



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΔΥΟ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΝΑΓΙΩΤΑ Χ. ΜΠΟΥΖΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΙΩΑΝΝΗΣ ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2012
ΕΜΚ ΔΕ 2012/26

Μπούζα Π. Χ. (2012).
Σχεδιασμός σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2012/26
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Bouza P. C. (2012).
Design of a two-span composite bridge
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2012/26
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	5
Ευχαριστίες	7
1 Εισαγωγή	9
1.1 Γενικά	9
1.2 Τύποι Γεφυρών	9
1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας	11
1.4 Σύμμικτες Γέφυρες	11
1.5 Στοιχεία Σύμμικτης Γέφυρας	12
1.5.1 Κατάστρωμα	12
1.5.2 Κύριες δοκοί	12
1.5.3 Σύνδεσμοι	13
1.5.4 Διαδοκίδες – Διαμήκεις/Ακρικές Ενισχύσεις	13
1.5.5 Εφέδρανα	14
1.5.6 Βάθρα	15
2 Περιγραφή Τεχνικού Έργου	17
2.1 Γενική Περιγραφή Μοντέλου	17
2.2 Δεδομένα Μελέτης Φορέα	20
2.2.1 Υλικά Κατασκευής	20
2.2.2 Δεδομένα Φορτία Κατασκευής	20
2.2.3 Σεισμολογικά Χαρακτηριστικά	20
2.3 Στοιχεία Γέφυρας	21
2.3.1 Διατομή Ανωδομής	21
2.3.2 Εφέδρανα	23
3 Δράσεις Φορέα	25
3.1 Εισαγωγή	25
3.2 Δράσεις Γέφυρας	25
3.2.1 Ίδια βάρη και λοιπά μόνιμα (LC1)	25
3.2.2 Φορτία Κυκλοφορίας	27
3.2.3 Δύναμη Τροχοπέδησης (LC7)	35
3.2.4 Εγκάρσιος Άνεμος (LC8)	36
3.2.5 Θερμοκρασιακές Μεταβολές	38
3.2.6 Σεισμός (LC990-992)	43
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων	46
3.3.1 Εισαγωγή	46
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	46
3.3.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	50
4 Αποτελέσματα και Έλεγχοι	53
4.1 Εισαγωγή	53
4.2 Αντιδράσεις Ελατηρίων	53
4.2.1 Για ίδια βάρη και λοιπά μόνιμα (LC1)	53
4.2.2 Για ομοιόμορφο φορτίο σε όλο το μήκος (LC2)	54
4.2.3 Για ομοιόμορφο φορτίο στο ένα άνοιγμα (LC3)	55
4.2.4 Για οχήματα κυκλοφορίας στο μέσον ανοίγματος (LC4)	56
4.2.5 Για οχήματα κυκλοφορίας στην ενδιάμεση στήριξη (LC5)	57
4.2.6 Για οχήματα κυκλοφορίας στην ακραία στήριξη (LC6)	58

4.2.7	Για δύναμη τροχοπέδησης (LC7)	59
4.2.8	Για εγκάρσιο άνεμο (LC8)	60
4.2.9	Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας (LC9)	61
4.2.10	Για γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας (LC10)	62
4.3	Ορθές και διατμητικές τάσεις στοιχείων φορέα	63
4.4	Έλεγχος von Mises	69
4.5	Έλεγχος Κύρτωσης	73
4.5.1	Εισαγωγή	73
	<i>Κύρτωση πλακών υπό θλίψη</i>	74
	<i>Κύρτωση πλακών υπό διάτμηση</i>	78
	<i>Τοποθετούμενες ενισχύσεις και οι απαιτήσεις τους</i>	80
4.5.2	Κύρτωση κορμού υπό θλίψη	81
4.5.3	Κύρτωση κορμού υπό διάτμηση	86
4.5.4	Απαιτήσεις Ενισχύσεων	87
4.6	Έλεγχος Εφεδράνων	88
4.6.1	Εισαγωγή	88
4.6.2	1 ^{ος} Έλεγχος Εφεδράνων	90
4.6.3	2 ^{ος} Έλεγχος Εφεδράνων	93
5	Συμπεράσματα	99
6	Βιβλιογραφία	101

Σχεδιασμός σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων

Μπούζα Π. Χ. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο το σχεδιασμό και την ανάλυση σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Sofistik.

Στην εισαγωγή γίνεται μία αναφορά στους τύπους γεφυρών και στα κριτήρια με τα οποία γίνεται η επιλογή της προσφορότερης κάθε φορά λύσης. Παρουσιάζονται, ακόμα, οι διαφοροποιήσεις και τα πλεονεκτήματα των σύμμικτων γεφυρών έναντι των μεταλλικών και των προεντεταμένων. Το κεφάλαιο αυτό συμπληρώνεται με την έκθεση των στοιχείων που απαρτίζουν μια σύμμικτη γέφυρα και της χρησιμότητάς τους.

Στο δεύτερο κεφάλαιο δίνεται μία γενική περιγραφή του μοντέλου του φορέα και του τρόπου με τον οποίο έγινε η προσομοίωσή του στο πρόγραμμα Sofistik. Αναφέρονται, επίσης, τα υλικά και οι διαστάσεις των μελών του, καθώς και οι επικρατούσες σεισμολογικές συνθήκες.

Στο τρίτο κεφάλαιο προσδιορίζονται οι δράσεις, μεμονωμένες και συνδυασμοί αυτών, που καταπονούν τη γέφυρα, ενώ στο τέταρτο κεφάλαιο αναλύονται τα αποτελέσματα αυτών. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι αντιδράσεις των ελατηρίων και οι αναπτυσσόμενες τάσεις, ενώ ελέγχεται η επάρκεια του φορέα έναντι κάμψης, με τη χρήση του κριτηρίου von Mises και έναντι κύρτωσης υπό θλίψη και διάτμηση. Τέλος, πραγματοποιείται έλεγχος των τοποθετούμενων εφεδράνων.

Στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο παρατίθενται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη μελέτη αυτή για το σύνολο των σύμμικτων γεφυρών.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2012/26

Design of a two-span composite bridge

Bouza P. C. (supervised by Raftogiannis I.)

Abstract

The present thesis has as a subject the design and analysis of a composite bridge of two spans using Sofistik, a finite element program.

In the introduction, the types of bridges are mentioned as well as the criteria based on which the choice of the most advantageous solution each time. The differentiations and advantages of composite bridges in comparison with the metallic and pre-stretched ones are also presented. This chapter is completed with the exposition of the data constituting a composite bridge and their utility.

In the second chapter, a general description of the model of the carrier and the way its simulation has been realized in the program Sofistik is given. The materials and dimensions of its members as well as the seismological conditions at the time are also mentioned.

In the third chapter, we determine the actions, isolated or combined, which stress the bridge; while the fourth chapter contains an analysis of these results. More precisely, the reactions of the springs are presented, as well as the stresses developed; while the sufficiency regarding the bending of the carrier is tested, using the criterion von Mises and regarding the warping under compression and shearing. Finally, a test of the bearing to be placed is realized.

In the fifth and final chapter, there are noted the conclusions resulting from this study for the total of the composite bridges.

Ευχαριστίες

Πρωτίστως θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη για το χρόνο που αφιέρωσε στη συνεργασία μας και τις κατευθύνσεις επί του συνόλου της εργασίας. Ιδιαίτερα ευχαριστώ τους φίλους μου Βίκυ Ρέντα, Γιώργο Λυκοτραφίτη, Γιάννα Ξύδη και Χρήστο Δρακόπουλο για τη βοήθεια και την υποστήριξή τους και κυρίως την οικογένειά μου που πίστευε πάντα ότι θα τα καταφέρω.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Γέφυρα ονομάζεται το τεχνικό έργο με το οποίο επιτυγχάνεται η ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος εμποδίου, φυσικού ή τεχνητού.

Οι γέφυρες γενικά θεωρούνται από τις πλέον εντυπωσιακές κατασκευές μεταξύ των έργων τομέα Πολιτικού Μηχανικού. Έχουν, όμως, πολλές ιδιομορφίες και λεπτά σημεία στο σχεδιασμό, τη διαστασιολόγηση και την ανέγερσή τους. Είναι απαραίτητη, λοιπόν, η εις βάθος γνώση των αρχών της στατικής, της δυναμικής, της αντοχής των υλικών και της ανάλυσης, γενικά, των κατασκευών, καθώς επίσης η εμπειρία του μηχανικού και η ικανότητά του να ξεπερνά δυσκολίες και να ανταποκρίνεται στις ολοένα αυξανόμενες απαιτήσεις.

Αυτή η διπλωματική εργασία ασχολείται με τη χρήση σύμμικτων διατομών στη γεφυροποιία, οι οποίες αποτελούν μία οικονομική και ευέλικτη λύση για τη γεφύρωση μικρών έως σχετικά μεγάλων ανοιγμάτων. Συγκεκριμένα, εξετάζεται ο σχεδιασμός και η ανάλυση μίας σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων, το καθένα από τα οποία έχει μήκος 24 m.

1.2 Τύποι Γεφυρών

Ο διαχωρισμός των γεφυρών σε κατηγορίες ποικίλει, ανάλογα με τον εκάστοτε εξεταζόμενο παράγοντα. Οι βασικότεροι παράγοντες διάκρισης των γεφυρών είναι οι εξής:

- Προορισμός (οδικές, σιδηροδρομικές, μικτές, πεζογέφυρες, γέφυρες αγωγών, γέφυρες ταινιοδρόμων κλπ).
- Στατική μορφή κύριων δοκών (αμφιέριστες, συνεχείς με ή χωρίς αρθρώσεις, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδια κλπ).
- Μόρφωση κύριων δοκών (ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς, και δικτυωτές μορφής V, N, K κλπ, ισοστατικές ή υπερστατικές εσωτερικά).
- Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης).
- Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες και διώροφες).
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές, κοχλιοτές, συγκολλητές).
- Λοξότητα (ορθές και λοξές).
- Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες).
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες).
- Κινητότητα (σταθερές και κινητές, π.χ. κυλιόμενες, κατακόρυφα ανυψούμενες, περιστρεφόμενες, βυθιζόμενες κλπ).

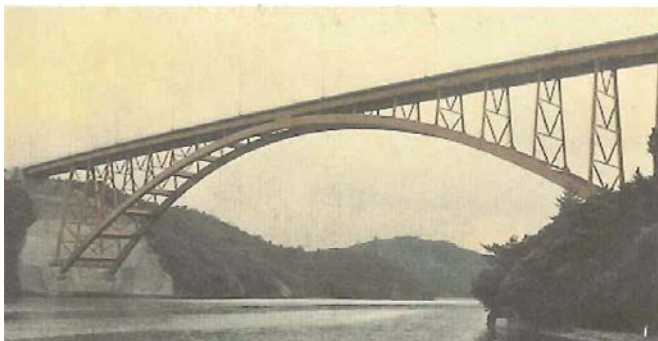


(α)



(β)

Σχήμα 1.1: Τύποι γεφυρών βάσει προορισμού: (α) Οδική (Κίνα), (β) Σιδηροδρομική (Ασωπού)



(α)

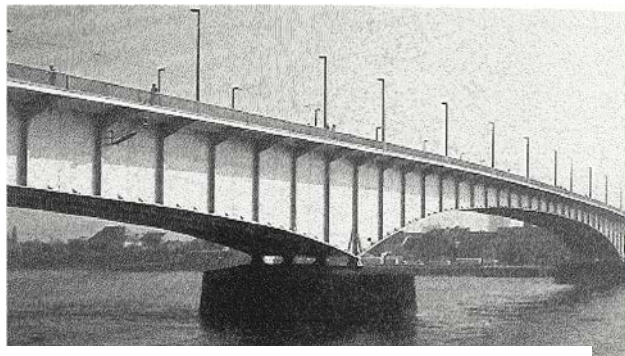


(β)

Σχήμα 1.2: Τύποι γεφυρών βάσει στατικής λειτουργίας: (α) Τοξωτή (Ιαπωνία), (β) Κρεμαστή (San Francisco)



(α)



(β)

Σχήμα 1.3: Τύποι γεφυρών βάσει μόρφωσης κύριων δοκών: (α) Δικτυωτή (Sydney), (β) Ολόσωμη (Ρήνου)

1.3 Κριτήρια Επιλογής Τύπου Γέφυρας

Η οριστική επιλογή του υλικού και του είδους του φορέα δεν είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί χωρίς την εξέταση ορισμένων παραγόντων, οι κυριότεροι των οποίων είναι οι ακόλουθοι:

- Τα φυσικά χαρακτηριστικά της υπό μελέτη περιοχής (τοπογραφικά, γεωλογικά χαρακτηριστικά, έδαφος θεμελίωσης, υδρολογικά στοιχεία, σεισμολογικά χαρακτηριστικά, καιρικές συνθήκες, κλπ).
- Ο σκοπός του έργου (είδος και πυκνότητα κυκλοφορίας, μελλοντική πρόβλεψη, ταχύτητα ανέγερσης, διάρκεια ζωής, αισθητικές απαιτήσεις κλπ).
- Τοπικές συνθήκες (δυνατότητα πρόσβασης, προβλήματα κατασκευής, εργατοτεχνικό προσωπικό κλπ).

Μετά τη μελέτη των ανωτέρων συνιστωσών και λαμβανομένου υπόψη του οικονομικού παράγοντα, προσδιορίζεται η προσφορότερη/ενδεικνυόμενη λύση.

1.4 Σύμμικτες Γέφυρες

Ως σύμμικτες περιγράφονται οι γέφυρες, στις οποίες χρησιμοποιούνται δύο τουλάχιστον διαφορετικά υλικά, εν προκειμένω οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβας. Τα δύο αυτά υλικά συνδέονται μεταξύ τους με τη βοήθεια ειδικών συνδέσμων με τέτοιο τρόπο, ώστε να εξασφαλίζεται η μεταξύ τους συνεργασία και ενιαία παραμόρφωση κατά τη δράση των αναμενόμενων/προβλεπόμενων φορτίων.

Οι σιδηρές γέφυρες με κατάστρωμα από ορθότροπη πλάκα κυριάρχησαν μέχρι τα μέσα του 20^{ου} αιώνα και αυτό οφείλεται στις σπουδαίες ιδιότητες του χάλυβα, μερικές από τις οποίες είναι:

- Η υψηλή αντοχή, ακόμα και λεπτών διατομών με μικρό ίδιο βάρος
- Η ολκιμότητα, που επιτρέπει την εκτεταμένη παραμόρφωση του χωρίς αστοχία
- Η μεγάλη διάρκεια ζωής
- Η ομοιομορφία του υλικού, όπως προκύπτει ύστερα από ελέγχους κατά την παραγωγή
- Η ταχύτητα ανέγερσης, μιας και μεγάλο μέρος της προετοιμασίας λαμβάνει χώρα στα εργοστάσια
- Η επαναχρησιμοποίηση υλικού
- Η δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων, έως και άνω των 2000 m.
- Η δυνατότητα παρέμβασης και ενίσχυσης σε ήδη υπάρχοντα έργα, π.χ. για αύξηση του ωφέλιμου φορτίου
- Το άριστο αισθητικό αποτέλεσμα.

