθετείται είτε κατακόρυφο ελατήριο άπειρης δυσκαμψίας είτε απλώς κύλιση που να προσομοιώνει την ακλόνητη στήριξη.

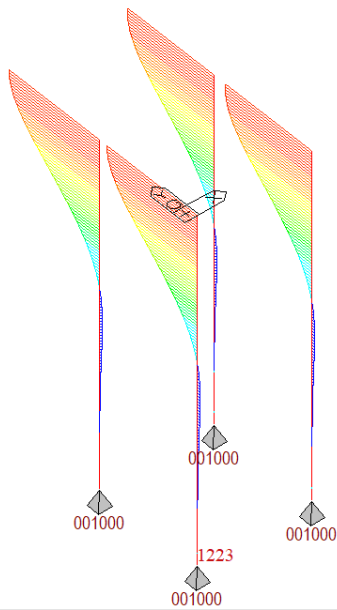
Συνεπώς για ένα αρχικό βάθος περί τα 31m προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη που φαίνονται παρακάτω για δυσμενείς συνδυασμούς σε Ο.Κ.Α. Σημειώνεται, ότι όντως για τα φορτία αυτά οι ροπές και οι τέμνουσες “σβήνουν” στο βάθος, όπου τώρα και πρακτικά θεωρείται ακλόνητη στήριξη για την θεμελίωση.



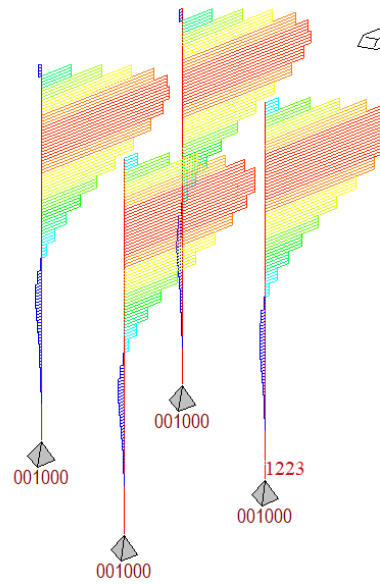
Σχήμα 17.14 : Ροπή Πασσάλων My



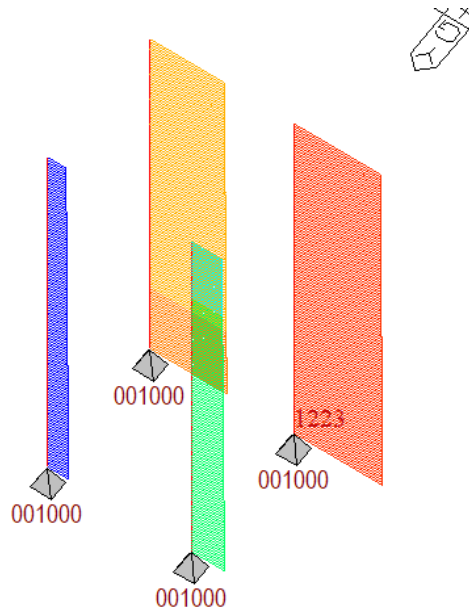
Σχήμα 17.15 : Τέμνουσα Πασσάλων Fz



Σχήμα 17.16 : Ροπή Πασσάλων Mz



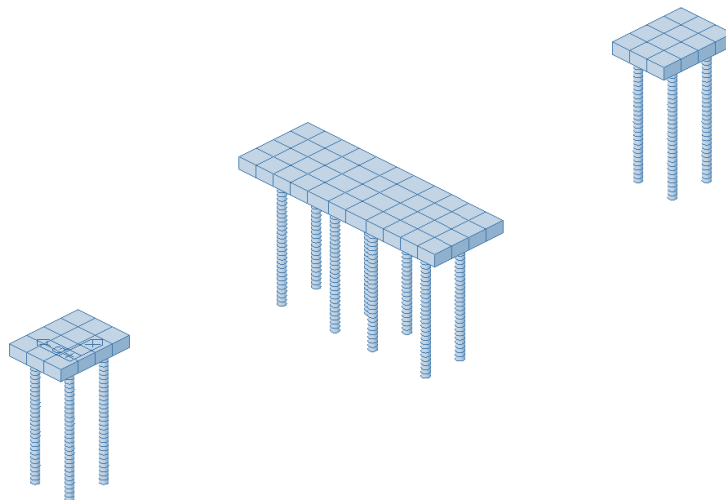
Σχήμα 17.17 : Τέμνουσα Πασσάλων Fy



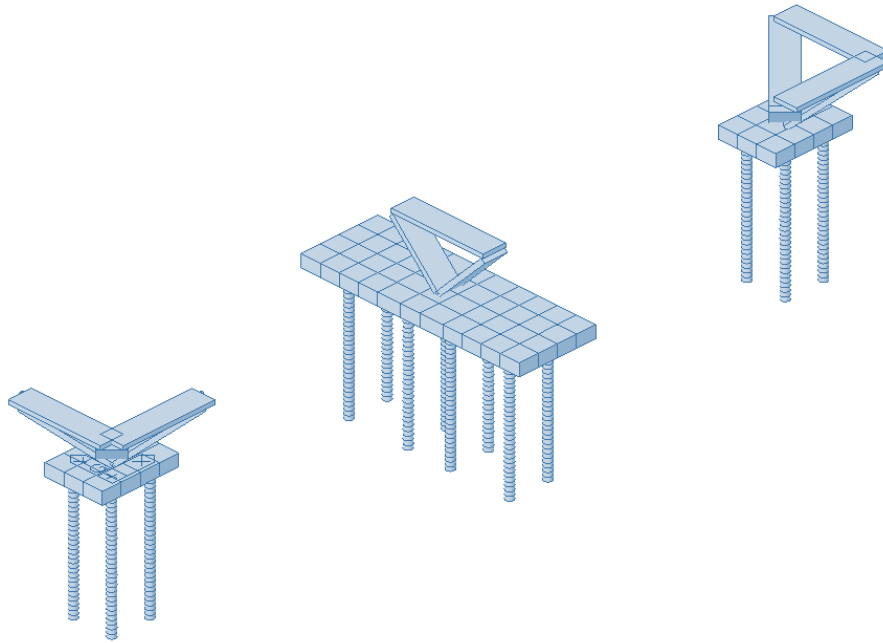
Σχήμα 17.18 : Αξονική Πασσάλων NEd

17.4 Ανάλυση με Φάσεις Κατασκευής

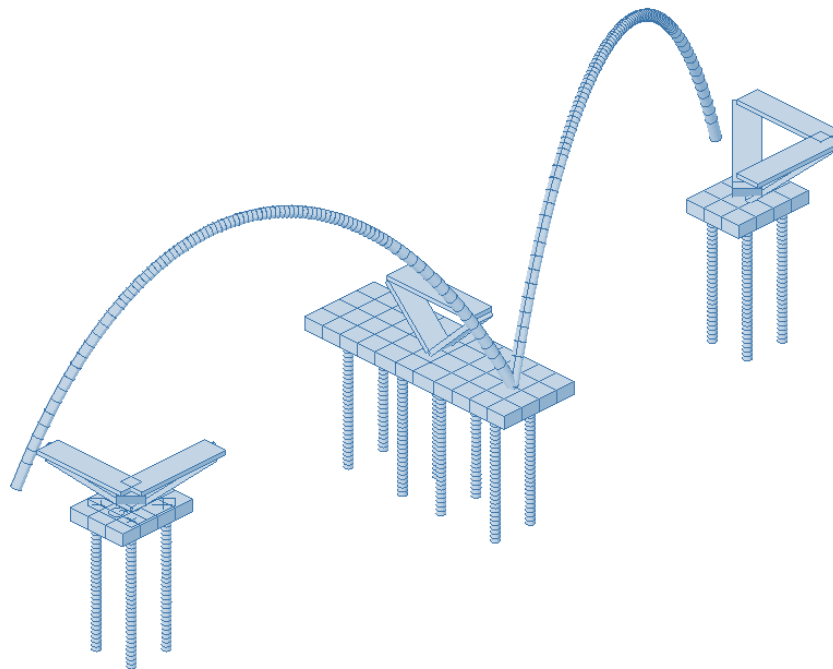
Προκειμένου να διαστασιολογηθούν οι σύμμικτες διατομές απο το λογισμικό, είναι αναπόφευκτη η δημιουργία φάσεων κατασκευής. Με τον τρόπο αυτό μπορούμε να ελέγχουμε σε κάθε φάση τα εντατικά μεγέθη, τα βέλη και τις τάσεις για την σύμμικτη και μη λειτουργία των διαδοκίδων.



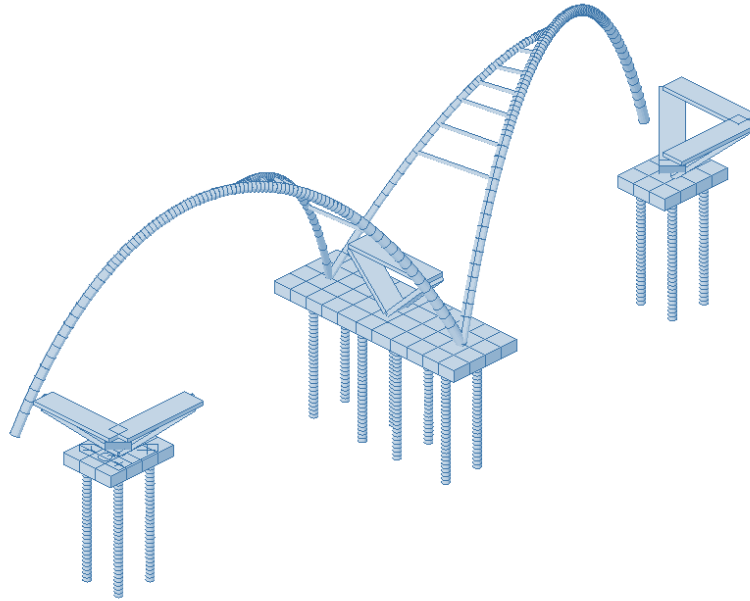
Σχήμα 17.19 : CStage1



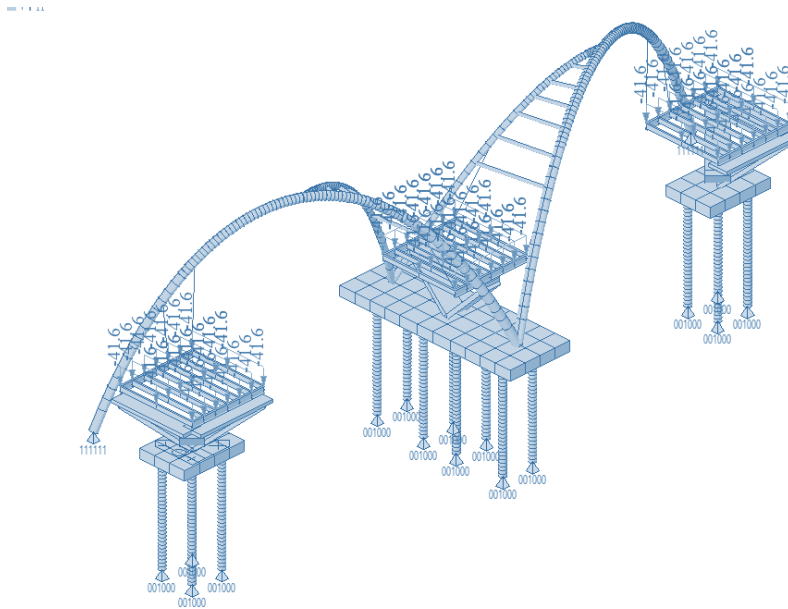
Σχήμα 17.20 : CStage2



Σχήμα 17.21 : CStage3

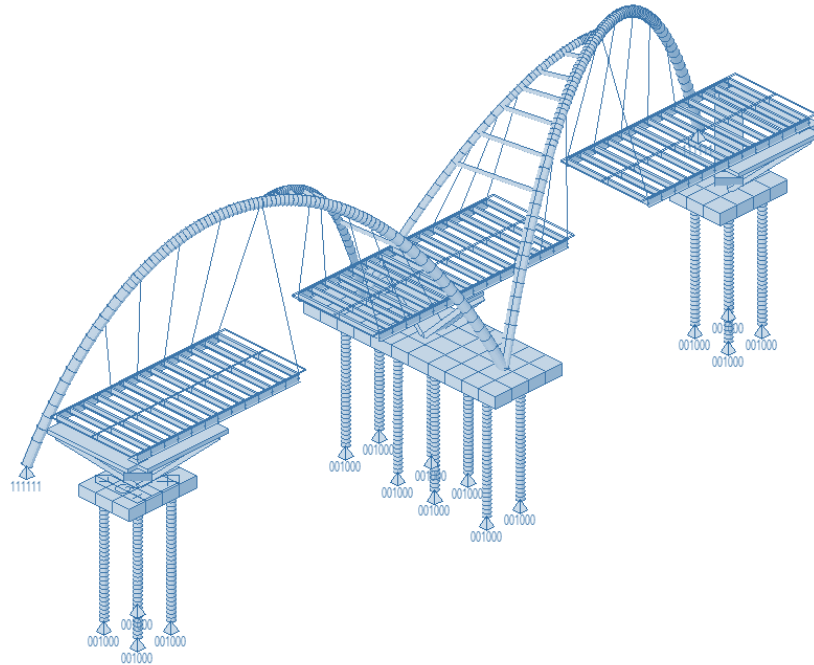


Σχήμα 17.22 : CStage4

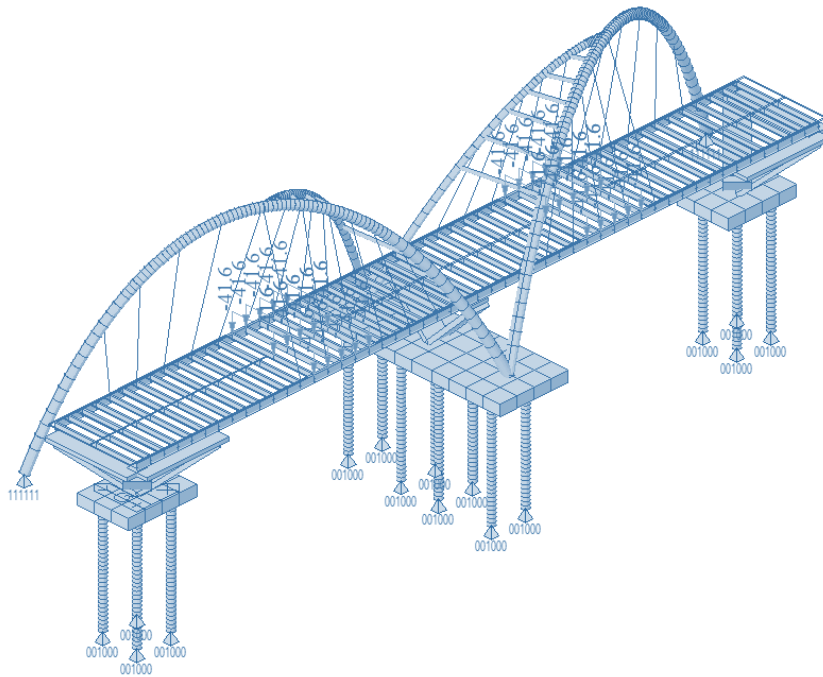


Σχήμα 17.23 : CStage5

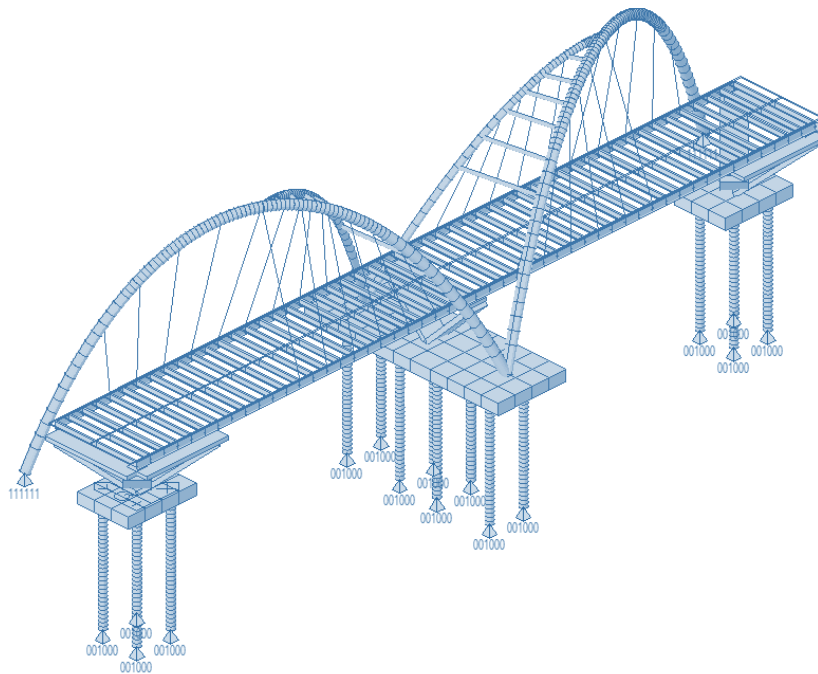
Στο 5^ο στάδιο κατασκευής ξεκινά η σκυροδέτηση της πλάκας του καταστρώματος, οπότε σε κάθε φάση ενεργοποιείται το φορτίο του νωπού σκυροδέματος στις διαδοκίδες ως αμιγώς μεταλλικές και στο αμέσως επόμενο απενεργοποιείται το γραμμικό φορτίο και ενεργοποιείται η σύμμικτη λειτουργία.



Σχήμα 17.26 : CStage8

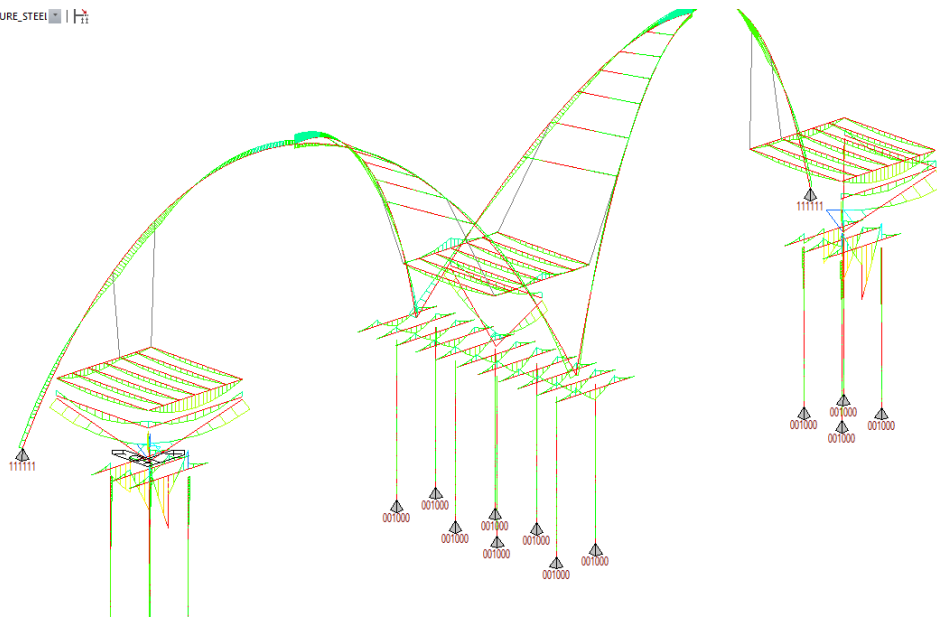


Σχήμα 17.27 : CStage9

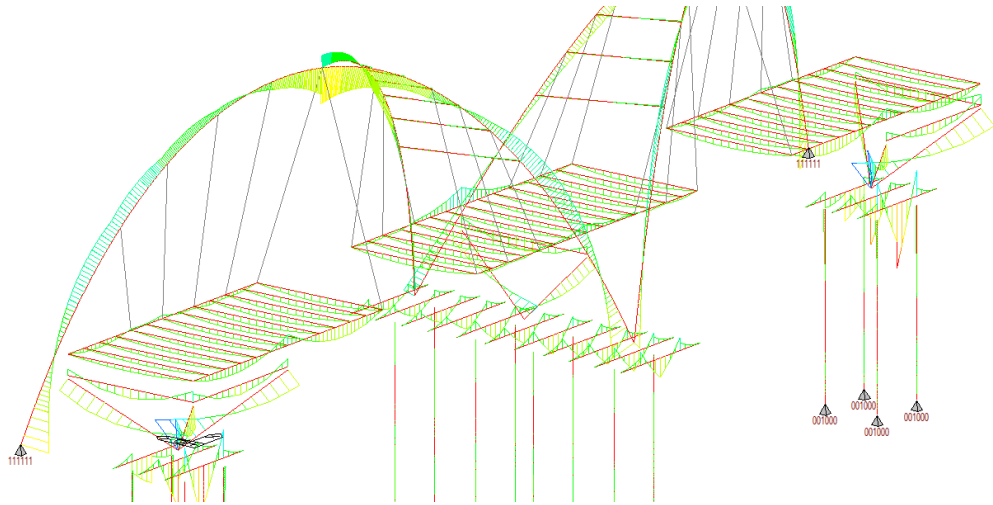


Σχήμα 17.28 : CStage10

STRUCTURE_STEEL | H



Σχήμα 17.29 : Ενδεικτικές Ροπές στο 5ο Βήμα



Σχήμα 17.30 : Ενδεικτικές Ρολές στο 7ο Βήμα

18 Φωτορεαλιστική Απεικόνιση

Για την κατανόηση του φορέα στο χώρο και την πληρέστερη οπτική εξυπηρέτηση, πραγματοποιήθηκε φωτορεαλιστική απεικόνιση της γέφυρας στο περιβάλλον που μελετάται.

Αρχικά, αποτυπώθηκε η γεωμετρία σε 3D λογισμικό σχεδίασης με όλες τις λεπτομέρειες που έχουν διαστασιολογηθεί στα προηγούμενα κεφάλαια, δηλαδή τις ενισχύσεις, τις συνδέσεις και όλα τα χαλύβδινα μέλη της ανωδομής. Τελικά, το post-production της απεικόνισης πραγματοποιήθηκε στο Photoshop.

Ο φωτορεαλισμός και η ακριβής ρεαλιστική απεικόνιση ενός φορέα, σύμφωνα με τον συγγραφέα αποτελούν μια αναγκαιότητα. Η διαδικασία προσομοίωσης συνθηκών αναπαράστασης μιας γεωμετρίας σε ένα περιβάλλον με πραγματικές συνθήκες, βοηθά τόσο τον σχεδιαστή μηχανικό να συλληφθεί καλύτερα την προσαρμογή του φορέα στην υπό μελέτη περιοχή, όσο και τον κύριο του έργου που πρόκειται να χρηματοδοτήσει το εγχείρημα.

Είναι μια διαδικασία ολοκλήρωσης της συνολικής μελέτης και επισημαίνει με ποιον τρόπο αναμειγνύεται με την καλαισθησία και την οπτική ηρεμία των χρηστών.