Ωστόσο, το υψηλό κόστος κατασκευής, η ευαισθησία του χαλύβδινου καταστρώματος έναντι ακραίων θερμοκρασιακών συνθηκών, εξαιτίας της μικρής θερμοχωρητικότητάς του και η αδυναμία έναντι κόπωσης, είχαν ως αποτέλεσμα τη σταδιακή αντικατάστασή τους από σύμμικτες. Έτσι, όχι μόνο οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις παραλαμβάνονται κατά το μεγαλύτερο μέρος (ή και όλες) από το σκυρόδεμα, αλλά μειώνεται σημαντικά το κόστος κατασκευής του έργου.

Οι σύμμικτες γέφυρες όμως, υπερτερούν και έναντι των προεντεταμένων. Αυτό συμβαίνει διότι, ενώ το κόστος είναι συγκρίσιμο για τις δύο περιπτώσεις, οι πρώτες κατασκευάζονται σε πολύ μικρότερο χρονικό διάστημα, δίνοντάς τους το προβάδισμα στην κατηγορία φορέων με μέτρια ή μεγάλα ανοίγματα.

1.5 Στοιχεία Σύμμικτης Γέφυρας

1.5.1 Κατάστρωμα

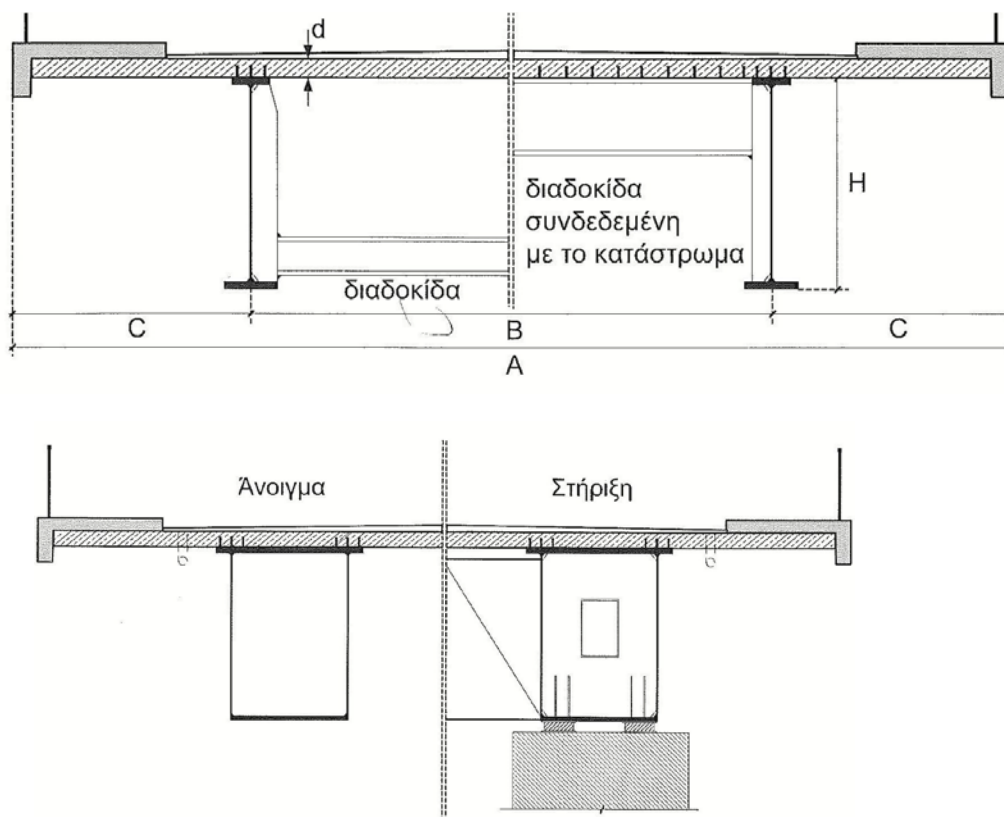
Η πλάκα καταστρώματος μορφώνεται είτε από επί τόπου σκυρόδεμα σκυροδετημένο επί ξυλοτύπων, είτε από προκατασκευασμένες πλάκες μικρού πάχους 7-10 cm που χρησιμεύουν ως ξυλότυπος και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα στο υπόλοιπο πάχος της πλάκας, είτε από πλήρεις πρόπλακες στηριζόμενες στα πέλματα των κύριων δοκών ή των διαδοκίδων, είτε, τέλος, από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα, ως σύμμικτες πλάκες.

Η εν λόγω πλάκα δέχεται τα κινητά φορτία της γέφυρας και τα μεταβιβάζει στις κύριες δοκούς. Διακρίνεται στο επίστρωμα και στις δοκούς καταστρώματος (μηκίδες και διαδοκίδες), ενώ στο πλάτος της περιλαμβάνει τις λωρίδες κυκλοφορίας των οχημάτων και τα πεζοδρόμια, στην περίπτωση των οδικών γεφυρών.

1.5.2 Κύριες δοκοί

Οι διατομές του φορέα μπορεί να είναι διατομής I, είτε πυκνά διατεταγμένες για μικρά ανοίγματα μήκους έως 30 m, είτε δύο μόνο με άνισα πέλματα για κοιλαδογέφυρες, ανοίγματος μήκους 30-80 m. Επίσης, οι διατομές μπορεί να είναι μορφής κιβωτίων ή ακόμα και καλωδίων.

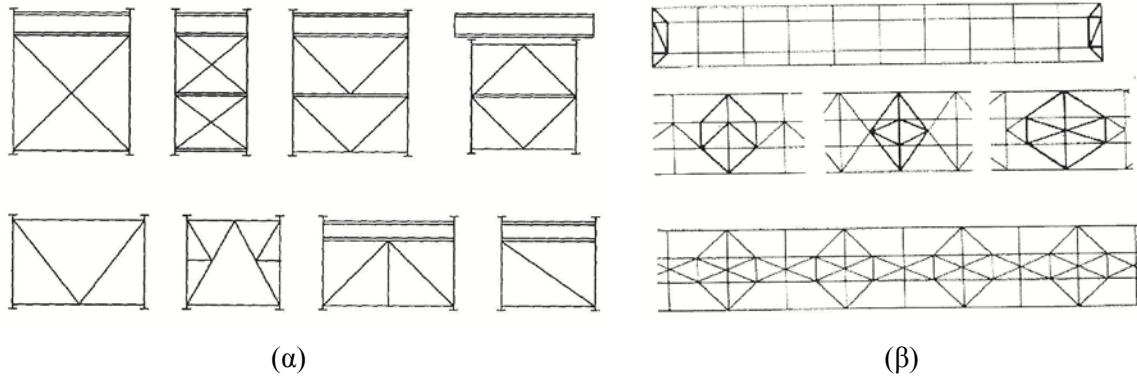
Οι κύριοι φορείς παραλαμβάνουν και μεταφέρουν στα βάθρα όλα τα φορτία της γέφυρας, μόνιμα και κινητά, μέσω των εφεδράνων.



Σχήμα 1.4: Τυπικές διατομές σύμμικτων γεφυρών: (άνω) Σιδηροδοκών I, (κάτω) Αεροστεγών μικροκιβωτίων

1.5.3 Σύνδεσμοι

Πρόκειται για επίπεδους φορείς, με προορισμό να παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία, αλλά να συνεργάζονται και με τα υπόλοιπα στοιχεία της γέφυρας προκειμένου να συντεθεί ένας ευσταθής στο χώρο φορέας. Διακρίνονται στους κύριους (αντιανέμιος και εγκάρσιος) και στους δευτερεύοντες (μηκίδων και τροχοπέδησης).



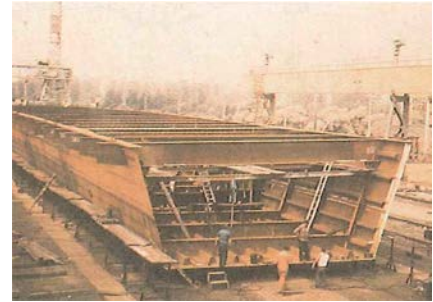
Σχήμα 1.5: Είδη συνδέσμων: (α) Εγκάρσιοι, (β) Μηκίδων και τροχοπέδησης

1.5.4 Διαδοκίδες – Διαμήκεις/Ακραίες Ενισχύσεις

Στις στηρίξεις της γέφυρας, όπου μεταφέρονται ισχυρές δυνάμεις, τοποθετούνται διαδοκίδες μεταλλικές ή και από σκυρόδεμα, καθώς και εγκάρσιες ενισχύσεις. Ακόμα, σε διατομές κυρίων δοκών 4^{ης} κατηγορίας προβλέπονται διαμήκεις νευρώσεις, με σκοπό την αύξηση της αντοχής των κορμών σε κύρτωση.



(α)



(β)

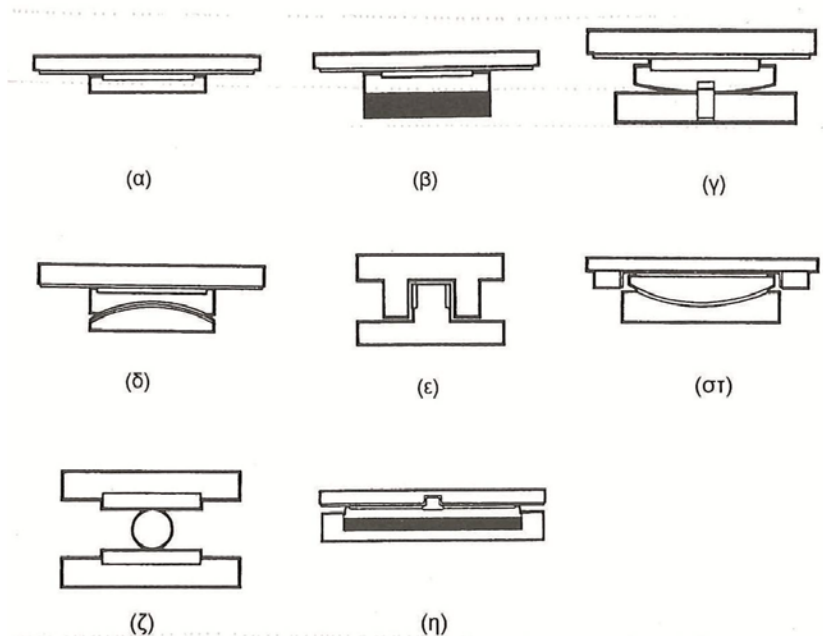
Σχήμα 1.6: Μορφές διαμήκων ενισχύσεων: (α) Ανοικτή ορθογωνική, (β) Κλειστή τραπεζοειδής

1.5.5 Εφέδρανα

Είναι μηχανικά στοιχεία που τοποθετούνται στις θέσεις στήριξης των κύριων δοκών επί των βάθρων. Επιλέγονται με τέτοιο τρόπο, ώστε να μπορούν να μεταφέρουν όλες τις επιβαλλόμενες δυνάμεις. Επιπρόσθετα, τα εφέδρανα παρέχουν τη δυνατότητα σχετικών μετακινήσεων και στροφών, προκειμένου να περιγράψουν τις συνθήκες στήριξης της γέφυρας όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά.

Κατηγοριοποιούνται σε σταθερά και κινητά. Ορισμένες τυπικές μορφές, από αυτές που χρησιμοποιούνται σήμερα, είναι οι εξής:

- Εφέδρανα ολίσθησης: Ελεύθερα ή με πλευρική παρεμπόδιση, όχι στροφές, εύρος φορτίων 100 KN έως 2000 KN. (α)
- Εφέδρανα ολίσθησης με ελαστομερή βάση: Ελεύθερα, μικρή δυνατότητα στροφής, εύρος φορτίων 50 KN έως 1000 KN. (β)
- Εφέδρανα γραμμικής στήριξης: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στροφή περί ένα άξονα, εύρος φορτίων 100 KN έως 8500 KN. (γ)
- Σφαιρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στροφή περί κάθε άξονα, εύρος φορτίων 500 KN έως 15000 KN. (δ)
- Εφέδρανα ολίσθησης: Με ή χωρίς παρεμπόδιση, μόνο για οριζόντια φορτία, εύρος φορτίων 100 KN έως 1000 KN. (ε)
- Σφαιρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, στροφή περί κάθε άξονα, εύρος φορτίων 500 KN έως 30000 KN. (στ)
- Κυλινδρικά εφέδρανα: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, κύλιση και στροφή περί έναν άξονα, εύρος φορτίων 250 KN έως 12000 KN. (ζ)
- Εφέδρανα με εγκιβωτισμένο ελαστομερές: Ελεύθερα ή με παρεμπόδιση, ολίσθηση και στροφή περί έναν άξονα, εύρος φορτίων 500 KN έως 30000 KN. (η)



Σχήμα 1.7: Τυπικές μορφές εφεδράνων

1.5.6 Βάθρα

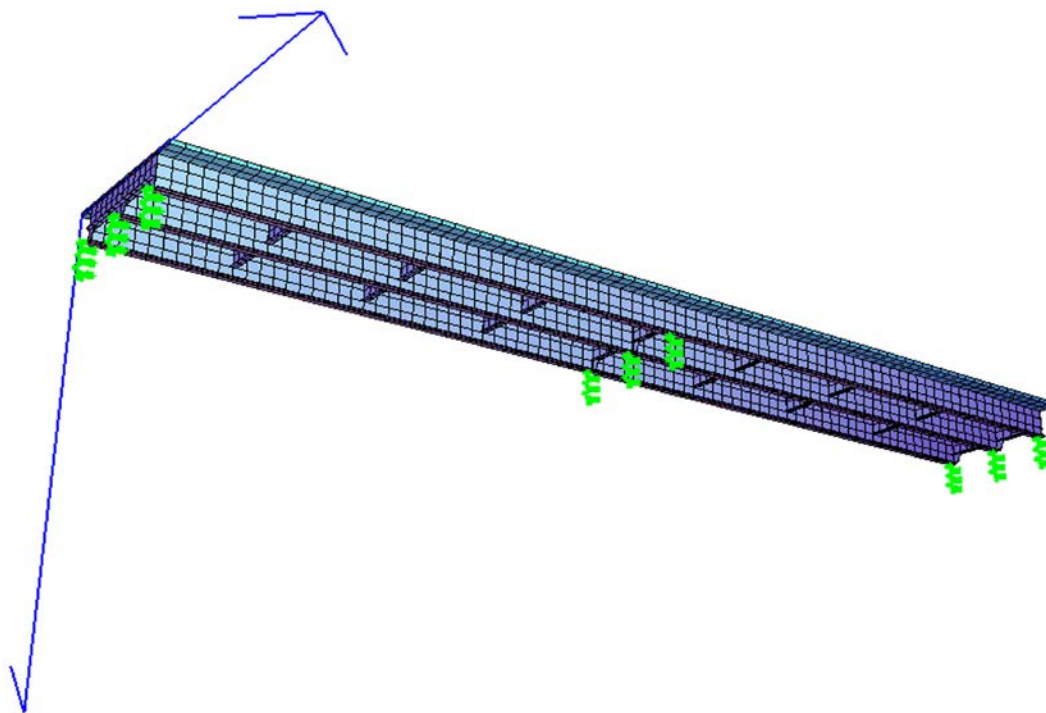
Τα βάθρα αποτελούν τα σημεία στήριξης της γέφυρας και παραλαμβάνουν, μέσω των εφεδράνων, όλα τα φορτία που δρουν σε αυτήν. Διακρίνονται σε ακρόβαθρα και μεσόβαθρα.