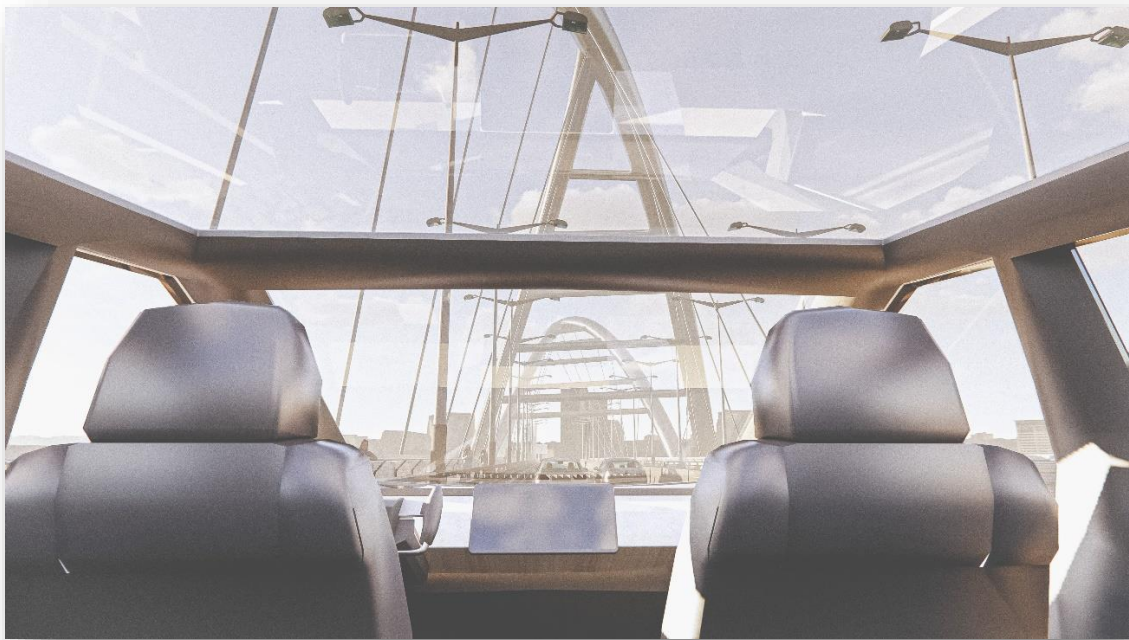
Για την συγκεκριμένη απεικόνιση χρησιμοποιήθηκαν 2 λογισμικά 3D σχεδίασης καθώς και 2 μηχανές φωτορεαλισμού, real time και μη. Υπάρχει έτοιμο μοντέλο, το οποίο είναι συμβατό με άμεση χρήση VR goggles και να “μπεϊ” στον συγκεκριμένο φορέα.



Σχήμα 18.1 : Απεικόνιση 1



Σχήμα 18.2 : Απεικόνιση 2



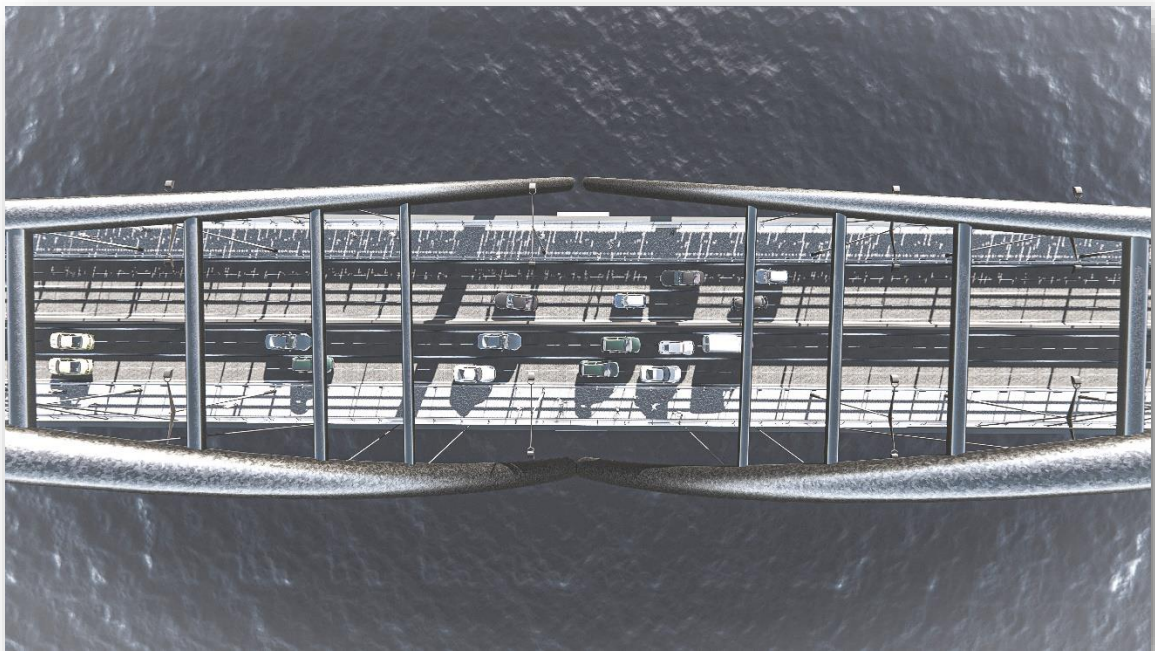
Σχήμα 18.3 : Απεικόνιση 3



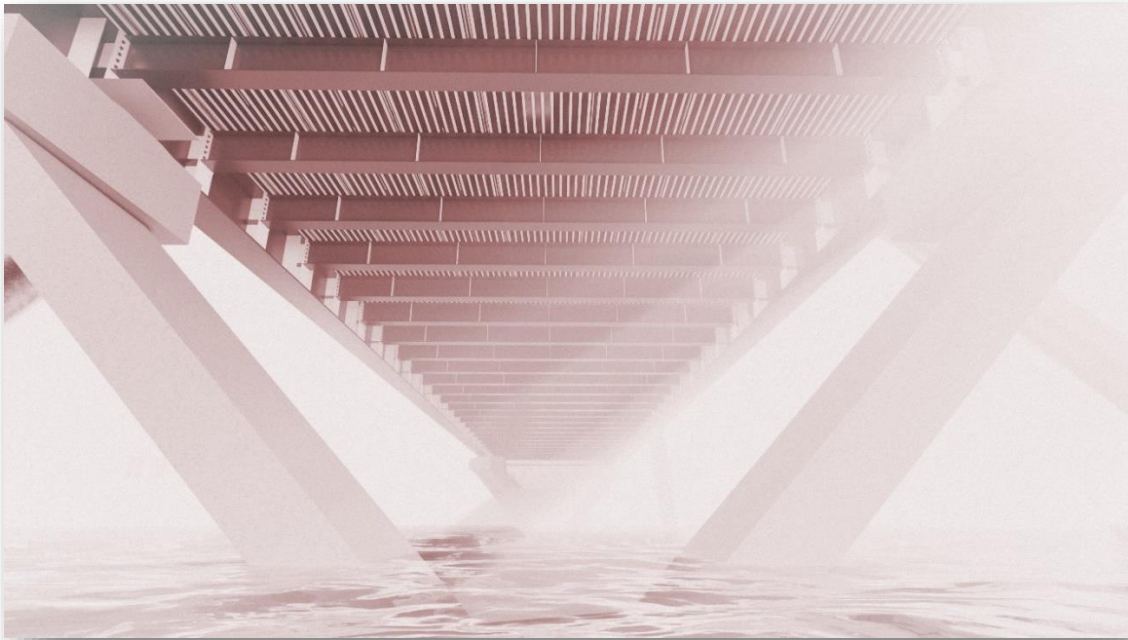
Σχήμα 18.4 : Απεικόνιση 4



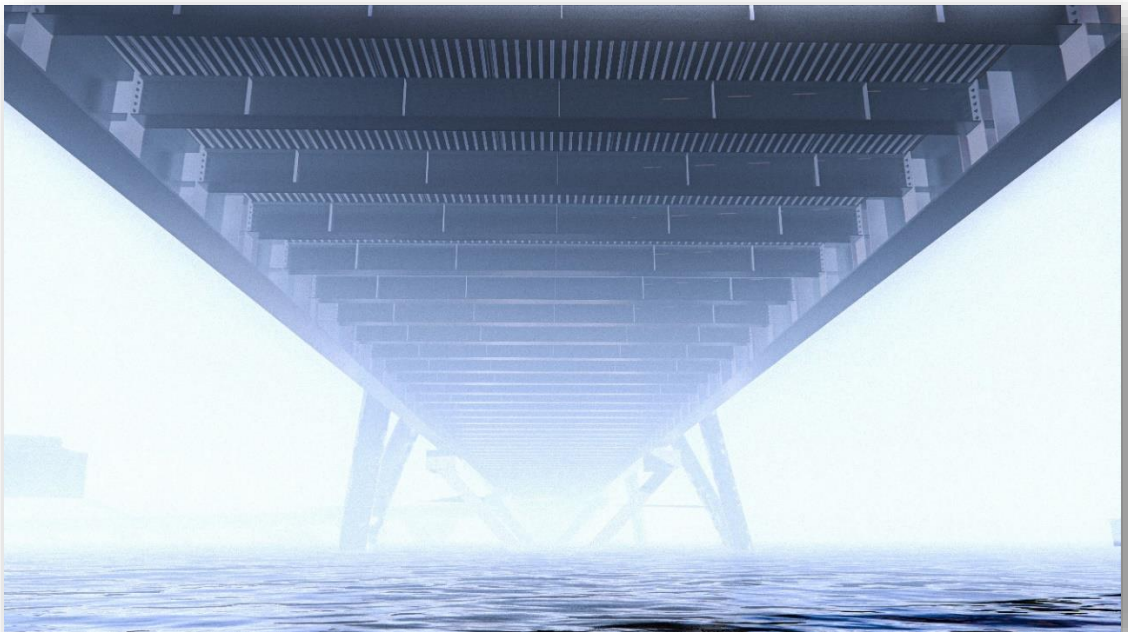
Σχήμα 18.5 : Απεικόνιση 5



Σχήμα 18.6 : Απεικόνιση 6



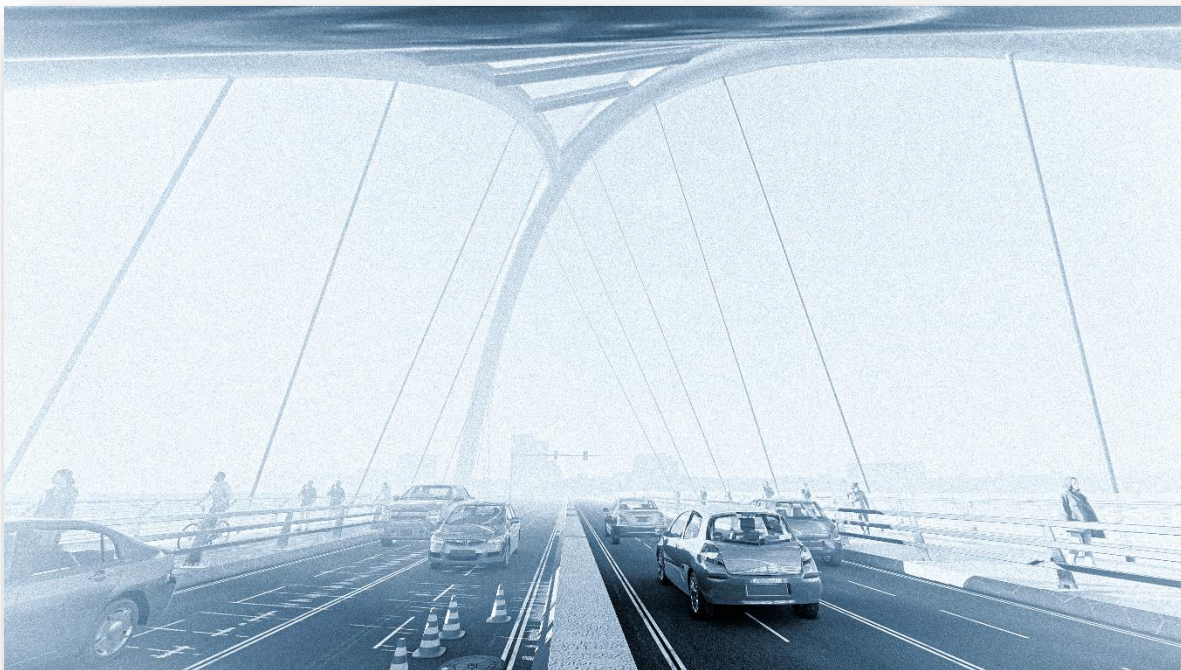
Σχήμα 18.7 : Απεικόνιση 7



Σχήμα 18.8 : Απεικόνιση 8



Σχήμα 18.9 : Απεικόνιση 9



Σχήμα 18.10 : Απεικόνιση 10

19 Συμπεράσματα

Απο τις πιο πάνω αναλύσεις φαίνεται ότι η οπτική απαίτηση της λοξότητας των τόξων, δημιουργεί μια ασυμμετρία στα στοιχεία της ανωδομής, η οποία μεταφράζεται σε έντονες διαφορές στην κατανομή της έντασης στα στοιχεία του καταστρώματος αλλά και στα τόξα που το αναρτούν. Συνδυαστικά με αυτό, απορρέουν σημαντικοί περιορισμοί λειτουργικότητας λόγω περιορισμένου ελεύθερου ύψους στους πεζοδιαδρόμους, δημιουργώντας έτσι την ανάγκη για περαιτέρω ενέργειες στη συνολική γεωμετρία της κατασκευής και κυρίως στη διάταξη των καλωδίων.