2 Περιγραφή Τεχνικού Έργου

2.1 Γενική Περιγραφή Μοντέλου

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός μίας σύμμικτης οδικής γέφυρας διπλού κλάδου αυτοκινητοδρόμου με τη χρήση του προγράμματος Sofistik. Συγκεκριμένα, εξετάζεται ο ένας κλάδος της θεωρούμενης γέφυρας συνολικού μήκους 48 m, ο οποίος αποτελείται από δύο ίσα ανοίγματα. Ο φορέας αποτελείται από: τρεις χαλύβδινες κύριες δοκούς, κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, μεταλλικές διαδοκίδες, εγκάρσιες στις δοκούς και εννέα εφεδράνα, ενώ η σύνδεση μέσω διατμητικών ήλων χάλυβα-σκυροδέματος εξασφαλίζει τη συνεργασία των παραπάνω.

Η εισαγωγή του μοντέλου στο πρόγραμμα ξεκινά με την καταχώρηση των συντεταγμένων των κόμβων (nodes) και των πλευρικών στοιχείων πλάκας που δημιουργούνται (quads), κατά τους θεωρούμενους άξονες x , y , z της γέφυρας. Στη συνέχεια, καθορίζεται η αξονική και εγκάρσια δυσκαμψία των εφεδράνων, τα οποία παριστάνονται ως ελατήρια. Με τη συμπλήρωση του υλικού και του πάχους κάθε πλευρικού στοιχείου επιτυγχάνουμε την προσομοίωση του καταστρώματος, των κύριων δοκών και των διαδοκίδων.



Σχήμα 2.1: Γενική εκόνα φορέα

NODE

1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.50	0.00
3	0.00	1.00	0.00
4	0.00	1.50	0.00
5	0.00	2.00	0.00
6	0.00	2.50	0.00
.....			
1276	23.40	7.00	0.50
1277	23.40	7.00	1.00
1278	23.40	7.00	1.50
1279	23.40	6.75	1.50
1280	23.40	7.25	1.50
1281	24.00	0.00	0.00
1282	24.00	0.50	0.00
1283	24.00	1.00	0.00
.....			
2591	48.00	6.75	1.50
2592	48.00	7.25	1.50
3001	0.00	1.50	0.50
3002	0.00	2.00	0.50
3003	0.00	2.50	0.50
3004	0.00	3.00	0.50
3005	0.00	3.50	0.50
3006	0.00	4.50	0.50
.....			
3177	48.00	5.00	1.00
3178	48.00	5.50	1.00
3179	48.00	6.00	1.00
3180	48.00	6.50	1.00

spri	5001	20	dz	1.0	cp	2417661	ct	3360
spri	5002	25	dz	1.0	cp	2417661	ct	3360
spri	5003	30	dz	1.0	cp	2417661	ct	3360
spri	5011	1300	dz	1.0	cp	4298349	ct	4480
spri	5012	1305	dz	1.0	cp	4298349	ct	4480
spri	5013	1310	dz	1.0	cp	4298349	ct	4480
spri	5021	2580	dz	1.0	cp	2417661	ct	3360
spri	5022	2585	dz	1.0	cp	2417661	ct	3360
spri	5023	2590	dz	1.0	cp	2417661	ct	3360

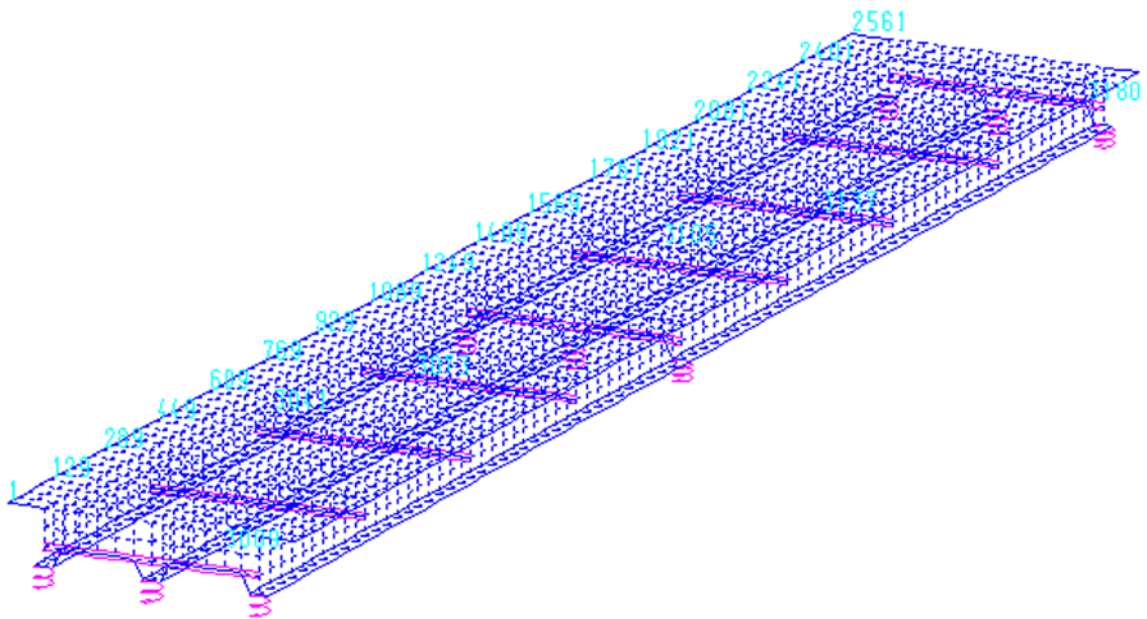
QUAD

1	1	2	34	33	MNO	1	T	0.2
2	2	3	35	34	MNO	1	T	0.2
3	3	4	36	35	MNO	1	T	0.2
4	4	5	37	36	MNO	1	T	0.2
5	5	6	38	37	MNO	1	T	0.2
6	6	7	39	38	MNO	1	T	0.2

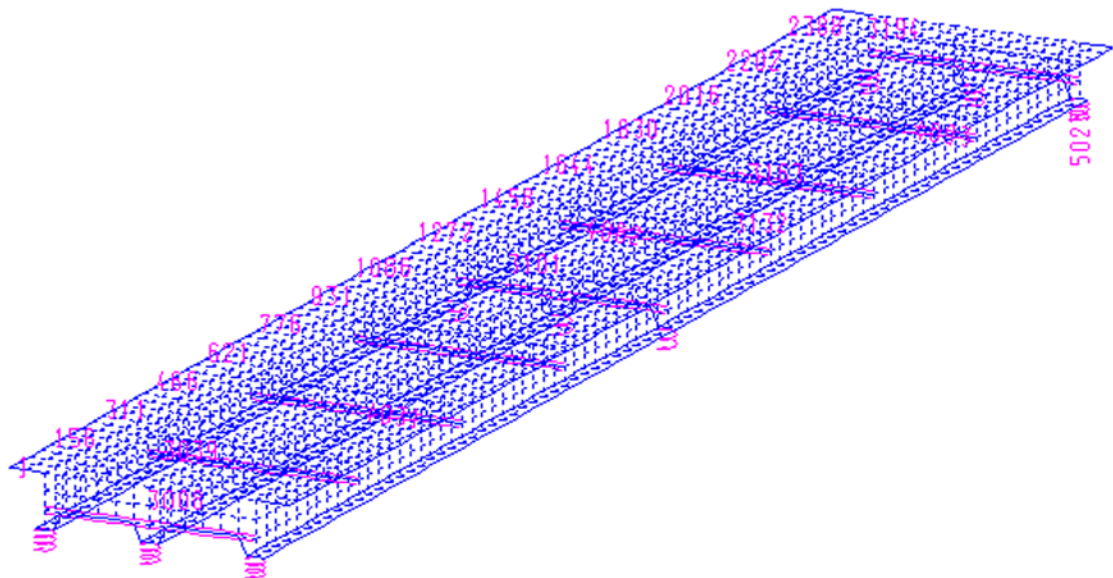
1288	1315	1330	1362	1347	MNO	3	T	0.018
1289	1330	1331	1363	1362	MNO	3	T	0.018
1290	1331	1332	1364	1363	MNO	3	T	0.018
1291	1333	1332	1364	1365	MNO	3	T	0.03
1292	1332	1334	1366	1364	MNO	3	T	0.03
1293	1321	1335	1367	1353	MNO	3	T	0.018
1294	1335	1336	1368	1367	MNO	3	T	0.018
1295	1336	1337	1369	1368	MNO	3	T	0.018
1296	1338	1337	1369	1370	MNO	3	T	0.03
1297	1337	1339	1371	1369	MNO	3	T	0.03
1298	1327	1340	1372	1359	MNO	3	T	0.018
1299	1340	1341	1373	1372	MNO	3	T	0.018
1300	1341	1342	1374	1373	MNO	3	T	0.018
1301	1343	1342	1374	1375	MNO	3	T	0.03
1302	1342	1344	1376	1374	MNO	3	T	0.03
1303	1345	1346	1378	1377	MNO	1	T	0.2
2476	2543	2556	2588	2575	MNO	3	T	0.018
2477	2556	2557	2589	2588	MNO	3	T	0.018
2478	2557	2558	2590	2589	MNO	3	T	0.018
2479	2559	2558	2590	2591	MNO	3	T	0.03
2480	2558	2560	2592	2590	MNO	3	T	0.03
3001	18	3001	4	3	MNO	3	T	0.01
3002	3001	3002	5	4	MNO	3	T	0.01
3003	3002	3003	6	5	MNO	3	T	0.01
3004	3003	3004	7	6	MNO	3	T	0.01
3005	3004	3005	8	7	MNO	3	T	0.01
.....								
.....								
.....								
3306	1306	1305	1304	3095	MNO	3	T	0.01
3307	1305	1307	3096	1304	MNO	3	T	0.01
3308	1311	1310	1309	3100	MNO	3	T	0.01
3309	2580	2582	3171	2579	MNO	3	T	0.01
3310	2586	2585	2584	3175	MNO	3	T	0.01
3311	2585	2587	3176	2584	MNO	3	T	0.01
3312	2591	2590	2589	3180	MNO	3	T	0.01

BEAM

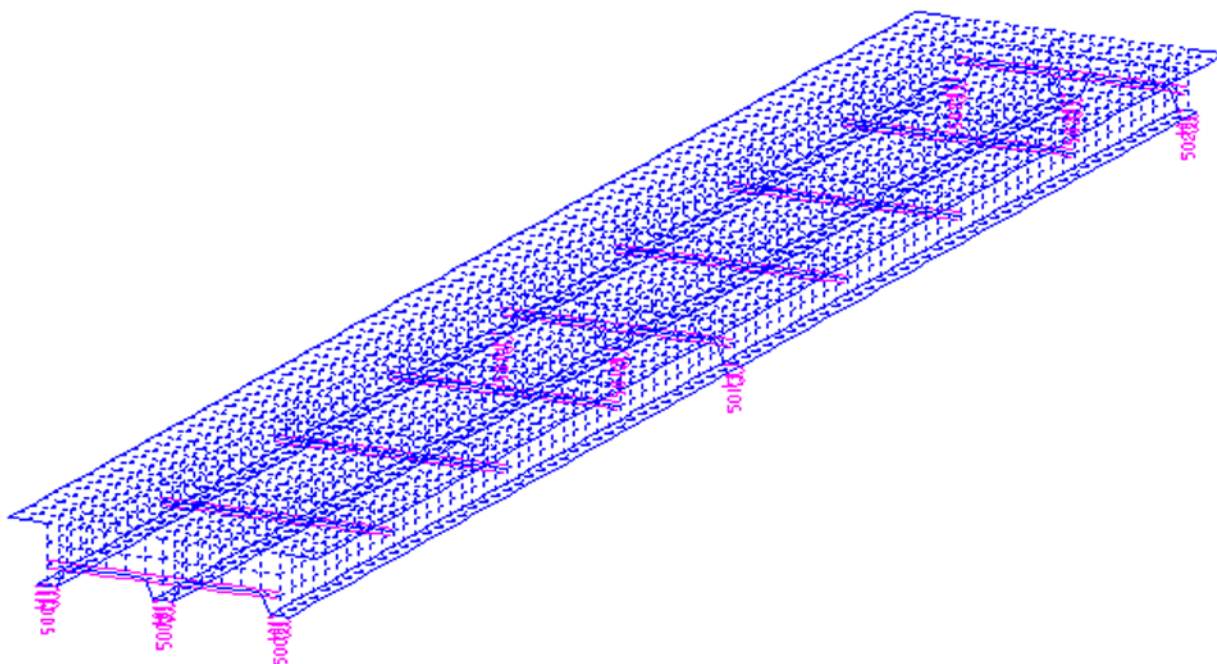
4001	19	3011	0	4
4002	3011	3012	0	4
4003	3012	3013	0	4
4004	3013	3014	0	4
4005	3014	3015	0	4
.....				
.....				
.....				
4103	2584	3176	0	4
4104	3176	3177	0	4
4105	3177	3178	0	4
4106	3178	3179	0	4
4107	3179	3180	0	4



Σχήμα 2.2: Ενδεικτική αρίθμηση κόμβων



Σχήμα 2.3: Ενδεικτική αρίθμηση στοιχείων



Σχήμα 2.4: Αρίθμηση ελατηρίων

2.2 Δεδομένα Μελέτης Φορέα

2.2.1 Υλικά Κατασκευής

Οι ποιότητες υλικών που προβλέπονται είναι οι εξής:

- Σκυρόδεμα: C30/35
- Δομικός Χάλυβας: S355
- Χάλυβας Οπλισμού: B500c

2.2.2 Δεδομένα Φορτία Κατασκευής

- Ίδιο βάρος Σκυροδέματος : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$
- Ίδιο βάρος Δομ. Χάλυβα : $\gamma = 78,5 \text{ KN/m}^3$
- Ίδιο βάρος Ασφαλτοτάπητα : $\gamma_{ασφ} = 18 \text{ KN/m}^3$
- Κλάση γέφυρας 60/40 t Μοντέλο Φόρτισης 1 – EC1
- Κινητά φορτία πεζοδρομίων : $q = 5 \text{ KN/m}^3$

2.2.3 Σεισμολογικά Χαρακτηριστικά

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας : I
- Κατηγορία εδάφους : B
- Συντελεστής απόσβεσης : $n = 1,08$

- Συντελεστής θεμελίωσης : $\theta = 1$
- Συντελεστής μεγέθυνσης : $\beta_0 = 2,5$
- Συντελεστής μετελαστικής συμπεριφοράς : $q = 1$
- Συντελεστής σπουδαιότητας κατασκευής : $\gamma_I = 1$

2.3 Στοιχεία Γέφυρας

2.3.1 Διατομή Ανωδομής

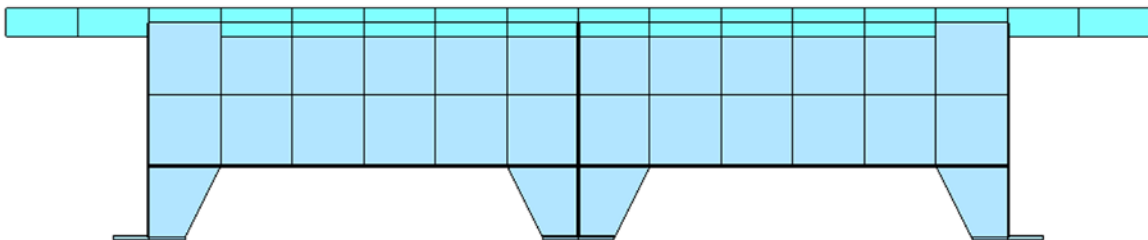
Η διατομή του καταστρώματος είναι μορφής σύμμικτης γέφυρας, με ολόσωμη πλάκα σκυροδέματος και τρεις κύριες χαλύβδινες δοκούς διατομής διπλού ταυ (I), ενισχυμένες με εγκάρσιες και διαμήκειες νευρώσεις. Τα άνω μέρη των κύριων δοκών συνδέονται μεταξύ τους με κάθετες χαλύβδινες δοκούς, τις διαδοκίδες.

Η πλάκα σκυροδέματος περιλαμβάνει το οδόστρωμα και τα πεζοδρόμια. Το συνολικό πλάτος της είναι 8,0 m. Προκύπτουν, έτσι, δύο λωρίδες κυκλοφορίας 3,0 m και πεζοδρόμια 1,0 m, δεξιά και αριστερά του οδοστρώματος. Είναι πάχους 0,20 m, ενώ για τα πεζοδρόμια αυτό αυξάνεται κατά 0,15 m.

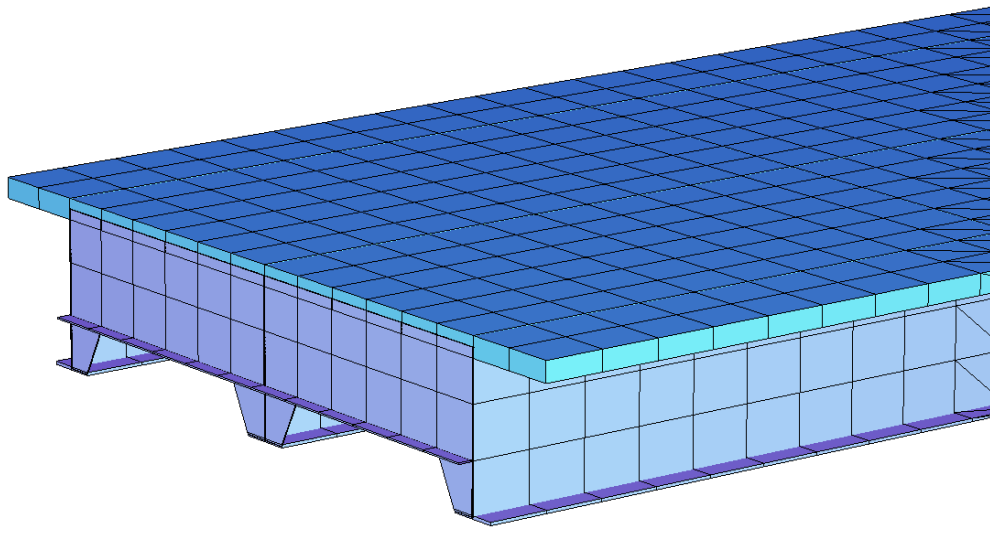
Οι μεταλλικές δοκοί μορφώνονται με ελάσματα συγκολλημένα εργοστασιακά με συνεχείς ηλεκτροραφές και παρόλο που το συνολικό μήκος του εξεταζόμενου κλάδου είναι 48,0 m, αυτές κατασκευάζονται με μέγιστο μήκος 15,0 m. Διαθέτουν συνολικό ύψος 1,50 m, πάχος κορμού 0,018 m, πάχος πελμάτων 0,03 m, και πλάτος άνω και κάτω πελμάτων/πέλματος 1,00 m και 0,50 m, αντιστοίχως.

Οι διαδοκίδες τοποθετούνται ανά 6,0 m και έχουν ύψος 1,0 m, πάχος κορμού 0,01 και πάχος και πλάτος κάτω πελμάτων 0,015 m και 0,3 m, αντιστοίχως.

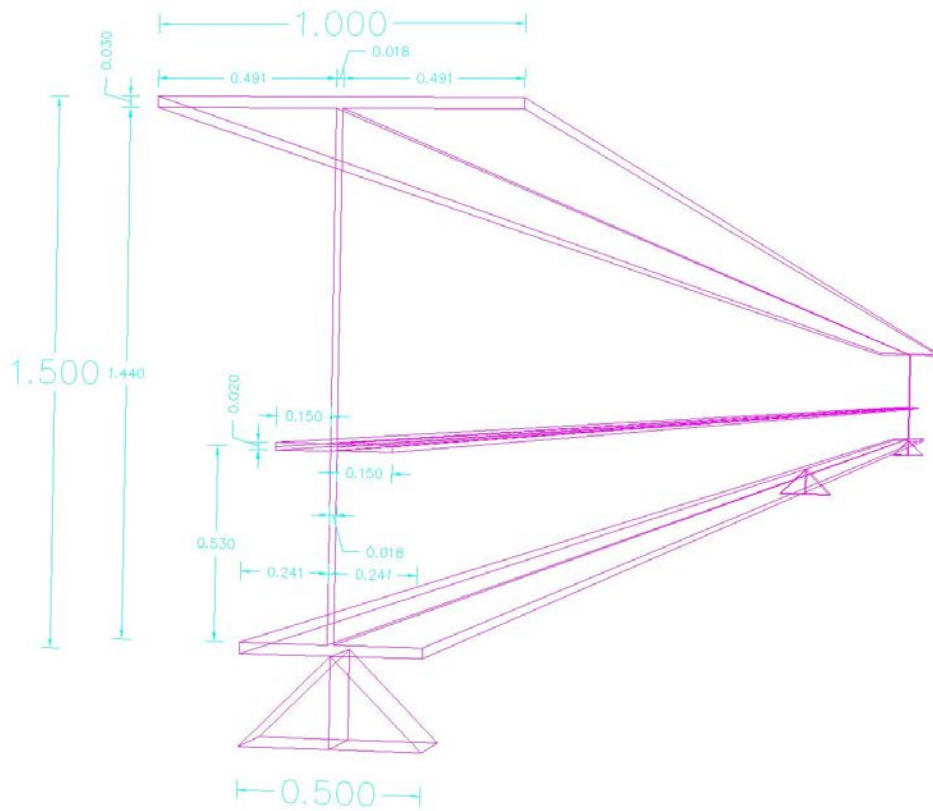
Οι εγκάρσιες ενισχύσεις τοποθετούνται στις στηρίξεις του φορέα, ακραίες και ενδιάμεσες. Η απόσταση μεταξύ τους είναι 0,50 m. Στις θλιβόμενες περιοχές των κύριων δοκών τοποθετείται, εκατέρωθεν του κορμού τους, διαμήκης ενίσχυση πλάτους 0,15 m και πάχους 0,020 m.



Σχήμα 2.5: Εγκάρσια τομή φορέα



Σχήμα 2.6: Λεπτομέρεια πελμάτων κύριων δοκών και διαδοκίδων



Σχήμα 2.7: Λεπτομέρεια διαμήκων ενισχύσεων

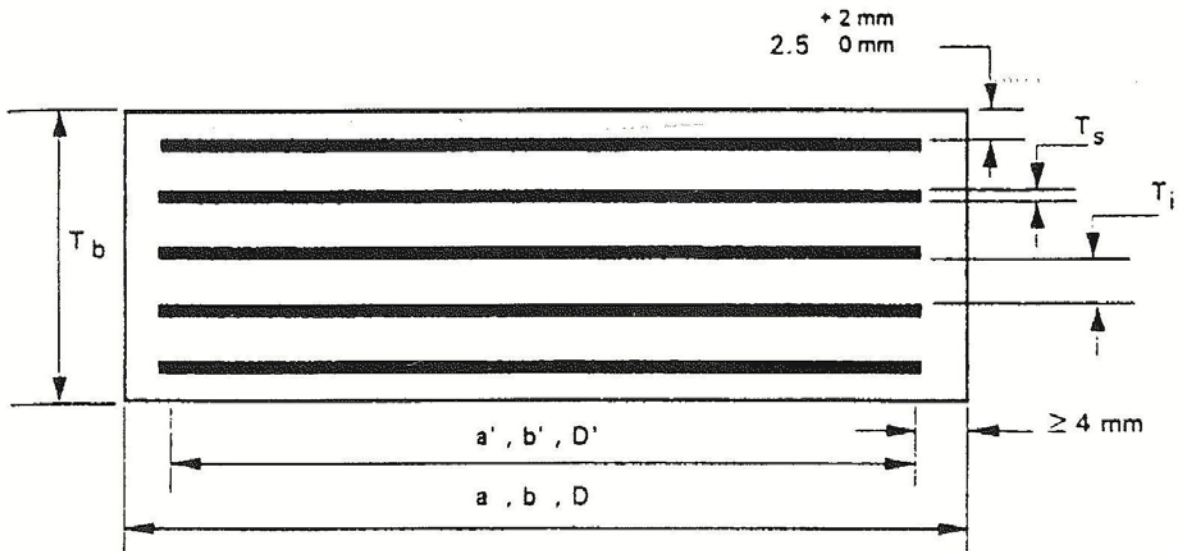
2.3.2 Εφέδρανα

Στο φορέα μας χρησιμοποιούνται ελαστομεταλλικά εφέδρανα τύπου Β. Τέτοιο ονομάζεται το εφέδρανο που συνιστάται από συμπαγές βουλκανισμένο ελαστομερές, δηλαδή φυσικό ή τεχνητό καουτσούκ, το οποίο ενισχύεται από περισσότερες της μίας ενσωματωμένες κατά το στάδιο του βουλκανισμού πλάκες. Οι τελευταίες είναι ποιότητας S235, με ελάχιστη μήκυνση θραύσης 18% και ελάχιστο πάχος 2 mm.

Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν τρία εφέδρανα για κάθε στήριξη, δηλαδή εννέα στο σύνολο, από τους καταλόγους Gumba με διαστάσεις 600x700 για τα ακρόβαθρα και 700x800 για το μεσόβαθρο με συνολικό πάχος 170 mm και πάχος ελαστομερούς 125 mm.

Τα στοιχεία των εφεδράνων είναι:

- | | |
|-----------------------|---|
| ○ Δυστημσία | : $K_H = 3360 \text{ KN/m} / 4480 \text{ KN/m}$ |
| ○ Δυστένεια | : $K_V = 2417661 \text{ KN/m} / 4298349 \text{ KN/m}$ |
| ○ Συντελεστή σχήματος | : $S = 10,34 / 11,94$ |
| ○ Μέτρο ελαστικότητας | : $E_C = 719,542 \text{ MPa} / 959,453 \text{ MPa}$ |
| ○ Μέτρο διάτμησης | : $G = 1,0 \text{ MPa}$ |



Σχήμα 2.8: Τυπική διατομή ελαστομεταλλικού εφεδράνου τύπου Β

3 Δράσεις Φορέα

3.1 Εισαγωγή

Τα φορτία τα οποία επενεργούν σε μία οδική γέφυρα οφείλονται σε διάφορους παράγοντες/είναι διαφόρων αιτιών.

Καταρχάς, έχουμε τα μόνιμα φορτία που οφείλονται στα ίδια βάρη των μελών (κύριων δοκών, πλάκας καταστρώματος και διαδοκίδων), αλλά και τα λοιπά μόνιμα, όπως ονομάζονται, αυτά δηλαδή λόγω του επιπρόσθετου πάχους, και άρα βάρους, των πεζοδρομίων, της ασφαλτόστρωσης του οδοστρώματος και των, απαραίτητων για την ορθή λειτουργία της γέφυρας, στηθαίων ασφαλείας, κιγκλιδωμάτων και φωτισμών. Υπάρχουν, επίσης, λόγω κυκλοφορίας κατακόρυφα φορτία ή κινητά, όπως προκύπτουν σε μορφή και τιμές από το Μοντέλο Φόρτισης 1, και οριζόντια φορτία τροχοπέδησης/επιτάχυνσης. Σημαντικές δράσεις, ακόμα, είναι αυτές του ανέμου κατά την εγκάρσια διεύθυνση του φορέα και των θερμοκρασιακών διαφορών που αναπτύσσονται τόσο κατά εποχές, όσο και κατά στοιχεία. Τέλος, οι δράσεις λόγω σεισμικών διεγέρσεων είναι άλλος ένας λόγος καταπόνησης των μελών της γέφυρας.

3.2 Δράσεις Γέφυρας

3.2.1 Ίδια βάρη και λοιπά μόνιμα (LC1)

Με τον καθορισμό των υλικών και γεωμετρικών στοιχείων των χρησιμοποιούμενων διατομών στο υποπρόγραμμα AQUA του Sofistik, εισάγονται αυτόματα και τα ίδια βάρη τους. Επομένως, απομένει η τοποθέτηση των μόνιμων φορτίων λόγω ασφαλτόστρωσης στην περιοχή του οδοστρώματος, πεζοδρομίων και λειτουργικών λεπτομερειών. Με ίδιο βάρος ασφαλτοτάπητα και πάχος ασφάλτου 18 KN/m^3 και 7 mm αντίστοιχα και με ύψος πεζοδρομίου μεγαλύτερο κατά 15 cm από αυτό των λωρίδων κυκλοφορίας, προκύπτουν τα τελικά στοιχεία της φόρτισης.

HEAD Idio baros & Loipa monima

LC 1 DLZ 1.0

Ello 1 2480 31 pz 0.15*25.0

Ello 2 2480 31 pz 0.15*25.0

Ello 3 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 4 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 5 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 6 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 7 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 8 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 9 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 10 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 11 2480 31 pz 0.07*18.0

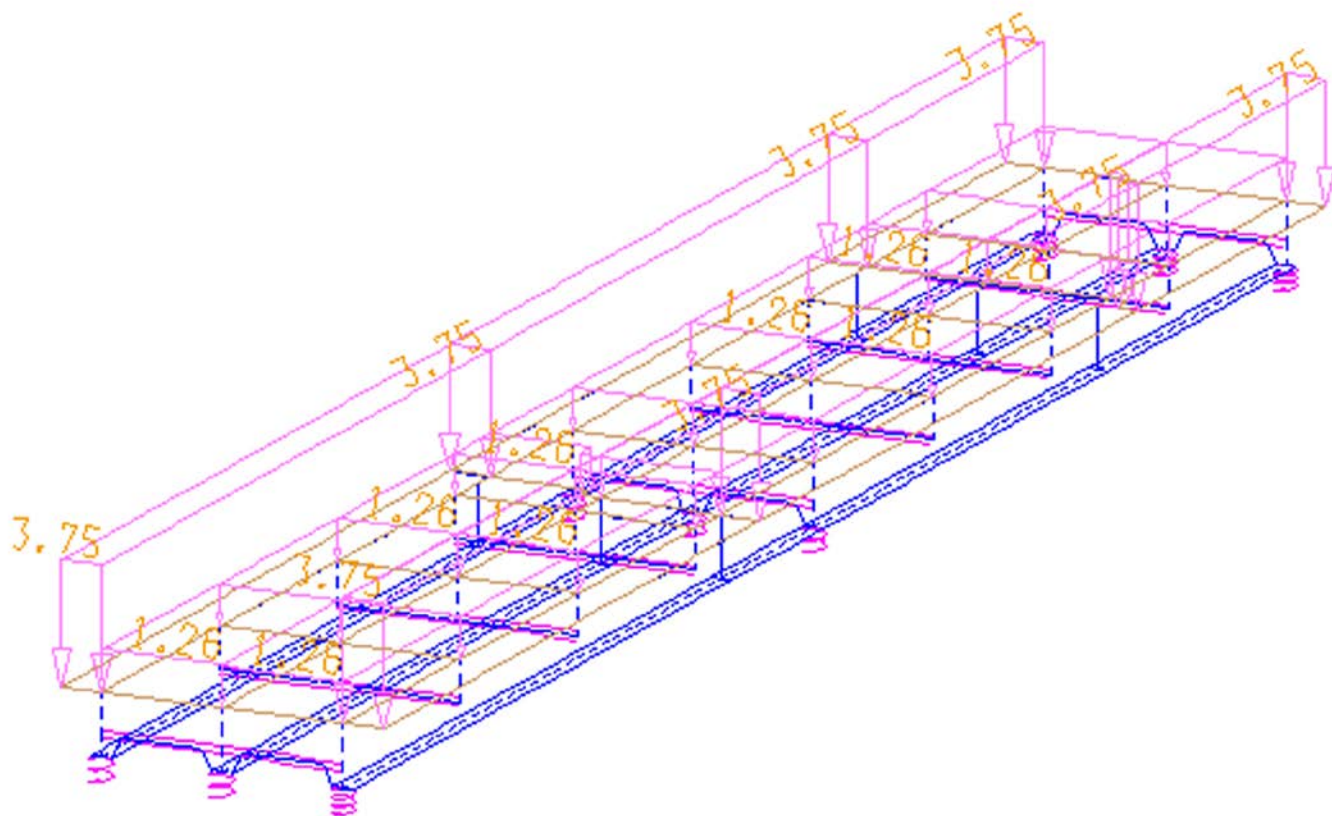
Ello 12 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 13 2480 31 pz 0.07*18.0