Απο την γραμμική ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού στα τόξα, φαίνεται ότι έχει δημιουργηθεί ένα αρκετά δύσκαμπτο σύστημα με έναν σημαντικό μεγεθυντικό συντελεστή $\alpha_{crit}=22.4$, επισημαίνοντας παράλληλα ότι η ευστάθεια των τόξων είναι το κρίσιμο σενάριο ελέγχου. Ενώ η δυσμενέστερη διατομή μπορεί να αξιοποιείται σε συνδυασμένες εντάσεις, σε ένα ποσοστό 65%, την ίδια στιγμή η ευστάθεια του μέλους έχει μια υπεραντοχή 17%, γεγονός που περιορίζει την μείωση της διαμέτρου ή του πάχους του τοιχώματος. Παράλληλα, ο μεγεθυντικός συντελεστής μαρτυρά εμμέσως ότι φαινόμενα 2^{ης} τάξεως δεν έχουν τόσο μεγάλη σημασία στο συγκεκριμένο φορέα. Η συνθήκη αυτή επιβεβαιώνεται αφού, τα φαινόμενα P-Delta με ατέλειες σύμφωνα με την 1^η ιδιομορφή, επέφεραν μια επιπρόσθετη ροπή κατά z ίση με ~2000 kNm, μέγεθος μικρό μπροστά στην αναπτυσσόμενη. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι ο μειωτικός συντελεστής ($\chi=0.96$) εξαφανίζεται και στη θέση του προστίθεται αυτή η επιπλέον ένταση, γεγονός αποδεκτό, αφού το χ έχει προκύψει αρκετά μεγάλο υποδεικνύοντας την στιβαρότητα του τόξου.

Για τα καλώδια, έχει επιλεγεί μια ικανή διάμετρος όχι τόσο για την αξονική αντοχή σχεδιασμού αλλά πιο πολύ για την δυσκαμψία (EA) του στοιχείου. Η διάταξή τους έχει πραγματοποιηθεί με γνώμονα την λειτουργικότητα και την άμεση ενεργοποίηση της αξονικής τους δυσκαμψίας, με αποτέλεσμα να μην χαρακτηρίζονται από σημαντική γεωμετρική μη γραμμικότητα. Επιπλέον, τα σενάρια απώλειας και αντικατάστασης καλωδίων δείχνουν την αξιοποίηση της υπεραντοχής της επιλεγμένης διατομής ως μια καλή τακτική. Ωστόσο, σε μια μελέτη εφαρμογής θα ήταν επιθυμητή μια ζωνοποίηση στις διαμέτρους των ακραίων από τα ενδιάμεσα.

Σχετικά με την διαδοκίδα, από την ανωτέρω διερεύνηση και συνολική μελέτη της συμπεριφοράς της, χαρακτηρίζεται ως ιδιαίτερα κρίσιμο στοιχείο του καταστρώματος. Στη φάση κατασκευής, χρήζει ιδιαίτερης προσοχής η πλευρική εξασφάλιση έναντι πλευρικής εκτροπής του άνω πέλματος και όπως επισημαίνεται, το χαλυβδόφυλλο από μόνο του δεν είναι ικανό να το δεσμεύσει. Όπως επισημαίνεται στο σχετικό κεφάλαιο, το σύστημα χαλυβδόφυλλο-σύνδεση-άνω πέλμα ευκαμπτοποιείται σημαντικά από την παραμόρφωση της σύνδεσης και του άνω πέλματος. Πρακτικά, θα μπορούσε να διερευνηθεί περαιτέρω με ποιόν τρόπο οι δυσκαμψίες αυτές θα μπορούσαν να γίνουν τόσο μεγάλες ώστε οι ευκαμψίες στο σύστημα πρακτικά να μηδενιστούν, έχοντας έτσι να αντιστέκεται μόνο η δυσκαμψία λόγω παραμόρφωσης του χαλυβδόφυλλου. Στη φάση λειτουργίας, το μέλος καθίσταται κρίσιμο σε φαινόμενα κόπωσης εξαιτίας του μεγάλου ανοίγματος στο οποίο “εργάζεται”, γεγονός που δικαιολογεί την μεγάλη υπεραντοχή στην πλαστική ροπή κάμψης.

Συνολικά, ο φορέας φαίνεται να δουλεύει σε ικανοποιητικό βαθμό, ωστόσο, η θλιβόμενη λειτουργία των τόξων θα μπορούσε αναμφισβήτα να βελτιωθεί με μια πιο συμμετρική γεωμετρία ή με δίδυμα τόξα με συνδεδεμένες λεπίδες ανά κάποιες αποστάσεις.

20 Πηγές-Βιβλιογραφία

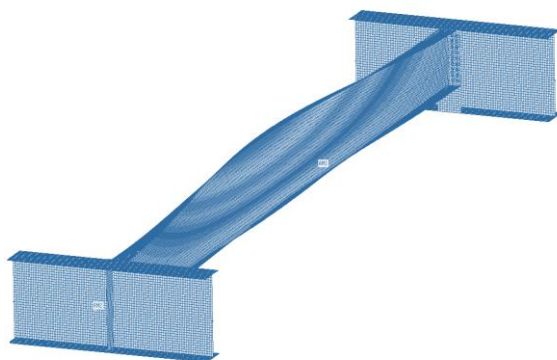
1. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., θανόπουλος Π. (2016). «Σχεδιασμός Συμμίκτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. King C.M., Brown D.G. (2001) «Design of Curved Steel» The Steel Construction Institute, Publication P281
3. Spoorenberg, R.C. (2011) «Structural Properties and Out of Plane Stability of Roller Bent Steel Arches», Technische Universiteit Eindhoven
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Bjorn Andersson, Gustaf Larsson (2014) Master's Dissertation «Verification of Buckling Analysis for Glulam Arches», Lund University Sweden
6. Jesús Aguilar-Jiménez, Juan Manuel García-Guerrero and Juan José Jorquera-Lucerga (2021) «The Diagonal Arch Bridge, a Particular Case of Spatial Arch Bridges»
7. Wen-Liang Qiu¹, Chin-Sheng Kao² *, Chang-Huan Kou³, Jeng-Lin Tsai³ and Guang Yang¹ (2010) «Stability Analysis of Special-Shape Arch Bridge»
8. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
9. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι. Ιωαννίδης Γ. (2014) : «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
10. Γαντές Χ., (2022) Μεταπτυχιακό Μάθημα «Σχεδιασμός Καλωδιωτών Κατασκευών και Μembranών», Αθήνα Ε.Μ.Π.
11. Τρέζος Κ.: «Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων», Αθήνα (2011)
12. Γιάννης Ν. Ψυχάρης (2015) «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας» Τεύχος 1, Αθήνα, Ε.Μ.Π.
13. Γιάννης Ν. Ψυχάρης (2016) «Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας» Τεύχος 2, Αθήνα, Ε.Μ.Π.
14. EN1990, Ευρωκώδικας «Βάσεις σχεδιασμού», CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
15. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3 «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005
16. EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
17. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003
18. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
19. EN-1993-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004
20. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός συμμίκτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 2 «Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες», CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005
21. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Δεκέμβριος 2004.
22. MIDAS Civil Technical Guide (2023) / Structural Analysis I & II

Παράρτημα Α : Σύγκριση Αριθμητικών Προσομοιωμάτων για Έλεγχο Ευστάθειας Διαδοκίδας στη Φάση Κατασκευής

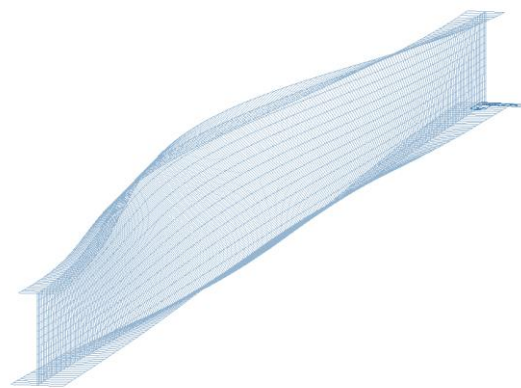
Για λόγους εποπτείας και σύγκρισης αποτελεσμάτων του ενός απο το άλλο λογισμικό, δημιουργήθηκε και άλλο μοντέλο της χαλύβδινης διαδοκίδας με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία αυτή τη φορά, στο περιβάλλον του MIDAS.

Επιβλήθηκε το φορτίο στη φάση σκυροδέτησης ως γραμμικό στη μεσαία κομβοσειρά των πεπερασμένων στοιχείων του άνω πέλματος ενώ στις στηρίξεις της δοκού δεσμεύθηκαν αρθρωτά όλοι οι κόμβοι των πεπερασμένων. Στο σημείο αυτό επισημαίνεται οτι είναι πολύ σημαντικό το φορτίο να εφαρμοσθεί στο άνω πέλμα και όχι στο κέντρο βάρους της διατομής.

IDEA STATICA

 $a_{crit}=0.83$

MIDAS Civil

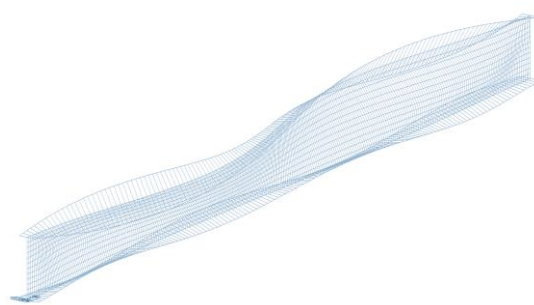
 $a_{crit}=1.136$

Σχήμα 20.1 : 1η Ιδιομορφή απο LBA χωρίς Εγκάρσιες Νευρώσεις

IDEA STATICA

 $a_{crit}=2.10$

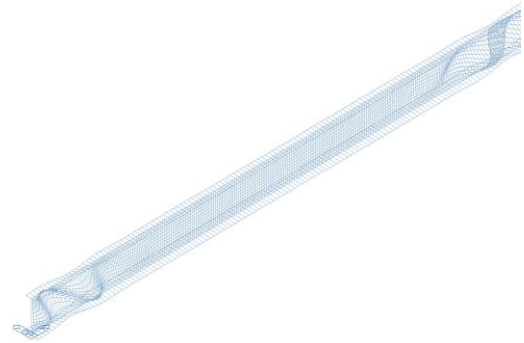
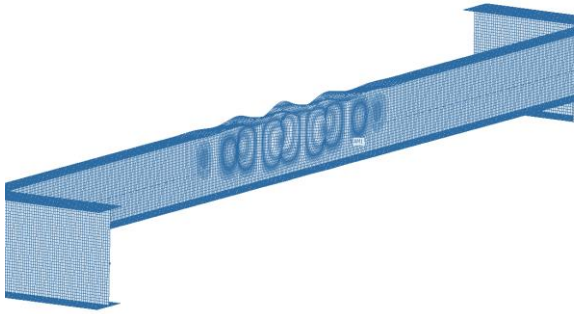
MIDAS Civil

 $a_{crit}=3.52$

Σχήμα 20.2 : 2η Ιδιομορφή απο LBA χωρίς Εγκάρσιες Νευρώσεις

IDEA STATICA

MIDAS Civil



$a_{crit}=2.47$

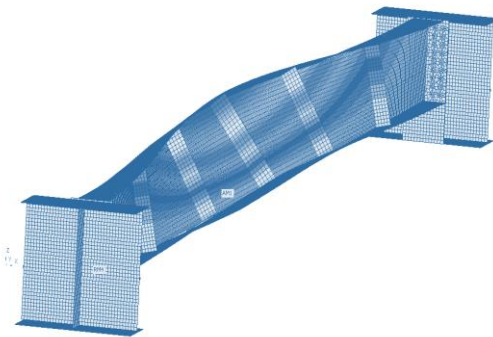
$a_{crit}=4.317$

Σχήμα 20.3 : 3η Ιδιομορφή απο LBA χωρίς Εγκάρσιες Νευρώσεις

Για λόγους διερεύνησης ωστόσο, στα προηγούμενα μοντέλα προστέθηκαν και οι εγκάρσιες ενισχύσεις του κορμού που έχουν μελετηθεί σύμφωνα με τον EN και συγκρίθηκαν τα αποτελέσματα.

IDEA STATICA

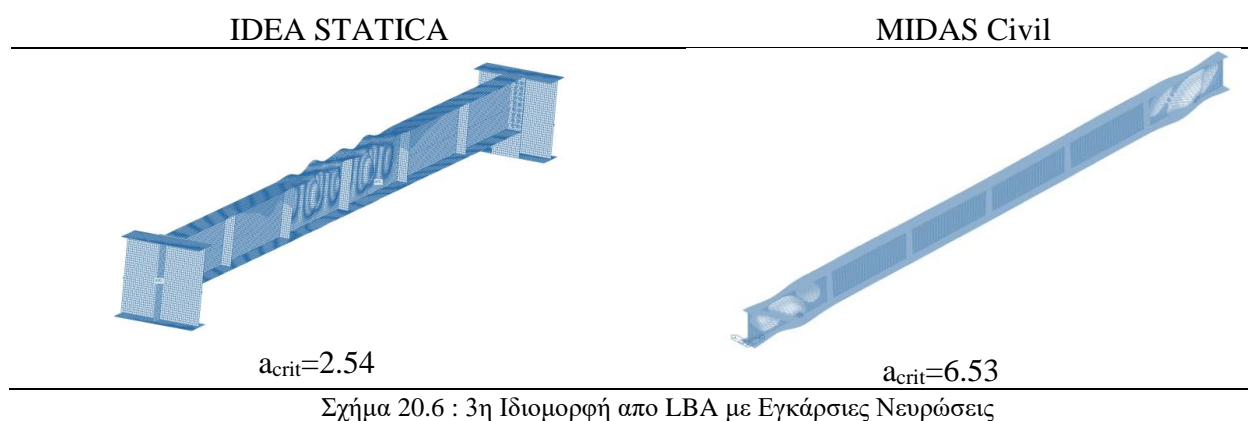
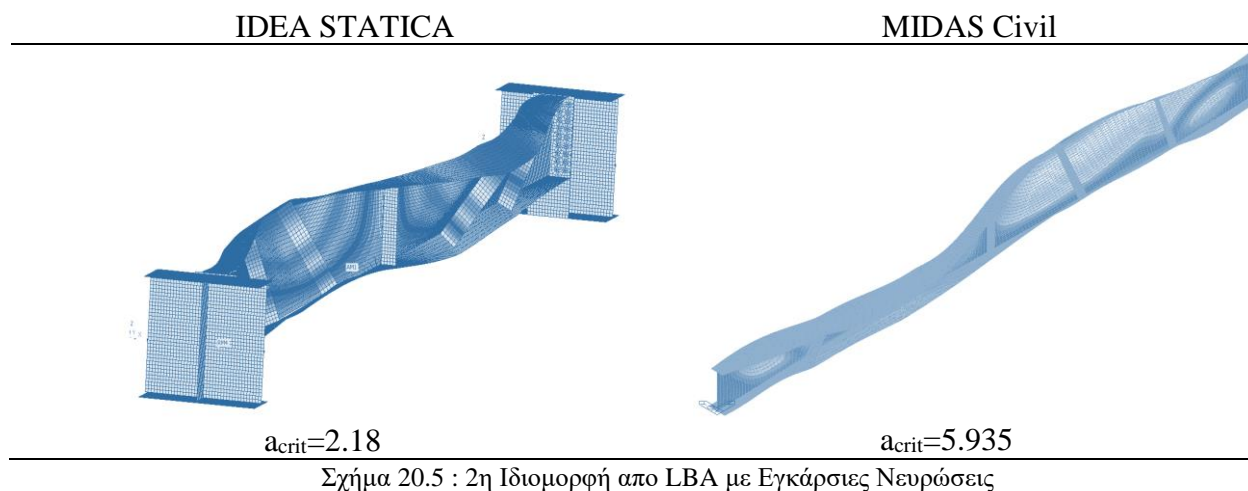
MIDAS Civil



$a_{crit}=0.85$

$a_{crit}=1.66$

Σχήμα 20.4 : 1η Ιδιομορφή απο LBA με Εγκάρσιες Νευρώσεις



Το τελικό συμπέρασμα απο τις παραπάνω αναλύσεις είναι οτι τα αποτελέσματα του MIDAS όπου δεν λαμβάνει υπόψη την ακριβή δυσκαμψία της σύνδεσης, είναι δυσμενέστερα αφού, η άρθρωση σε όλους τους κόμβους υπερεκτιμά την παραμόρφωση του κόμβου με αποτέλεσμα να αυξάνει το a_{crit} .

Αντίθετα, στο IDEA STATICA όπου η δυσκαμψία της σύνδεσης λαμβάνεται με τη μεγαλύτερη ακρίβεια απο την δυσκαμψία των επιμέρους στοιχείων της κοχλίωσης, προσομοιώνεται η συμπεριφορά της στήριξης όπως αναμένεται και στην πραγματικότητα.

Έτσι λοιπόν, το MIDAS επιτρέπει μια πολύ γρήγορη σχεδίαση του μοντέλου, ωστόσο για τη μεγαλύτερη ακρίβεια και ασφάλεια, ο σχεδιαστής οφείλει να προσομοιώσει τις συνθήκες στηρίξεως εισάγωντας αξονικά και στροφικά ελατήρια δυσκαμψίας που παρέχεται απο τις επιμέρους ελευθερίες και δεσμεύσεις των στοιχείων της σύνδεσης.

Παράρτημα Β : Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 1.1 : New River Gorge Bridge, United States.....	13
Σχήμα 1.2 : Wuxia Yangtze River Half Through Arch Bridge, China.....	14
Σχήμα 1.3 : Humber Bay Through Arch Bridge, Ontario Lake.....	14
Σχήμα 1.4 : Τοξωτή Γέφυρα Τσακώνας.....	15
Σχήμα 1.5 : River Usk Crossing, Newport.....	15
Σχήμα 1.6 : Αρκάδικο, Μυκήνες.....	16
Σχήμα 1.7 : DAB and PAB Classification	19
Σχήμα 1.8 : Χαρακτηριστικές Μεταβλητές Γέφυρας	20
Σχήμα 1.9 : Σχετική Κατακόρυφη Απόσταση Τόξου-Καταστρώματος.....	20
Σχήμα 1.10 : Διάταξη Καταστρώματος σε Κάτοψη	20
Σχήμα 1.11 : Διάταξη Τόξων	20
Σχήμα 1.12 : Ελεύθερα Ύψη Πεζών και Οχημάτων.....	21
Σχήμα 1.13 : Διαπλάτυνση Καταστρώματος λόγω Περιορισμού Ελεύθερου Ύψους.....	21
Σχήμα 1.14 : Αριστερά Σχήμα με Ελκυστήρα, Δεξιά Πάκτωση Τόξου Εκτός Ορίου Καταστρώματος.....	22
Σχήμα 2.1 : Αεροφωτογραφία απο Google Earth Περιοχής Μελέτης.....	23
Σχήμα 2.2 : Ανάλυση Περιοχής και Διάταξη Κατασκευής.....	26
Σχήμα 2.3 : Τομή Εδάφους / Βάθος Πυθμένα	27
Σχήμα 2.4 : Clearance Box for Pedestrians.....	28
Σχήμα 5.1 : Παράμετροι που Εισάγονται στο Λογισμικό.....	60
Σχήμα 5.2 : Συντελεστής Ερπυσμού	60
Σχήμα 5.3 : Συντελεστής Ερπυσμού στο Περιβάλλον του MIDAS	61
Σχήμα 5.4 : Συστολή Ξήρανσης στο Περιβάλλον του MIDAS	61
Σχήμα 5.5 : Σύγκριση Ανηγμένης Παραμόρφωσης Συστολής Ξηράνσεως.....	62
Σχήμα 5.6 : Περιβάλλουσα Ροπών για Βραχυχρόνια και Μακροχρόνια Φόρτιση.....	62
Σχήμα 6.1 : Τομή Μεταβλητής Διατομής Διαδοκίδας κατά το Πλάτος του Καταστρώματος.....	70
Σχήμα 6.2 : Υπολογισμός Ποσοστιαίας Κλίσης	70
Σχήμα 6.3 : Συνήθεις Διαστάσεις Διατομής Πεζοδρομίου	71
Σχήμα 6.4 : Διατομή Ακρoίου Στηθαίου Αναχαίτισης Οχήματος.....	72
Σχήμα 6.5 : Διατομή Ενδιάμεσου Στηθαίου Τύπου New Jersey	73
Σχήμα 6.6 : Custom Made Διατομή Κιγκλιδώματος Προστασίας Πεζών	74
Σχήμα 6.7 : Όψη Διαβάθμισης Διαδρόμου Πεζών.....	76
Σχήμα 6.8 : Όψη Οδοστρώματος	77
Σχήμα 6.9 : Παράδειγμα Αρίθμησης Λωρίδων στη Γενική Περίπτωση.....	78
Σχήμα 6.10 : Όψη Διάταξης Λωρίδων.....	78
Σχήμα 6.11 : Όψη και προβολή Διάταξης Οδοστρώματος μιας Διεύθυνσης	79
Σχήμα 6.12 : Απομένουσα Επιφάνεια απο την Πλευρά των Πεζοδρομίων.....	79
Σχήμα 6.13 : Απομένουσα Επιφάνεια απο την Πλευρά των Ενδιάμεσων Στηθαίων	79
Σχήμα 6.14 : Εφαρμογή της Πρότυπης Φόρτισης 1.....	80
Σχήμα 6.15 : Κάτοψη : Συντελεστής Κατανομής Τροχών.....	81
Σχήμα 6.16 : Πρώτη Πιθανή Θέση Λωρίδας 1	82
Σχήμα 6.17 : Δεύτερη Πιθανή Θέση Λωρίδας 1	83
Σχήμα 6.18 : Τρίτη Πιθανή Θέση Λωρίδας 1	83
Σχήμα 6.19 : Τέταρτη Πιθανή Θέση Κύριας Λωρίδας 1	84