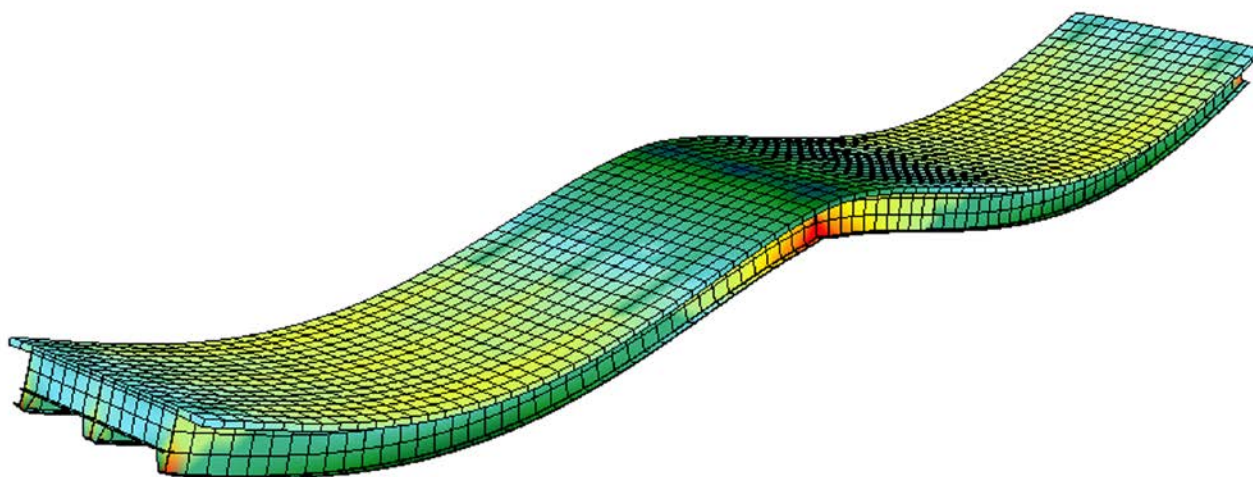
Ello 14 2480 31 pz 0.07*18.0

Ello 15 2480 31 pz 0.15*25.0

Ello 16 2480 31 pz 0.15*25.0



Σχήμα 3.1: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC1



Σχήμα 3.2: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC1

3.2.2 Φορτία Κυκλοφορίας

3.2.2.1 Γενικά

Στον κανονισμό ορίζονται τέσσερα μοντέλα φόρτισης για τα κατακόρυφα φορτία οδογέφυρας, τα οποία δίνουν τις περιοχές δράσης των φορτίων αυτών και τις χαρακτηριστικές τους τιμές. Το κύριο σύστημα φόρτισης (Μ.Φ.1) αποτελείται από ομοιόμορφα και συγκεντρωμένα φορτία. Συγκεκριμένα, απαρτίζεται από τα συγκεντρωμένα φορτία δύο αξόνων (TS) και από το ομοιόμορφο διανεμημένο φορτίο (UDL) σε κάθε λωρίδα κυκλοφορίας. Τα φορτία αυτά πρέπει να τοποθετούνται στην πλέον δυσμενή θέση, τόσο κατά μήκος όσο και εγκάρσια μέσα στη λωρίδα. Προκειμένου, λοιπόν, να λάβουμε τα δυσμενέστερα αποτελέσματα, πραγματοποιούμε φορτίσεις για διάφορες θέσεις του ομοιόμορφου και των συγκεντρωμένων φορτίων¹.

Πίνακας 3.1: Βασικές τιμές των Q_{ik} και q_{ik} σύμφωνα με το Μ.Φ.1

	Διαξονικό Όχημα (TS)	Ομοιόμορφα διανεμημένο Φορτίο (UDL)
	Φορτία άξονος 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
Απομένουσα επιφάνεια	0	2,5
Πεζοδρόμια	0	5

3.2.2.2 Ομοιόμορφο φορτίο σε όλο το μήκος (LC2)

Με τη χρήση των χαρακτηριστικών τιμών του Μ.Φ.1 σε όλο το μήκος της γέφυρας προκύπτει η 2^η φόρτιση.

HEAD Omoiomorfa fortia lwridwn kykloforias + pezodromiou,se olo to mhkos ths gefuras

LC 2

Ello 1 2480 31 pz 5.0

Ello 10 2480 31 pz 2.5

Ello 2 2480 31 pz 5.0

Ello 11 2480 31 pz 2.5

Ello 3 2480 31 pz 9.0

Ello 12 2480 31 pz 2.5

Ello 4 2480 31 pz 9.0

Ello 13 2480 31 pz 2.5

Ello 5 2480 31 pz 9.0

Ello 14 2480 31 pz 2.5

Ello 6 2480 31 pz 9.0

Ello 15 2480 31 pz 5.0

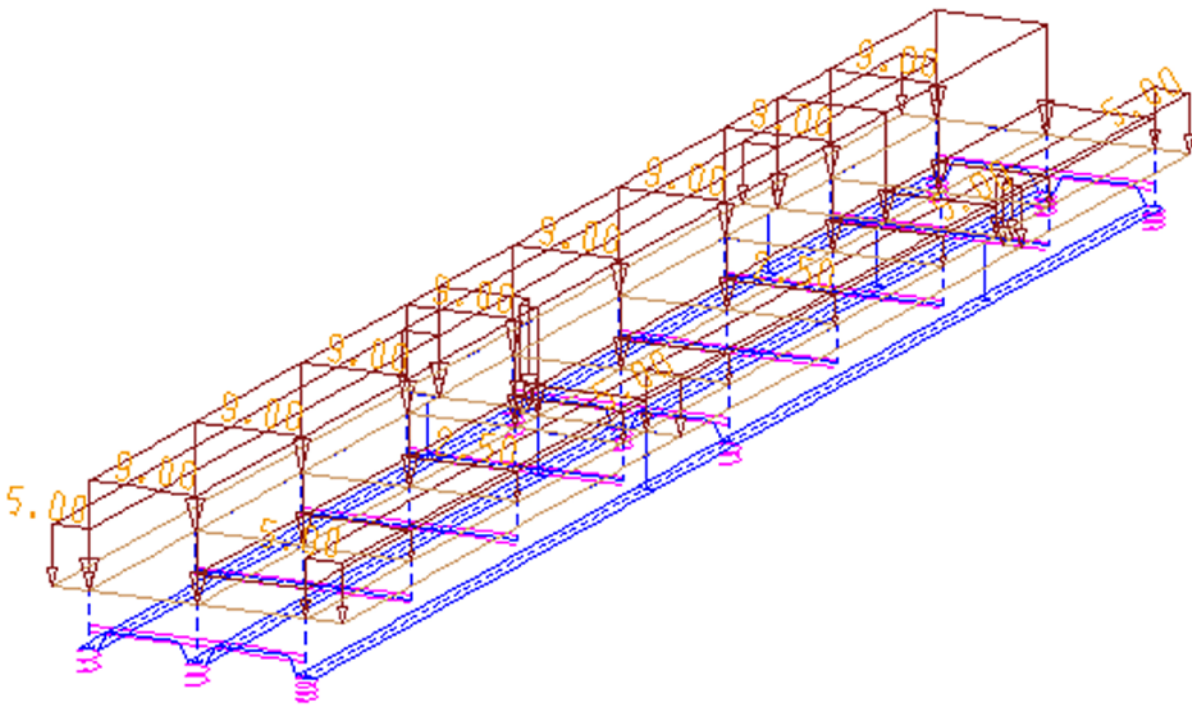
Ello 7 2480 31 pz 9.0

Ello 16 2480 31 pz 5.0

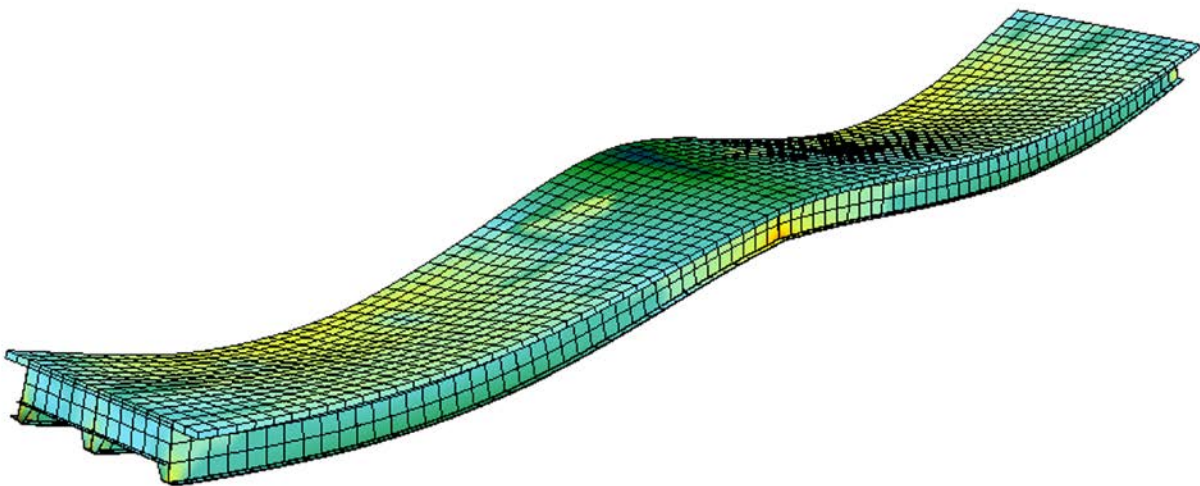
Ello 8 2480 31 pz 9.0

Ello 9 2480 31 pz 2.5

¹ Ο φορέας μας διαθέτει, σε συνολικό πλάτος 8 m, δύο λωρίδες κυκλοφορίας μήκους 3 m και δύο πεζοδρόμια μήκους 1 m. Επομένως, δεν υπάρχει απομένουσα επιφάνεια, επομένως δε χρειάζεται να λάβουμε περιπτώσεις φορτίσεων για δυσμενείς θέσεις εγκάρσια μέσα στο κατάστρωμα, παρά μόνο κατά μήκος.



Σχήμα 3.3: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC2



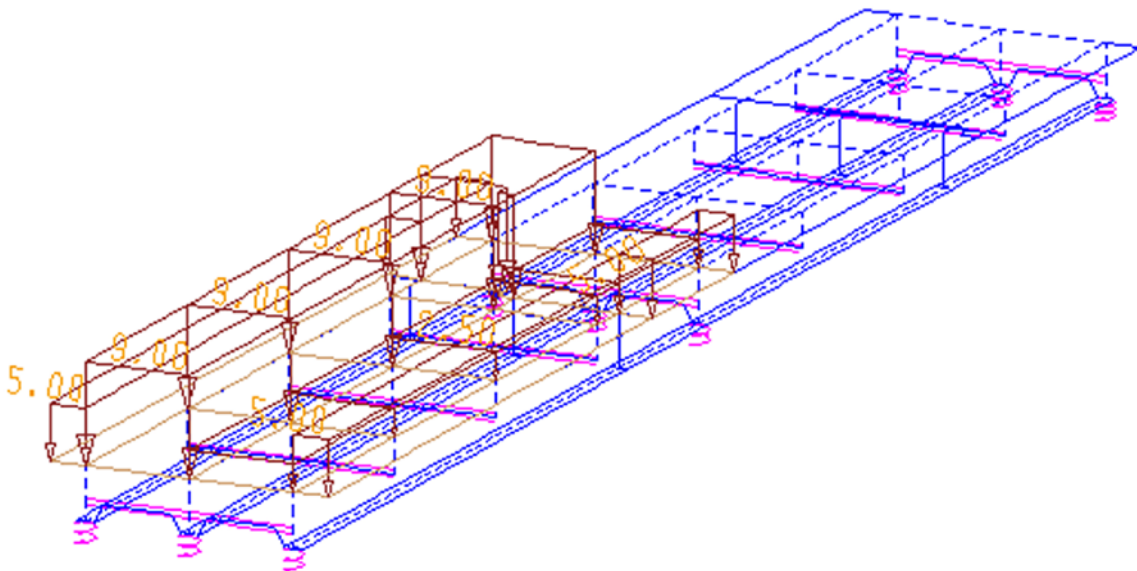
Σχήμα 3.4: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC2

3.2.2.3 Ομοιόμορφο φορτίο στο ένα άνοιγμα (LC3)

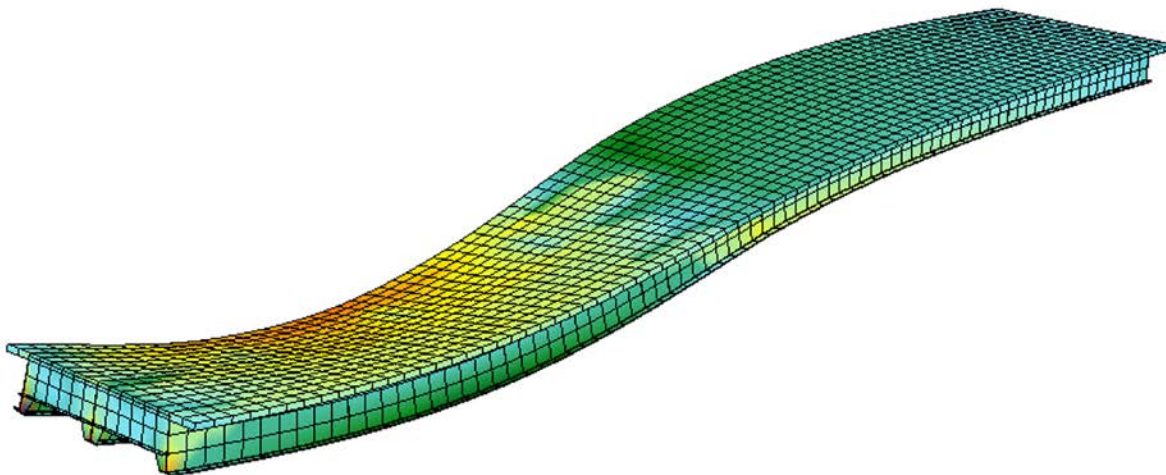
Για μεμονωμένη φόρτιση κάποιου ανοίγματος προκύπτουν γι' αυτό δυσμενέστερες ροπές για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας. Με δύο όμοια ανοίγματα για το φορέα προκύπτουν και όμοια αποτελέσματα. Αρκεί, λοιπόν, να ελεγχθεί αυτή η περίπτωση φόρτισης για το ένα από τα δύο ανοίγματα.