Σχήμα 6.20 : Υβριδικό Μοντέλο με Δοκούς ως Beam Elements και Πλάκα ως Shell Elements	85
Σχήμα 6.21 : Όψη Διαδοκίδων με Κύριες Δοκούς.....	85
Σχήμα 6.22 : Συνεισφορά Γειτονικών Διαδοκίδων.....	86
Σχήμα 6.23 : Σχηματική Απεικόνιση των Συνιστωσών Κατανομής Θερμοκρασίας	88
Σχήμα 6.24 : Σχέση Μεταξύ Ελάχιστης/Μέγιστης Θερμοκρασίας Περιβάλλοντος υπό Σκιά (T_{min}/T_{max}) και Ελάχιστης/Μέγιστης Συνιστώσας Ομοιόμορφης Θερμοκρασίας Γέφυρας ($T_{e.min}/T_{e.max}$)	90
Σχήμα 6.25 : Ισοθερμικές Καμπύλες ανά δύο Ώρες κάθε Μήνα	91
Σχήμα 6.26 : Ισοθερμικές Καμπύλες με Αναγραφόμενη Θερμοκρασία ανά Μήνα	92
Σχήμα 6.27 : Θερμοκρασιακές Διαφορές για Καταστρώματα Γεφυρών - Τύπου 1	94
Σχήμα 6.28 : Θερμοκρασιακές Διαφορές για Καταστρώματα Γεφυρών - Τύπου 2	95
Σχήμα 6.29 : Θερμοκρασιακή Διαφορά για Θέρμανση με τη Συνήθη Διαδικασία	96
Σχήμα 6.30 : Θερμοκρασιακή Διαφορά για Ψύξη με τη Συνήθη Διαδικασία	96
Σχήμα 6.31 : Θερμοκρασιακή Διαφορά Θέρμανσης με την Απλοποιημένη Διαδικασία	97
Σχήμα 6.32 : Θερμοκρασιακή Διαφορά Ψύξης με την Απλοποιημένη Διαδικασία	97
Σχήμα 6.33 : Χάρτης Αλπικής Περιοχής και Ζώνη στην οποία Ανήκει το Linz.....	102
Σχήμα 6.34 : Μεταβολή του Φορτίου Χιονιού στο Έδαφος Συναρτήσει της Περιόδου Επαναφοράς.....	103
Σχήμα 6.35 : Συντελεστές Σχήματος Φορτίου Χιονιού	104
Σχήμα 6.36 : Συντελεστής Σχήματος Φορτίου Χιονιού – Μονοκλινής Στέγη	104
Σχήμα 6.37 : Θεώρηση Μονοκλινούς Στέγης.....	105
Σχήμα 6.38 : Συντελεστής Σχήματος Φορτίου Χιονιού – Στέγη Πολλών Ανοιγμάτων	105
Σχήμα 6.39 : Προσομοίωση Καταστρώματος ως Στέγη Πολλαπλών Ανοιγμάτων	106
Σχήμα 6.40 : Περίπτωση (i) και (ii) Φόρτισης Στέγης Πολλαπλών Ανοιγμάτων.....	106
Σχήμα 6.41 : Συντελεστής Δύναμης $c_{f,0}$ για Κυκλικούς Κυλίνδρους Χωρίς Ροή Ελευθέρων Άκρων και για Διάφορες Ισοδύναμες Τραχύτητες k/b	111
Σχήμα 6.42 : Ορισμός Μεγεθών A , A_c	113
Σχήμα 6.43 : Ενδεικτικές Τιμές του Συντελεστή Επίδρασης Άκρων ψ_l ως Συνάρτηση του Συντελεστή Πληρότητας ϕ και της Λυγηρότητας λ	113
Σχήμα 6.44 : Παραδείγματα διατομών καταστρωμάτων συνήθους κατασκευής	114
Σχήμα 6.45 : Διευθύνσεις των Δράσεων του Ανέμου σε Γέφυρες	115
Σχήμα 6.46 : Φάση κατασκευής.....	115
Σχήμα 6.47 : Κατάστρωμα στη Φάση Ολοκλήρωσης.....	116
Σχήμα 6.48 : Κατάστρωμα στη Φάση Κυκλοφορίας.....	116
Σχήμα 6.49 : Συντελεστής Δύναμης για Γέφυρες, $c_{fx,0}$	117
Σχήμα 6.50 : Γέφυρα με Κεκλιμένη Προσήνεμη Πλευρά	117
Σχήμα 6.51 : Ύψος που Χρησιμοποιείται για το $A_{ref,x}$	118
Σχήμα 6.52 : Συντελεστής Δύναμης $c_{f,z}$ για Γέφυρες με Εγκάρσια Κλίση και Άνεμο υπό Κλίση	122
Σχήμα 6.53 : Αναμενόμενη PGA σύμφωνα με το ESHM20	126
Σχήμα 6.54 : Μορφή Ελαστικού Φάσματος Απόκρισης.....	128
Σχήμα 6.55 : Συνιστώμενα Φάσματα Ελαστικής Απόκρισης Τύπου 2 για Κατηγορίες Εδάφους Α έως Ε (5% απόσβεση)	128
Σχήμα 6.56 : Ιδιομορφές, Ιδιοπερίοδοι και Ποσοστά Συμμετοχής Μάζας.....	129
Σχήμα 7.1 : Ισοδύναμα Ανοίγματα, για Ισοδύναμο Πλάτος του Πέλματος Σκυροδέματος. 131	

Σχήμα 7.2 : Διατομή Αμιγώς Χαλύβδινης Διαδοκίδας	132
Σχήμα 7.3 : Διατομή Τυπικής Σύμμικτης Διαδοκίδας	134
Σχήμα 7.4 : Χαρακτηριστικά Χαλυβδόφυλλου απο Κατασκευαστή	135
Σχήμα 7.5 : Διάταξη στις Θέσεις Διακοπής του Χαλυβδόφυλλου με το Αρχικό Συνολικό Πάχος της Πλάκας.....	136
Σχήμα 7.6 : Εφελκυστικό Πεδίο λόγω Κατακόρυφης Διάτμησης	142
Σχήμα 7.7 : Ανάπτυξη Εφελκυσμού λόγω Τέμνουσας	142
Σχήμα 7.8 : Ανάπτυξη Πλαστικών Αρθρώσεων στις Αιχμές του Πεδίου	143
Σχήμα 7.9 : Όψη Ενδιάμεσης Εκάρσιας Ενίσχυσης	149
Σχήμα 7.10 : Κάτοψη Ενδιάμεσης Εγκάρσιας Ενίσχυσης.....	149
Σχήμα 7.11 : Κάτοψη Σύνδεσης Ενίσχυσης με Κορμό Διαδοκίδας και Ένωση Ελάσματος Διαφορετικού Πάχους σε Απόσταση 200mm προς το Παχύτερο Έλασμα	151
Σχήμα 7.12 : Γεωμετρία ενός Χαρακτηριστικού Ήλου Κεφαλής.....	152
Σχήμα 7.13 : Τυπικές Δυνατές Επιφάνειες Διατμητικής Αστοχίας	154
Σχήμα 8.1 : Κάτοψη Διαδοκίδων / Χωρίς Πλευρική Εξασφάλιση	164
Σχήμα 8.2 : Διατομή ενός Αναπτύγματος Χαλυβδόφυλλου TATA STEEL 153	168
Σχήμα 8.3 : Τυπικό Μέρος Επαναλαμβανόμενης Διατομής.....	169
Σχήμα 8.4 : Μετατροπή Νευρώσεων σε Αιχμές	169
Σχήμα 8.5 : Ουδέτερος Άξονας Χαλυβδόφυλλου.....	170
Σχήμα 8.6 : Πλήρης και Ενεργός Διατομή Άνω Πέλματος	172
Σχήμα 8.7 : Πλήρης διατομή ενίσχυσης	172
Σχήμα 8.8 : Θλιβόμενο Πέλμα με μία, δύο ή Περισσότερες Ενισχύσεις.....	173
Σχήμα 8.9 : Μειωμένη ενεργός διατομή άνω πέλματος.....	175
Σχήμα 8.10 : Ενεργός Διατομή Κορμών Τραπεζοειδών Πρότυπων Χαλυβδόφυλλων.....	176
Σχήμα 8.11 : Ενδιάμεση Ενίσχυση Κορμού	176
Σχήμα 8.12 : Ενισχύσεις Κορμού Πρότυπων Τραπεζοειδών Χαλυβδόφυλλων	179
Σχήμα 8.13 : Τρία στροφικά ελατήρια εν σειρά	182
Σχήμα 8.14 : Ανάπτυγμα Χαλυβδόφυλλου απο Κατασκευαστή	183
Σχήμα 8.15 : Διατομή Μορφής T (άνω πέλμα + 1/3 του θλιβόμενου κορμού της διαδοκίδας)	186
Σχήμα 8.16 : Διάγραμμα Αξονικών / Μέγιστη Τιμή περίπου ίση με τη N_f, Ed	187
Σχήμα 8.17 : Δέσμευση των Κατακόρυφων Βαθμών Ελευθερίας.....	188
Σχήμα 8.18 : Πλευρικά Αξονικά Ελατήρια ανά 1m	188
Σχήμα 8.19 : 1η Ιδιομορφή σε Κάτοψη	188
Σχήμα 8.20 : 2 ^η Ιδιομορφή σε Κάτοψη	189
Σχήμα 8.21 : Επικόμβια Φορτία για $\delta q=0$ και Προκύπτουσες Μετακινήσεις	195
Σχήμα 8.22 : Ανάλυση Δυνάμεων στους Κόμβους.....	196
Σχήμα 8.23 : Ιδιομορφές Εξασφάλισης Διαδοκίδων στα 1/4	198
Σχήμα 9.1 : Διατομές Δοκού GIRDER 1	202
Σχήμα 9.2 : Προσομοίωμα Μεταβλητής Διατομής Δοκού GIRDER 1 στο MIDAS.....	203
Σχήμα 9.3 : Διατομές Δοκού GIRDER 2	203
Σχήμα 9.4 : Διάταξη Μελών με Πλάκα Σκυροδέματος	204
Σχήμα 9.5 : Περιβάλλουσα Ροπών M_y	205
Σχήμα 9.6 : Περιβάλλουσα Στρεπτικής Ροπής M_x	205
Σχήμα 9.7 : Περιβάλλουσα Διαμήκουσ Τέμνουσας V_y	206
Σχήμα 9.8 : Περιβάλλουσα Τέμνουσας V_z	206