HEAD Omoiomorfa fortia lwridwn kykloforias + pezodromiou,sto miso mhkos ths gefuras LC 3

- Ello 1 1240 31 pz 5.0
- Ello 2 1240 31 pz 5.0
- Ello 3 1240 31 pz 9.0
- Ello 4 1240 31 pz 9.0
- Ello 5 1240 31 pz 9.0
- Ello 6 1240 31 pz 9.0
- Ello 7 1240 31 pz 9.0
- Ello 8 1240 31 pz 9.0
- Ello 9 1240 31 pz 2.5
- Ello 10 1240 31 pz 2.5
- Ello 11 1240 31 pz 2.5
- Ello 12 1240 31 pz 2.5
- Ello 13 1240 31 pz 2.5
- Ello 14 1240 31 pz 2.5
- Ello 15 1240 31 pz 5.0
- Ello 16 1240 31 pz 5.0



Σχήμα 3.5: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC3



Σχήμα 3.6: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC3

3.2.2.4 Οχήματα κυκλοφορίας στο μέσον ανοίγματος (LC4)

Η 1^η περίπτωση φόρτισης για διαξονικά οχήματα κυκλοφορίας λαμβάνεται, όταν αυτά βρίσκονται στις λωρίδες 1 και 2, σε απόσταση 9,6 m και 10,8 m από την αρχή της γέφυρας.

HEAD Oximata kykloforias (sto meson ανοιγματος,se apostash 9.60 k 10.80)

LC 4

NI 516 pz 150.0

NI 520 pz 150.0

NI 522 pz 100.0

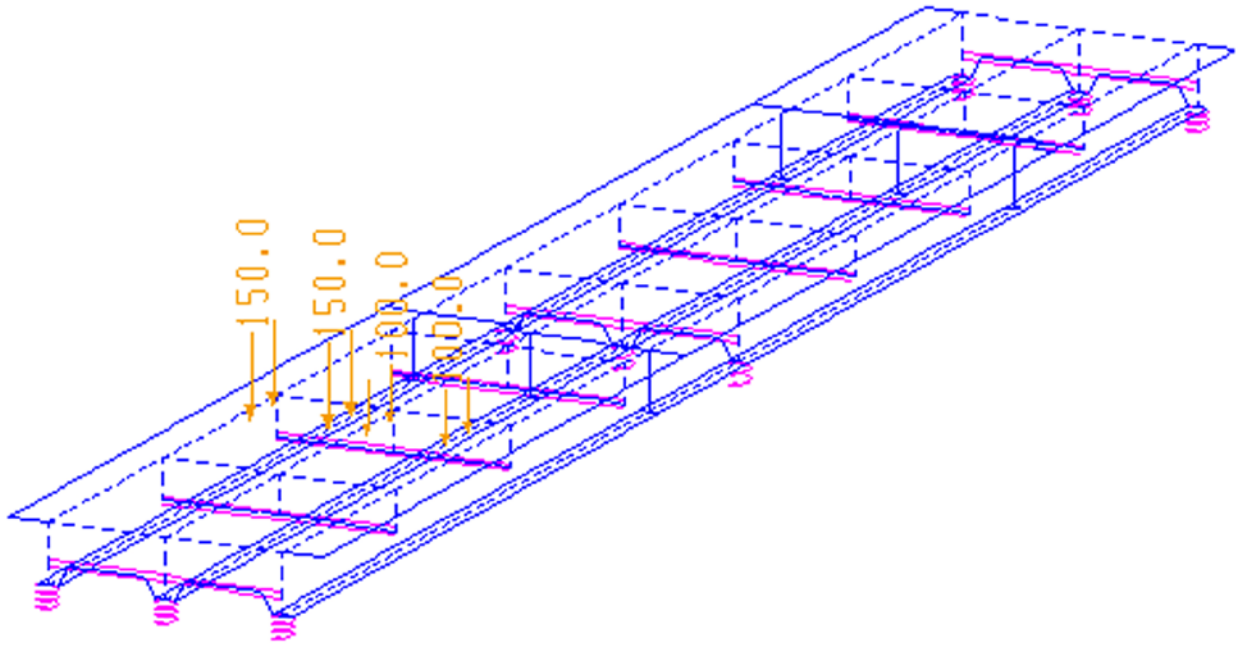
NI 526 pz 100.0

NI 580 pz 150.0

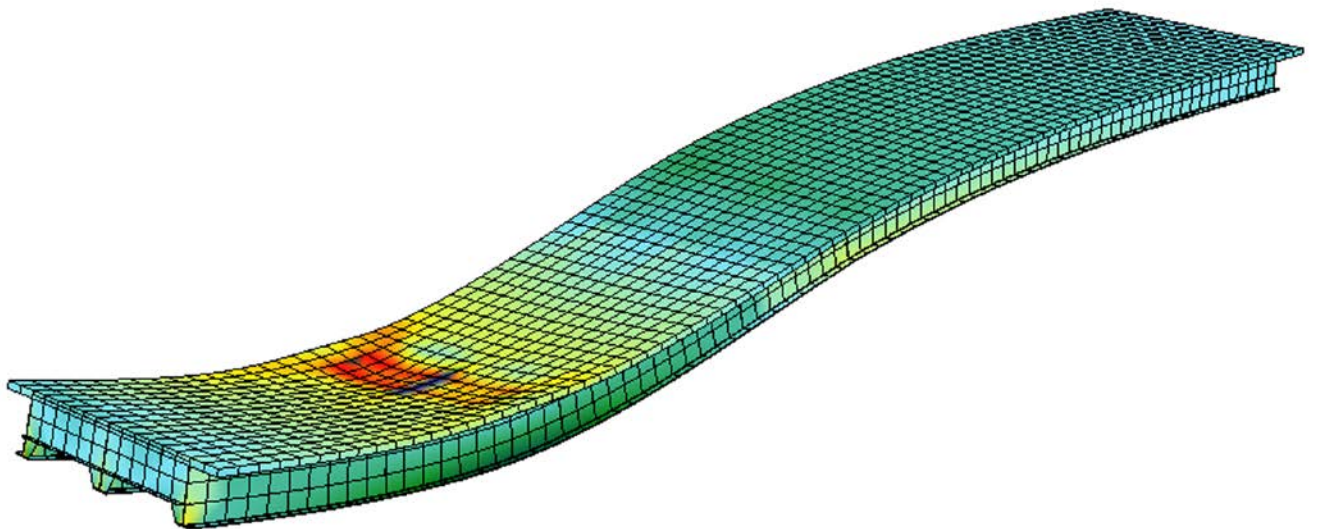
NI 584 pz 150.0

NI 586 pz 100.0

NI 590 pz 100.0



Σχήμα 3.7: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC4



Σχήμα 3.8: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC4

3.2.2.5 Οχήματα κυκλοφορίας στην ενδιάμεση στήριξη (LC5)

Η 2^η περίπτωση φόρτισης με οχήματα κυκλοφορίας ορίζεται όταν αυτά βρίσκονται στις λωρίδες 1 και 2, σε απόσταση 22,2 m και 23,4 m κατά τον άξονα x του φορέα.

HEAD Oximata kykloforias (plhsion ths mesaias sthriksis,se apostash 22.20 k 23.40)

LC 5

NI 1188 pz 150.0

NI 1192 pz 150.0

NI 1194 pz 100.0

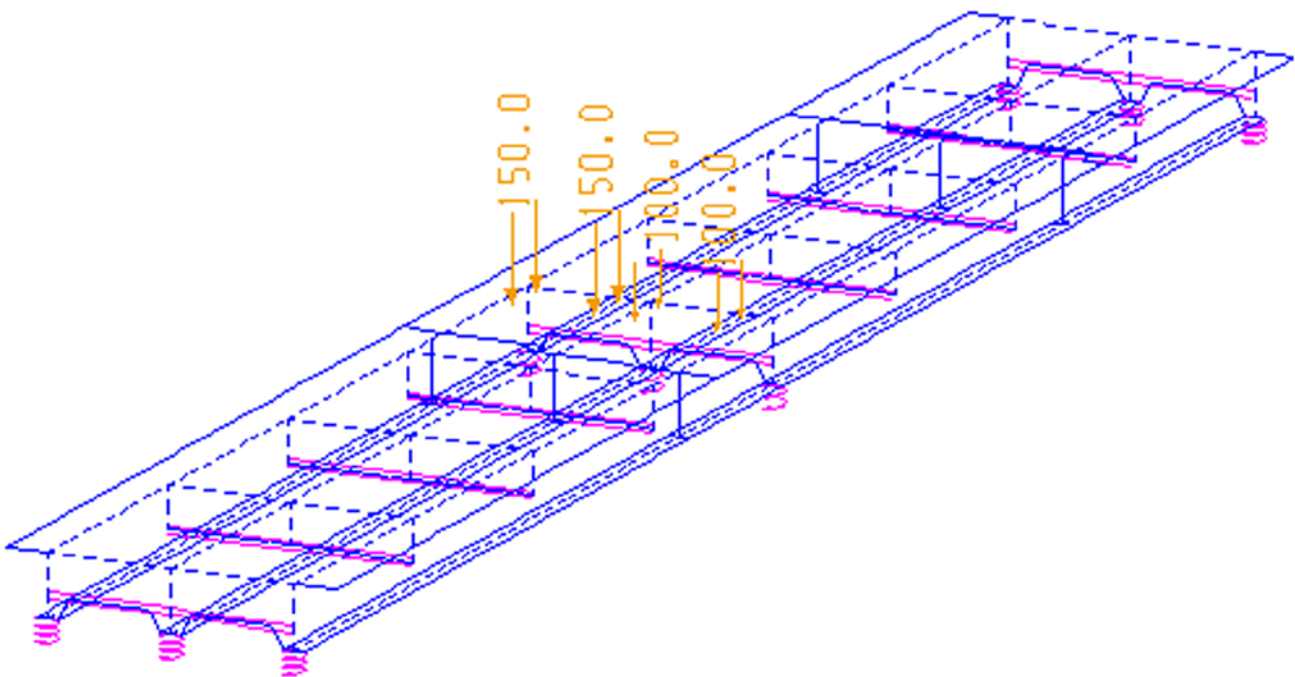
NI 1198 pz 100.0

NI 1252 pz 150.0

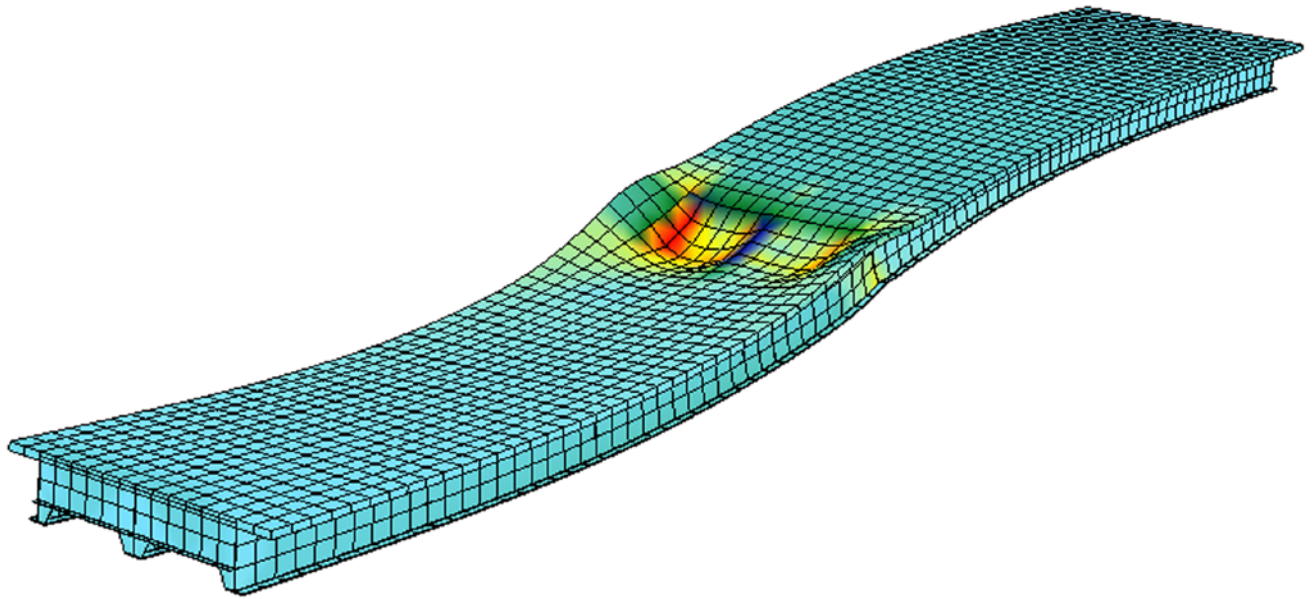
NI 1256 pz 150.0

NI 1258 pz 100.0

NI 1262 pz 100.0



Σχήμα 3.9: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC5



Σχήμα 3.10: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC5

3.2.2.6 Οχήματα κυκλοφορίας στην ακραία στήριξη (LC6)

Η 3^η περίπτωση φόρτισης για διαξονικά οχήματα προκύπτει με αυτά σε αποστάσεις 0,6 m και 1,8 m των λωρίδων 1 και 2, από την αρχή της γέφυρας.