Σχήμα 9.9 : Περιβάλλουσα Ροπών Ασθενή Άξονα Mz	207
Σχήμα 9.10 : Περιβάλλουσα Αξονικής Δύναμης NEd.....	207
Σχήμα 9.11 : Διάταξη Σύνδεσης Διαδοκίδας - Κύριας Δοκού.....	215
Σχήμα 9.12 : Διάταξη Σύνδεσης Διαδοκίδας - Κύριας Δοκού σε Όψη	216
Σχήμα 9.13 : Λεπτομέρεια Σύνδεσης.....	217
Σχήμα 9.14 : Πρόβολος που Κάμπτεται σε Κάτοψη.....	218
Σχήμα 9.15 : Κόμβος Κύριας Δοκού με Διαδοκίδας και Αναρτήρα.....	221
Σχήμα 9.16 : Συντελεστές Λυγισμού για Διάφορους Τύπους Εφαρμογής του Φορτίου	223
Σχήμα 9.17 : Κρυφά Ταύ που Διαμορφώνονται απο τις Ενισχύσεις	224
Σχήμα 9.18 : Μήκος Δύσκαμπτης Έδρασης	225
Σχήμα 9.19 : Περιβάλλουσα Τεμνουσών σε Θέσεις Αναρτήρων	226
Σχήμα 10.1 : Height Clearance Box	227
Σχήμα 10.2 : Κάτοψη Τοξωτού Φορέα.....	228
Σχήμα 10.3 : Περιβάλλουσα Ροπών My	229
Σχήμα 10.4 : Περιβάλλουσα Ροπών Mz	229
Σχήμα 10.5 : Περιβάλλουσα Ροπών Mx	230
Σχήμα 10.6 : Περιβάλλουσα Αξονικής Δύναμης.....	230
Σχήμα 10.7 : Περιβάλλουσα Κατακόρυφης Διατμητικής Δύναμης	231
Σχήμα 10.8 : Περιβάλλουσα Διαμήκου Διατμητικής Δύναμης.....	231
Σχήμα 10.9 : Κρίσιμες ιδιομορφές γραμμικής ανάλυσης λυγισμού (LBA).....	235
Σχήμα 10.10 : Αριστερά, 1 ^η Ιδιομορφή Λυγισμού-Κρίσιμη Εκτός επιπέδου / Δεξιά, 3 ^η Ιδιομορφή Λυγισμού-Εντός Επιπέδου.....	237
Σχήμα 10.11 : Διάγραμμα Ροπών Τόξου για 1 ^{ης} και 2 ^{ης} Τάξης Ανάλυση	241
Σχήμα 10.12 : Σύγκριση Μετακίνησης 1ης και 2ης τάξης Ανάλυσης Κύριου Τόξου στην Κατακόρυφη Έννοια.....	242
Σχήμα 10.13 : Σύγκριση Μετακίνησης 1 ^{ης} και 2 ^{ης} Τάξης Ανάλυσης Κύριου Τόξου στην Διαμήκη Έννοια.....	242
Σχήμα 10.14 : Σύγκριση Μετακίνησης 1 ^{ης} και 2 ^{ης} Τάξης Ανάλυσης Κύριου Τόξου στην Εγκάρσια Έννοια	243
Σχήμα 10.15 : Σύγκριση Μετακίνησης 1 ^{ης} και 2 ^{ης} τάξης Ανάλυσης Δευτερεύοντος Μέλους στην Κατακόρυφη Έννοια	243
Σχήμα 10.16 : Σχήμα 1.14 : Σύγκριση Μετακίνησης 1 ^{ης} και 2 ^{ης} Τάξης Ανάλυσης Δευτερεύοντος Μέλους στην Διαμήκη Έννοια	244
Σχήμα 10.17 : Σύγκριση Μετακίνησης 1 ^{ης} και 2 ^{ης} Τάξης Ανάλυσης Δευτερεύοντος Μέλους στην Εγκάρσια Έννοια.....	244
Σχήμα 11.1 : Full locked coil ropes.....	247
Σχήμα 11.2 : Spiral strand rope.....	248
Σχήμα 11.3 : Strand rope.....	248
Σχήμα 11.4 : Γραμμική συμπεριφορά δοκού και γεωμετρικώς μη γραμμική συμπεριφορά εγκαρσίως φορτιζόμενου καλωδίου.....	250
Σχήμα 11.5 : Κάτοψη Φορέα με Έμφαση στη Διάταξη των Καλωδίων.....	251
Σχήμα 11.6 : Πλάγια όψη φορέα.....	251
Σχήμα 11.7 : Δομικοί Άξονες Καλωδίων.....	252
Σχήμα 11.8 : Φορέας σε Κάτοψη / Γεωμετρικοί Άξονες Καλωδίων	254
Σχήμα 11.9 : Παράμετροι Καλωδίων.....	254

Σχήμα 11.10 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κυρίων Δοκών για Περιβάλλουσα Ο.Κ.Λ χωρίς Προένταση	258
Σχήμα 11.11 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κύριων Δοκών για την Περιβάλλουσα Ο.Κ.Λ. στην Αρχικοποίηση της Μεθόδου	259
Σχήμα 11.12 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κυρίων Δοκών για Περιβάλλουσα Ο.Κ.Λ. στην 1 ^η Επανάληψη	261
Σχήμα 11.13 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κυρίων Δοκών για Περιβάλλουσα Ο.Κ.Λ. στην 2 ^η Επανάληψη	263
Σχήμα 11.14 : Κατακόρυφη Μετακίνηση Κυρίων Δοκών για Περιβάλλουσα Ο.Κ.Λ. στην 3 ^η Επανάληψη	264
Σχήμα 11.15 : Εξέλιξη Βύθισης GIRDER 2	267
Σχήμα 11.16 : Εξέλιξη Βύθισης GIRDER 1	268
Σχήμα 11.17 : Βύθιση GIRDER 1 με και χωρίς Προένταση	268
Σχήμα 11.18 : Βύθιση GIRDER 2 με και χωρίς Προένταση	269
Σχήμα 11.19 : Εντός Επιπέδου Μετακίνηση Κύριου Τόξου	269
Σχήμα 11.20 : Εντός Επιπέδου Μετακίνηση Δευτερεύοντος Μέλους.....	270
Σχήμα 11.21 : Διαφορά Μετακίνησης για Γραμμική και μη Γραμμική Ανάλυση για το GIRDER 1.....	273
Σχήμα 11.22 : Διαφορά Κατακόρυφης Μετακίνησης για Γραμμική και μη Γραμμική Ανάλυση του GIRDER 2	273
Σχήμα 12.1 : Κατακόρυφη Βύθιση Καταστρώματος λόγω Απώλειας του Αναρτήρα 10	278
Σχήμα 12.2 : Ροπές GIRDER 2 με όλα τα Καλώδια.....	279
Σχήμα 12.3 : Ροπές GIRDER 2 με Απώλεια Καλωδίου 10	279
Σχήμα 13.1 : Προσομοίωση Θραύσης Καλωδίου.....	281
Σχήμα 13.2 : Κατακόρυφη Μετακίνηση GIRDER 2 για Θραύση Καλωδίου 10.....	283
Σχήμα 13.3 : Ροπές GIRDER 2 με όλα τα Καλώδια για τον Οιονεί Μόνιμο Συνδυασμό	284
Σχήμα 13.4 : Ροπές GIRDER 2 με Απώλεια Καλωδίου 10 για τον Οιονεί Μόνιμο Συνδυασμό	284
.....
Σχήμα 14.1 : Πρότυπη Φόρτιση Κόπωσης 3	289
Σχήμα 15.1 : Σύνδεση Ανωδομής και Διάταξη Κόμβων σε Όψη.....	297
Σχήμα 15.2 : Σύνδεση Ανωδομής και Διάταξη Κόμβων σε Προοπτικό.....	298
Σχήμα 15.3 : Προσομοίωση Ελατηρίων και Διάταξη Κόμβων	298
Σχήμα 15.4 : Σύνδεση Ανωδομής με Υποδομή	299
Σχήμα 15.5 : Τοπικές Διευθύνσεις Ελατηρίων	299
Σχήμα 16.1 : Όψη 1 Σύνδεσης Κύριας Δοκού με Διαδοκίδα.....	310
Σχήμα 16.2 : Όψη 1 Σύνδεσης Κύριας Δοκού με Διαδοκίδα.....	311
Σχήμα 16.3 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Σύνδεσης για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό ΟΚΑ σε Όψη.....	311
Σχήμα 16.4 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Σύνδεσης για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό ΟΚΑ στο Μέτωπο	312
Σχήμα 16.5 : Πλαστικοποίηση της Τάξης του 1.29%<5%	312
Σχήμα 16.6 : Αποκατάσταση Συνέχειας στα 10m κοντά στα Ακρόβαθρα	313
Σχήμα 16.7 : Εναλλακτική 1-Αποκατάσταση Συνέχειας Κύριας Δοκού στις Ενδιάμεσες Θέσεις ανά 12m	313
Σχήμα 16.8 : Εναλλακτική 2-Αποκατάσταση Συνέχειας Κύριας Δοκού στις Ενδιάμεσες Θέσεις ανά 24m	313

Σχήμα 16.9 : Ποιοτική Λεπτομέρεια Αποκατάσταση Συνέχειας Κυρίας Δοκού.....	314
Σχήμα 16.10 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Αποκατάστασης Συνέχειας Κύριας Δοκού για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ	315
Σχήμα 16.11 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Αποκατάστασης Συνέχειας Κύριας Δοκού για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ σε Κάτοψη	315
Σχήμα 16.12 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Αποκατάστασης Συνέχειας Κύριας Δοκού για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ σε Πλάγια Όψη.....	316
Σχήμα 16.13 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Συγκόλλησης Κύριου Τόξου με Δευτερεύον για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ	317
Σχήμα 16.14 : Πλαστικοποίηση της Τάξης του 1.26%.....	317
Σχήμα 16.15 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Συγκόλλησης Συνδετήριας Δοκού με Κύριο Τόξο για τον Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΑ.....	318
Σχήμα 16.16 : Πλαστικοποίηση της Τάξης του 0.10%.....	318
Σχήμα 16.17 : Χαρακτηριστικά Σύνδεσης Αναρτήρα	319
Σχήμα 17.1 : Προσομοίωμα	321
Σχήμα 17.2 : Επίπεδα Πεπερασμένα Στοιχεία Πλάκας σε Κοινούς Κόμβους με τα Beam Elements των Διαδοκίδων-Κύριων Δοκών.....	322
Σχήμα 17.3 : Πλάκα ως Εσχάρα	323
Σχήμα 17.4 : Beam Composite Element	323
Σχήμα 17.5 : Όψη Αναλυτικού Μοντέλου με Ελατήρια ως Εφέδρανα	324
Σχήμα 17.6 : Βάθρα απο Οπλισμένο-Προεντεταμένο Σκυρόδεμα σε Κάτοψη	324
Σχήμα 17.7 : Σύνδεση Κεφαλόδεσμου με Βάθρο	325
Σχήμα 17.8 : Εσχάρα Κεφαλόδεσμου	325
Σχήμα 17.9 : Σύνδεση Κεφαλόδεσμου-Πασσάλων με Rigid Links.....	326
Σχήμα 17.10 : Εσχάρα Κεφαλόδεσμου και Σύνδεση με Κεφαλή Πασσάλου με Άκαμπτο Σύνδεσμο.....	326
Σχήμα 17.11 : Πάσσαλοι και Ελατήρια σε Όψη.....	327
Σχήμα 17.12 : Αξονικά Πλευρικά Ελατήρια ανά 1m	328
Σχήμα 17.13 : Ακλόνητη Στήριξη στη Βάση.....	328
Σχήμα 17.14 : Ροπή Πασσάλων My.....	329
Σχήμα 17.15 : Τέμνουσα Πασσάλων Fz	329
Σχήμα 17.16 : Ροπή Πασσάλων Mz.....	329
Σχήμα 17.17 : Τέμνουσα Πασσάλων Fy	329
Σχήμα 17.18 : Αξονική Πασσάλων NEd.....	330
Σχήμα 17.19 : CStage1	330
Σχήμα 17.20 : CStage2.....	331
Σχήμα 17.21 : CStage3.....	331
Σχήμα 17.22 : CStage4.....	332
Σχήμα 17.23 : CStage5.....	332
Σχήμα 17.24 : CStage6.....	333
Σχήμα 17.25 : CStage7.....	333
Σχήμα 17.26 : CStage8.....	334
Σχήμα 17.27 : CStage9.....	334
Σχήμα 17.28 : CStage10.....	335
Σχήμα 17.29 : Ενδεικτικές Ροπές στο 5ο Βήμα	335
Σχήμα 17.30 : Ενδεικτικές Ροπές στο 7ο Βήμα	336