HEAD Oximata kykloforias (plhsion ths akraias sthriksis,se apostash 0.60 k 1.80)

LC 6

Nl 36 pz 150.0

Nl 40 pz 150.0

Nl 42 pz 100.0

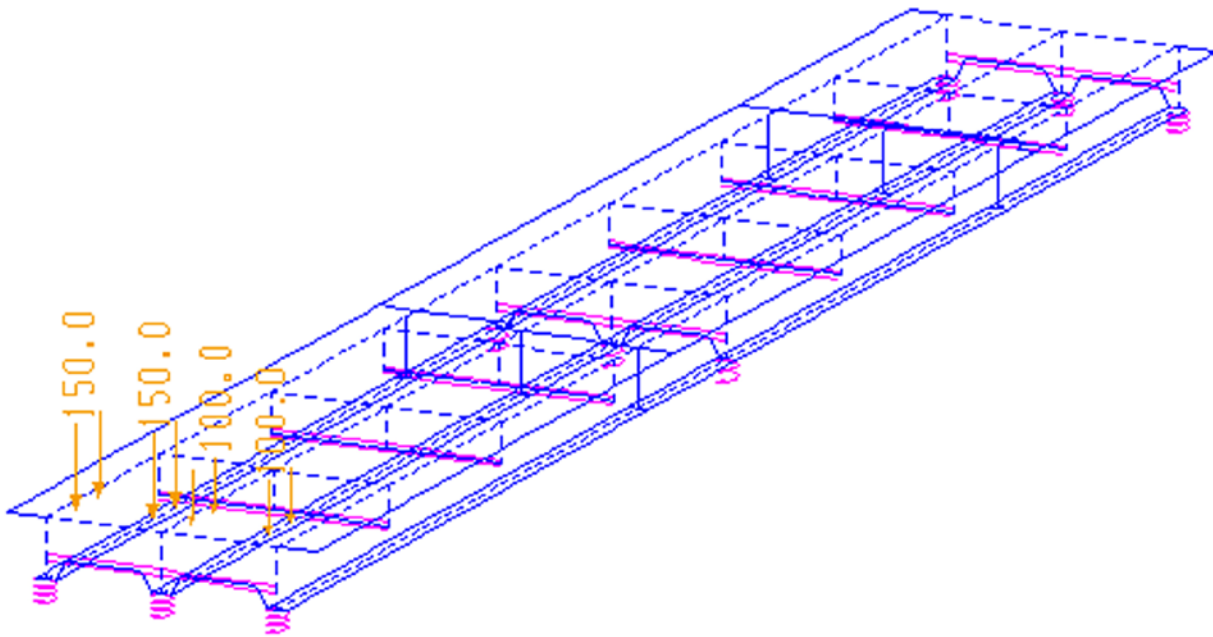
Nl 46 pz 100.0

Nl 100 pz 150.0

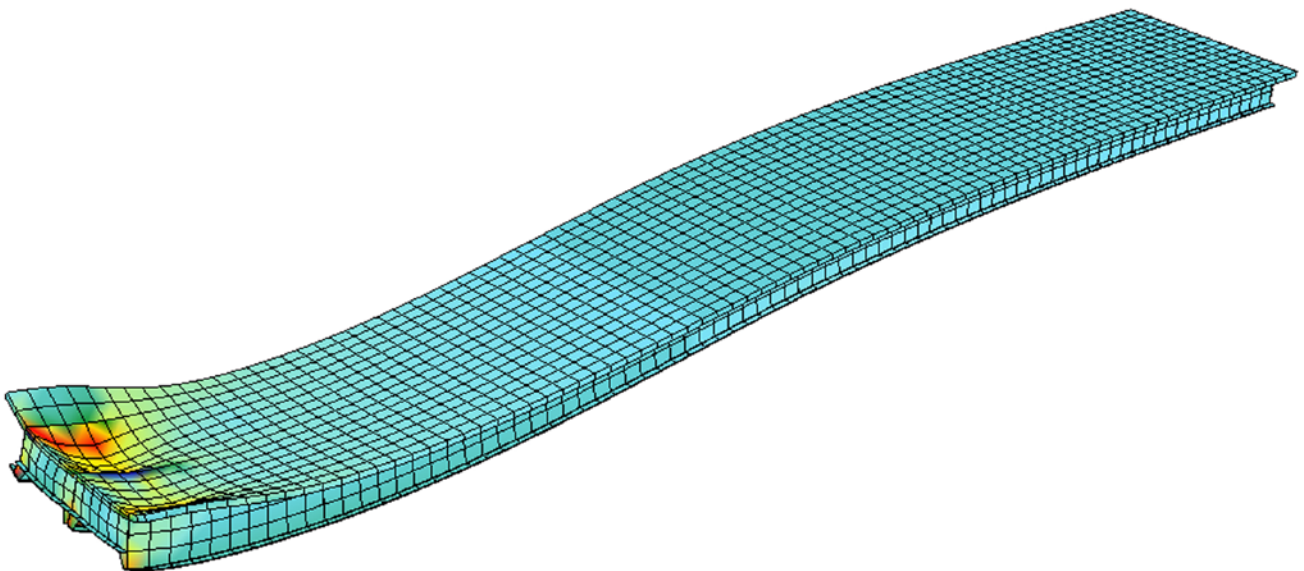
Nl 104 pz 150.0

Nl 106 pz 100.0

Nl 110 pz 100.0



Σχήμα 3.11: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC6



Σχήμα 3.12: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC6

3.2.3 Δύναμη Τροχοπέδησης (LC7)

Εξαιτίας της κίνησης οχημάτων στη γέφυρα αναπτύσσεται δύναμη τροχοπέδησης. Αυτή ενεργεί κατά τη διαμήκη έννοια στην επιφάνεια κύλισης και συγκεκριμένα πρέπει να θεωρείται κατά μήκος της μέσης επιφάνειας της κύριας λωρίδας.

Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης τροχοπέδησης (Q_{lk}) υπολογίζεται με βάση τα κατακόρυφα φορτία της λωρίδας $\Lambda 1$ για το Μοντέλο Φόρτισης 1, ως ακολούθως:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot a_{Q1} \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot a_{q1} \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L, \quad (3.1)$$

$$180 \cdot a_{Q1} \text{ KN} \leq Q_{lk} \leq 800 \text{ KN}, \quad (3.2)$$

όπου L το μήκος του καταστρώματος, δηλ. $L=48,0$ m

w_l το πλάτος της λωρίδας, δηλ. $w_l=3,0$ m

$a_{Q1} = a_{q1} = 1$

Προκύπτει, έτσι, η τελική φόρτιση λόγω τροχοπέδησης με $Q_{lk} = 489,6$ KN και $q_{lk}=3,40$ KN/m².

HEAD Fortia Ekkinshshs-Troxopedhshs

LC 7

Ello 3 2480 31 px 3.40

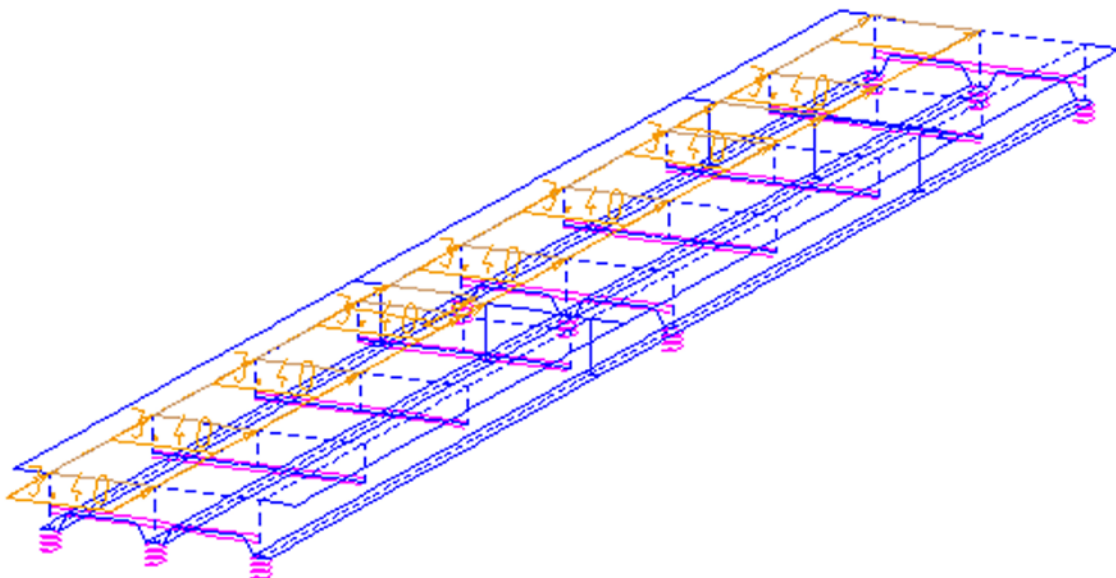
Ello 4 2480 31 px 3.40

Ello 5 2480 31 px 3.40

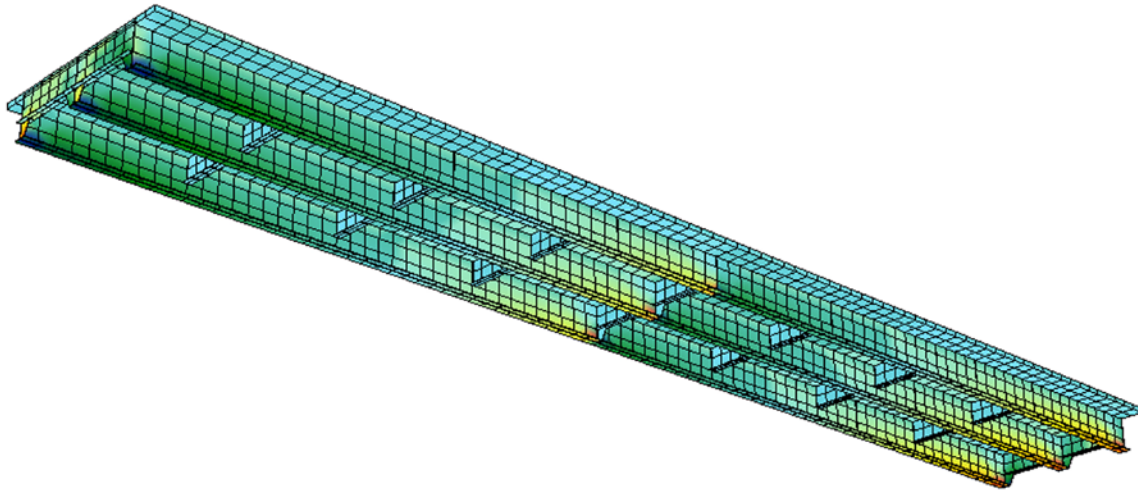
Ello 6 2480 31 px 3.40

Ello 7 2480 31 px 3.40

Ello 8 2480 31 px 3.40



Σχήμα 3.13: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC7



Σχήμα 3.14: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC7

3.2.4 Εγκάρσιος Άνεμος (LC8)

Η δράση του ανέμου επί μιας κατασκευής είναι συνάρτηση της διεύθυνσης και της ταχύτητας δράσεως, της διαμόρφωσης του περιβάλλοντος χώρου, του ύψους της πάνω από το έδαφος, καθώς επίσης του τύπου της και της επιφάνειάς της.

Το μέγεθος της ανεμοπίεσης που δρα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής ορίζεται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.2: Δράσεις ανέμου W σε kN/m^2 σε γέφυρες

b/d	Χωρίς κυκλοφορία και ηχομ. πέτασμα			Με κυκλοφορία και ηχομ. πέτασμα		
	στις ανωδομές					
	$Z_e \leq 20 \text{ m}$	$20 \text{ m} \leq Z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} \leq Z_e \leq 100 \text{ m}$	$Z_e \leq 20 \text{ m}$	$20 \text{ m} \leq Z_e \leq 50 \text{ m}$	$50 \text{ m} \leq Z_e \leq 100 \text{ m}$
$\leq 0,5$	3,50	4,30	5,00	2,90	3,55	4,10
$=4$	1,90	2,30	2,70	1,55	1,90	2,25
≥ 5	1,90	2,30	2,70	1,20	1,50	1,70

όπου b το ολικό πλάτος καταστρώματος γέφυρας, δηλ. $b=8 \text{ m}$

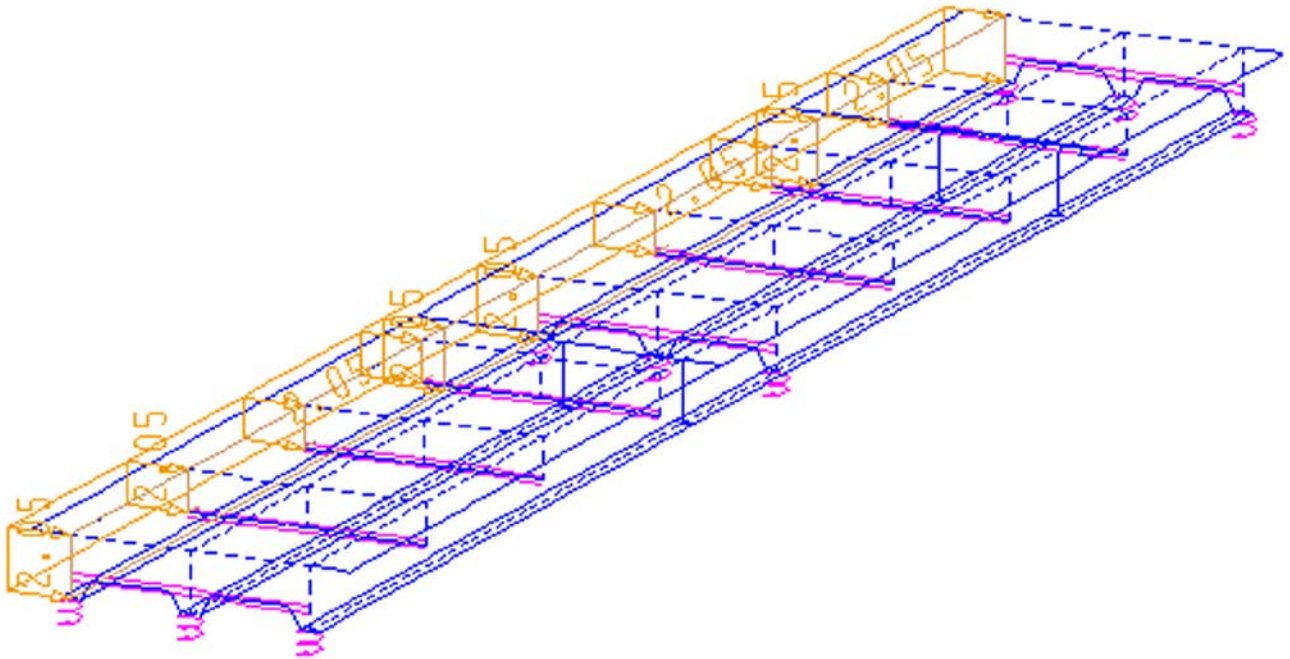
d το ύψος από την ακμή του συρμού κυκλοφορίας ως την κάτω ακμή της ανωδομής του φορέα, σε γέφυρες με κυκλοφορία, δηλ. $d=3,77 \text{ m}$

Z_e το μέγιστο ύψος της συνισταμένης της δράσης από άνεμο πάνω από την επιφάνεια εδάφους, δηλ. $Z_e=10 \text{ m}$

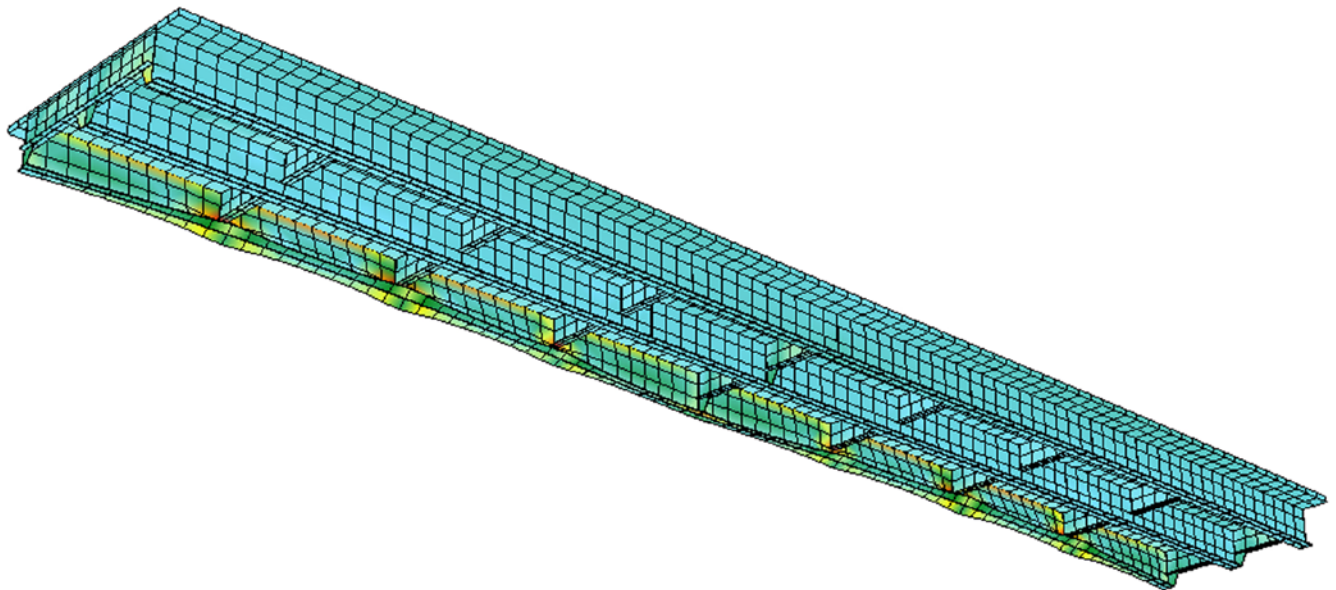
Για φάσεις κατασκευής οι οποίες δε διαρκούν περισσότερο από 48 μήνες και για ταχύτητα ανέμου 27 m/s οι χαρακτηριστικές τιμές του πίνακα πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή 0,9.