Σχήμα 18.1 : Απεικόνιση 1	338
Σχήμα 18.2 : Απεικόνιση 2	338
Σχήμα 18.3 : Απεικόνιση 3	339
Σχήμα 18.4 : Απεικόνιση 4	339
Σχήμα 18.5 : Απεικόνιση 5	340
Σχήμα 18.6 : Απεικόνιση 6	340
Σχήμα 18.7 : Απεικόνιση 7	341
Σχήμα 18.8 : Απεικόνιση 8	341
Σχήμα 18.9 : Απεικόνιση 9	342
Σχήμα 18.10 : Απεικόνιση 10	342
Σχήμα 20.1 : 1η Ιδιομορφή απο LBA χωρίς Εγκάρσιες Νευρώσεις.....	345
Σχήμα 20.2 : 2η Ιδιομορφή απο LBA χωρίς Εγκάρσιες Νευρώσεις.....	345
Σχήμα 20.3 : 3η Ιδιομορφή απο LBA χωρίς Εγκάρσιες Νευρώσεις.....	346
Σχήμα 20.4 : 1η Ιδιομορφή απο LBA με Εγκάρσιες Νευρώσεις.....	346
Σχήμα 20.5 : 2η Ιδιομορφή απο LBA με Εγκάρσιες Νευρώσεις.....	347
Σχήμα 20.6 : 3η Ιδιομορφή απο LBA με Εγκάρσιες Νευρώσεις.....	347

Παράρτημα Γ : Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1 : Μητρώο Ελεύθερου Ύψους και Πλάτους Γεφυρών στην Περιοχή Μελέτης..	24
Πίνακας 3.1 : Κατηγορίες Ανθεκτικότητας.....	44
Πίνακας 3.2 : Απαιτήσεις Τιμών Ελάχιστης Επικάλυψης, $c_{min,dur}$, από Άποψη Ανθεκτικότητας σε Διάρκεια για Χάλυβα Οπλισμού.....	46
Πίνακας 3.3 : Απαιτήσεις Ελάχιστης Επικάλυψης $c_{min,b}$, από Άποψη Συνάφειας.....	47
Πίνακας 4.1 : Χαρακτηριστικά Ποιότητας Σκυροδέματος.....	49
Πίνακας 4.2 : Χαρακτηριστικά Ποιότητας Δομικού Χάλυβα.....	50
Πίνακας 4.3 : Χαρακτηριστικά Χάλυβα Οπλισμού.....	51
Πίνακας 4.4 : Χαρακτηριστικά Χάλυβα Καλωδίων	52
Πίνακας 5.1 : Τιμές n_0 για Βραχυχρόνιες Φορτίσεις για Διαφορετικά Σκυροδέματα	53
Πίνακας 5.2 : Πολλαπλασιαστής Έρπυσμού ψ_L	53
Πίνακας 5.3 : Συντελεστές $ads1$ και $ads2$	58
Πίνακας 6.1 : Πίνακας Ενδεικτικών Τιμών Διάρκειας Ζωής Έργων.....	63
Πίνακας 6.2 : Γεωμετρία Διατομών Διαδοκίδων / Ίδιο Βάρος.....	64
Πίνακας 6.3 : Γεωμετρία Διατομών Girder 1 / Ίδιο Βάρος	65
Πίνακας 6.4 : Γεωμετρία Διατομών Girder 2 / Ίδιο Βάρος	65
Πίνακας 6.5 : Γεωμετρία Διατομής Κύριου Τόξου / Ίδιο βάρος	66
Πίνακας 6.6 : Γεωμετρία Διατομής Καμπύλων Δευτερευόντων Μελών / Ίδιο Βάρος.....	66
Πίνακας 6.7 : Γεωμετρία Διατομής Συνδετήριων Δοκών / Ίδιο Βάρος.....	67
Πίνακας 6.8 : Γεωμετρία Διατομής Καλωδίων / Ίδιο Βάρος.....	67
Πίνακας 6.9 : Αδρανειακά – Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Χαλυβδόφυλλου απο τον Κατασκευαστή.....	68

Πίνακας 6.10 : Επιτρεπόμενα Φορτία Σχεδιασμού Χαλυβδόφυλλου Συναρτήσεως του Ανοίγματος.....	68
Πίνακας 6.11 : Φορτία απο Πρόσθετα Μόνιμα Βάρη	75
Πίνακας 6.12 : Αριθμός και Πλάτος των Ονομαστικών Λωρίδων Κυκλοφορίας	77
Πίνακας 6.13 : Πρότυπη Φόρτιση 1 : χαρακτηριστικές τιμές.....	80
Πίνακας 6.14 : UDL και TS που Εφαρμόστηκαν στην Εγκάρσια Ανάλυση	82
Πίνακας 6.15 : Εντατικά Μεγέθη που Αναπτύχθηκαν για τις Διαφορετικές Θέσεις των Λωρίδων.....	84
Πίνακας 6.16 : Πίνακας Μηνιαίων Εύρων Θερμοκρασιών	91
Πίνακας 6.17 : Συνιστώμενες Τιμές της Γραμμικής Συνιστώσας της Θερμοκρασιακής Διαφοράς για Διάφορους Τύπους Καταστρωμάτων Οδογεφυρών, Πεζογεφυρών και Σιδηροδρομικών Γεφυρών.....	93
Πίνακας 6.18 : Συνιστώμενες Τιμές του Ce για Διαφορετικά Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	101
Πίνακας 6.19 : Σχέσεις Υψόμετρου – Φορτίου Χιονιού.....	103
Πίνακας 6.20 : Συντελεστές Σχήματος Φορτίου Χιονιού	104
Πίνακας 6.21 : Συντελεστές Σχήματος και Φορτία ανά Περίπτωση για Στέγη Πολλαπλών Ανοιγμάτων.....	106
Πίνακας 6.22 : Τελικό Φορτίο Χιονιού που Λήφθηκε Υπ'όψη στη Μελέτη	107
Πίνακας 6.23 : Κατηγορίες Εδάφους και Αντίστοιχες Παράμετροι	108
Πίνακας 6.24 : Πίνακας Σύνοψης Γενικών Παραμέτρων Ροής	109
Πίνακας 6.25 : Ισοδύναμη Τραχύτητα Επιφάνειας, k.....	110
Πίνακας 6.26 : Γραμμικό Φορτίο Ανέμου στα Μεμονωμένα Μέλη.....	111
Πίνακας 6.27 : Προτεινόμενες Τιμές Λυγηρότητας.....	112
Πίνακας 6.28 : Ύψος που Χρησιμοποιείται για το $A_{ref,x}$	118
Πίνακας 6.29 : Πίνακας Σύνοψης Δράσεων Ανέμου Καταστρώματος	125
Πίνακας 7.1 : Αδρανειακά και Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά Αμιγώς Χαλύβδινης Διατομής	133
Πίνακας 7.2 : Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Πλάκας Καταστρώματος	133
Πίνακας 7.3 : Γεωμετρικά και Αδρανειακά Αρηγμάτωτης Σύμμικτης Διατομής	134
Πίνακας 7.4 : Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Ρηγματωμένης Σύμμικτης Διατομής	134
Πίνακας 7.5 : Ροπές Αντίστασης για M_{el}^+ σε Κάθε Ίνα.....	139
Πίνακας 7.6 : Ροπές Αντίστασης για M_{el}^- σε κάθε ίνα.....	140
Πίνακας 7.7 : Αναπτυσσόμενες Ορθές Τάσεις στο Μέσον του Ανοίγματος σε Φάση Λειτουργίας.....	157
Πίνακας 7.8 : Κριτήριο Von Mises στα +4.90m απο τη Στήριξη.....	158
Πίνακας 8.1 : Βασικά Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά Διατομής ανά βήμα. 180	180
Πίνακας 8.2.1 : Αύξηση Ροπής Αντοχής σε Πλευρικό Λυγισμό.....	184
Πίνακας 8.3 : Κρίσιμη 1η ιδιομορφή που αφορά τον Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό.....	190
Πίνακας 8.4 : Κρίσιμη 2η ιδιομορφή που αφορά τον Στρεπτοκαμπτικό Λυγισμό.....	190
Πίνακας 8.5 : 3η Ιδιομορφή που Αφορά τον Τοπικό Λυγισμό λόγω Διατμητικών Τάσεων του Κορμού της Δοκού.....	191
Πίνακας 8.6 : Τιμές σχεδιασμού Αρχικής Τοπικής Ατέλειας Μέλους	192
Πίνακας 8.7 : Σύγκλιση Μετακινήσεων.....	195
Πίνακας 9.1 : Γεωμετρία Ισοδύναμης Διατομής T	218

Πίνακας 10.1 : Εκμετάλλευση Τόξων και Απώλεια Εσυτάθειας Μέλους για Διαφορετικές Διαμέτρους και Πάχη.....	237
Πίνακας 10.2 : Τιμές β1	238
Πίνακας 10.3 : Τιμές β2	238
Πίνακας 10.4 : Σχήμα και Εύρος Ατελειών για Λυγισμό Τόξων Εκτός Επιπέδου.....	240
Πίνακας 10.5 : Σύγκριση Τάσεων Κύριων Τόξων Μεταξύ 1 ^{ης} και 2 ^{ης} Τάξης Ανάλυσης...	241
Πίνακας 11.1 : Γεωμετρικά και Αδρανειακά Χαρακτηριστικά απο Κατασκευαστή.....	256
Πίνακας 11.2 : Απαιτούμενη Τάση βάση του τύπου του Ernst	257
Πίνακας 11.3 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις και Τάσεις Καλωδίων απο τις Περιβάλλουσες σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. για την Αρχικοποίηση της Μεθόδου	259
Πίνακας 11.4 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις και Τάσεις Καλωδίων απο τις Περιβάλλουσες σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. για την 1 ^η Επανάληψη	261
Πίνακας 11.5 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις και Τάσεις Καλωδίων απο τις Περιβάλλουσες σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. για την 2η Επανάληψη	263
Πίνακας 11.6 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις και Τάσεις Καλωδίων απο τις Περιβάλλουσες σε Ο.Κ.Α. και Ο.Κ.Λ. για την 3η Επανάληψη	265
Πίνακας 11.7 : Τιμές Προέντασης απο την Αρχικοποίηση έως και την Τελευταία Επανάληψη	265
Πίνακας 11.8 : Αναπτυσσόμενες Αξονικές Δυνάμεις Καλωδίων για την Περιβάλλουσα σε ΟΚΑ.....	266
Πίνακας 11.9 : Αναπτυσσόμενες Τάσεις Καλωδίων για το Δυσμενέστερο Συνδυασμό σε ΟΚΛ	266
Πίνακας 11.10 : Τελικές Δυνάμεις Προέντασης Καλωδίων	267
Πίνακας 11.11 : Ανάλυση Γεωμετρικής μη Γραμμικότητας Καλωδίου 10.....	271
Πίνακας 11.12 : Διαφορά Μέγιστης Αναπτυσσόμενης Αξονικής Καλωδίων για τα G+G'+P	272
Πίνακας 11.13 : Υπεραντοχές Διατομών Καλωδίων σε ΟΚΑ.....	274
Πίνακας 11.14 : Έλεγχος Τάσεων στην ΟΚΛ	275
Πίνακας 12.1 : Ανακατανομή Έντασης λόγω Απώλειας του Αναρτήρα 10	277
Πίνακας 13.1 : Ανακατανομή Έντασης λόγω Θραύσης του Αναρτήρα 10	282
Πίνακας 14.1 : Συνιστώμενοι Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας για Αντοχή σε Κόπωση	286
Πίνακας 14.2 : Κατηγορίες Λεπτομερειών για Συγκολλητές Διατομές.....	287
Πίνακας 14.3 : Προσαρτήματα Ραφών και Ενισχύσεις	288
Πίνακας 15.1 : Δυσκαμψία ελατηρίων εφεδράνων.....	297
Πίνακας 15.2 : Έλεγχος Εφεδράνων για Στατικούς και Σεισμικούς Συνδυασμούς.....	307
Πίνακας 16.1 : Συνολικό Βάρος Χάλυβα Φορέα	320