Προκύπτει, λοιπόν, η τελική φόρτιση λόγω ανεμοπίεσης $w = 2,05 \text{ KN/m}^2$ κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας.

HEAD Egkarsios anemos
LC 8
Ello 17 2466 31 pyp 2.05
Ello 18 2467 31 pyp 2.05
Ello 19 2468 31 pyp 2.05



Σχήμα 3.15: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC8

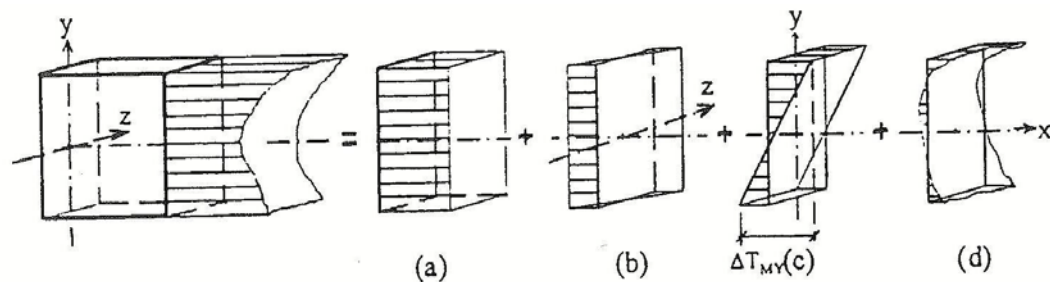


Σχήμα 3.16: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC8

3.2.5 Θερμοκρασιακές Μεταβολές

3.2.5.1 Εισαγωγή

Η κατανομή της θερμοκρασίας στη διατομή ενός δομικού στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωσή του και στην ανάπτυξη τάσεων σε αυτό, όταν η τελευταία παρεμποδίζεται καθ' οποιονδήποτε τρόπο. Δεδομένου ότι οι γέφυρες είναι φορείς πλήρως εκτεθειμένοι επηρεάζονται σε σημαντικό βαθμό από την καθημερινή και ετήσια διακύμανση των κλιματικών δράσεων. Το θερμοκρασιακό προφίλ της ανωδομής της γέφυρας εξαρτάται από την ομάδα καταστρώματος και αναλύεται σε 4 συνιστώσες.



Σχήμα 3.17: Συνιστώσες θερμοκρασιακής κατανομής σε διατομή: (a) ομοιόμορφη, (b) γραμμική περί τον z-z, (c) γραμμική περί τον y-y, (d) μη γραμμική

Οι ομάδες καταστρώματος είναι οι εξής:

- Ομάδα 1: Χαλύβδινο δάπεδο επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.
- Ομάδα 2: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί κιβωτοειδών ή ανοικτών δοκών ή δικτυωτών δοκών από χάλυβα.
- Ομάδα 3: Δάπεδο από σκυρόδεμα επί ανοικτών ή κιβωτοειδών δοκών από σκυρόδεμα.

Οι συνιστώσες θερμοκρασιακής κατανομής σε μία διατομή είναι οι ακόλουθες:

- Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, ΔT_N
- Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας στο κατακόρυφο επίπεδο, ΔT_{Mz}
- Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας στο οριζόντιο επίπεδο, ΔT_{My}
- Μη γραμμική μεταβολή της θερμοκρασίας, ΔT_E

Ωστόσο, συνήθως μελετώνται μόνο η ομοιόμορφη και γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας.

3.2.5.2 Ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας (LC9)

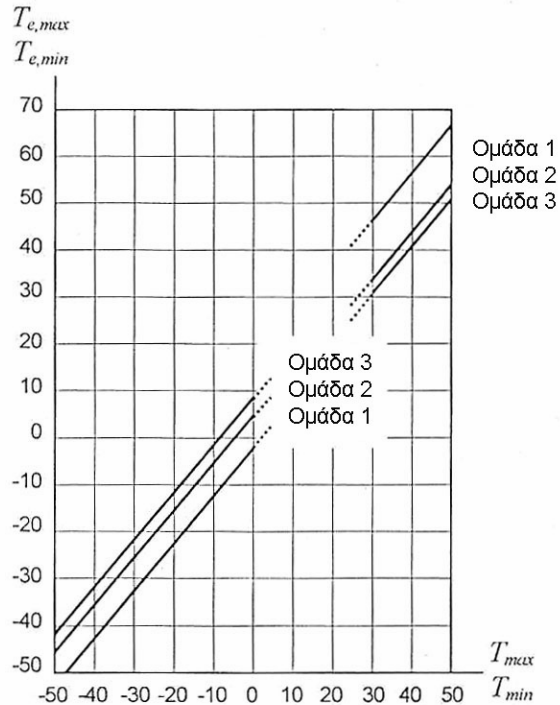
Η μεταβολή αυτή οφείλεται στην ολική μεταβολή της θερμοκρασίας περιβάλλοντος ανά διαστήματα και εποχές και προκαλεί μεταβολή του μήκους, δηλαδή διαστολή και συστολή, της γέφυρας.

Αρχικά, προσδιορίζονται από εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες η ελάχιστη (T_{min}) και η μέγιστη (T_{max}) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά. Αυτές προκύπτουν:

$$T_{min} = -5 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = 15 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Στη συνέχεια, με γνωστές τις τελευταίες και ανάλογα με την ομάδα καταστρώματος, καθορίζονται, σύμφωνα με το ακόλουθο διάγραμμα, η ελάχιστη ($T_{e,min}$) και η μέγιστη ($T_{e,max}$) ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας.



Επομένως, έχουμε:

$$T_{e,min} = 0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της θετικής και της αρνητικής ενεργού θερμοκρασίας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\Delta T_{N,neg} = T_{e,min} - T_0, \quad (3.3)$$

$$\Delta T_{N,pos} = T_{e,max} - T_0, \quad (3.4)$$

όπου $T_0 = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$ η θερμοκρασία κατά την οποία πραγματοποιήθηκε η ανέγερση της γέφυρας

Προκύπτουν, έτσι:

$$\Delta T_{N,neg} = -10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,pos} = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

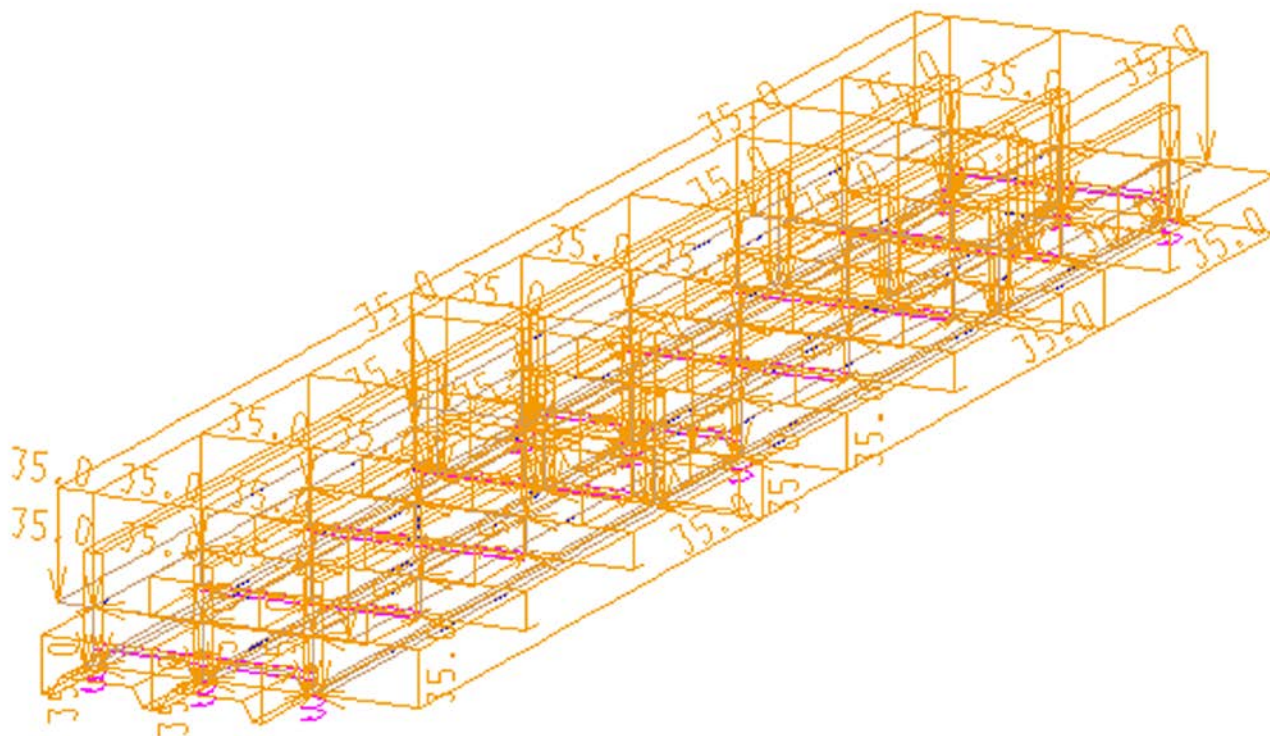
Οι οριστικές τιμές των μέγιστων θερμοκρασιακών διακυμάνσεων θα λαμβάνονται ίσες με:

$$(\Delta T_{N,neg} - 20) \text{ }^{\circ}\text{C}, \quad (3.5)$$

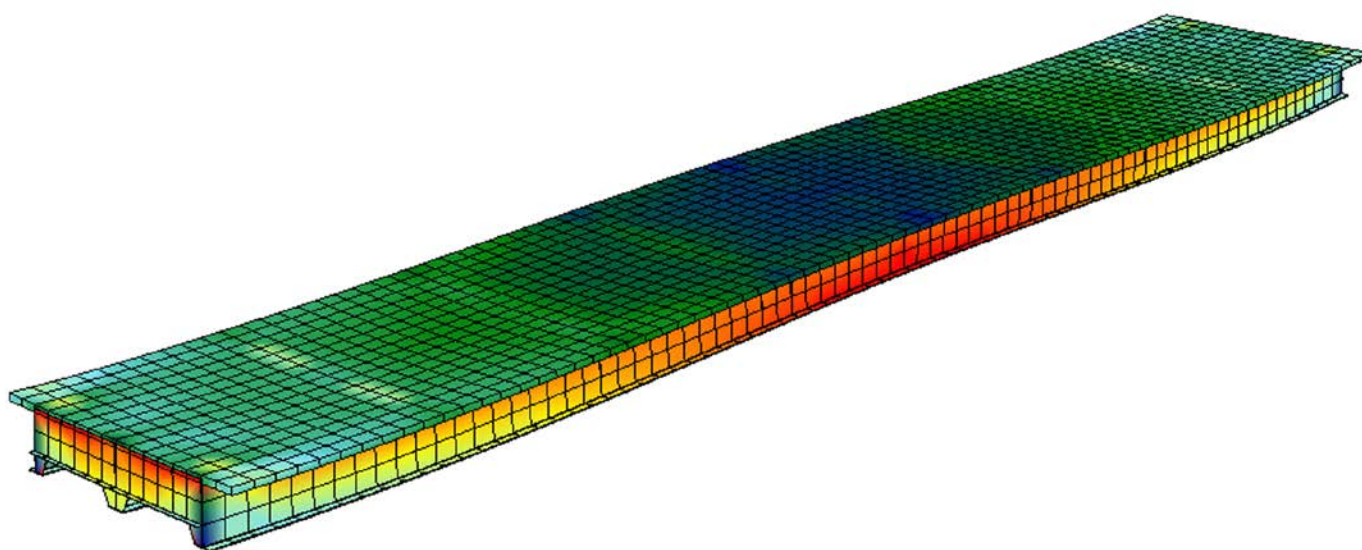
$$(\Delta T_{N,pos} + 20) \text{ }^{\circ}\text{C}, \quad (3.6)$$

Η τελική φόρτιση λόγω της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής συνιστώσας προκύπτει για θερμοκρασιακή μεταβολή $\Delta T_N = \pm 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

HEAD Omoiomorfa metaballomenh thermokrasiakh diafora +/- 35 C
LC 9
Elo 1 2480 1 TYPE TEMP 35
Elo 3001 3216 1 TYPE TEMP 35
Elo 3301 3312 1 TYPE TEMP 35
Elo 4001 4108 1 TYPE TEMP 35 ETYP BEAM



Σχήμα 3.18: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC9



Σχήμα 3.19: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC9

3.2.5.3 Γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας (LC10)

Η μεταβολή αυτή οφείλεται στην επίδραση του ήλιου και στο γεγονός ότι η προσβαλλόμενη από τον ήλιο πλευρά του έργου έχει μεγαλύτερη θερμοκρασία από την πλευρά που βρίσκεται στη σκιά. Άρα, τόσο οι άνω και κάτω επιφάνειες της ανωδομής όσο και οι δοκοί καθ' ύψος, θα παρουσιάζουν γραμμική μεταβολή στη θερμοκρασία τους.

Προφανώς η άνω επιφάνεια της ανωδομής της γέφυρας είναι θερμότερη από την κάτω, εμφανίζοντας έτσι, μία μέγιστη θετική και μία μέγιστη αρνητική μεταβολή θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας για σύμμικτες οδογέφυρες με θερμότερη την άνω πλευρά και πάχος επίστρωσης μεγαλύτερο ή ίσο με 50 mm δίνονται από τον παρακάτω πίνακα συναρτήσει της ομάδας καταστρώματος.

Πίνακας 3.3: Χαρακτηριστικές τιμές γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας για οδικές γέφυρες

Ομάδα Καταστρώματος		Θετική διαφορά θερμοκρασίας	Αρνητική διαφορά θερμοκρασίας
		$\Delta T_{M.pos}$ (°C)	$\Delta T_{M.neg}$ (°C)
1		18	-13
2		15	-18
3	Κιβωτοειδής Δοκός	10	-5
	Λοιπές Μορφές	15	-8

Επομένως, έχουμε:

$$\Delta T_{M.pos} = 15^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M.neg} = -18^{\circ}\text{C}$$

Η γραμμική μεταβολή της θερμοκρασίας καθ' ύψος του κορμού των κύριων δοκών υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή των άνωθεν τιμών μεταξύ των πελμάτων τους.

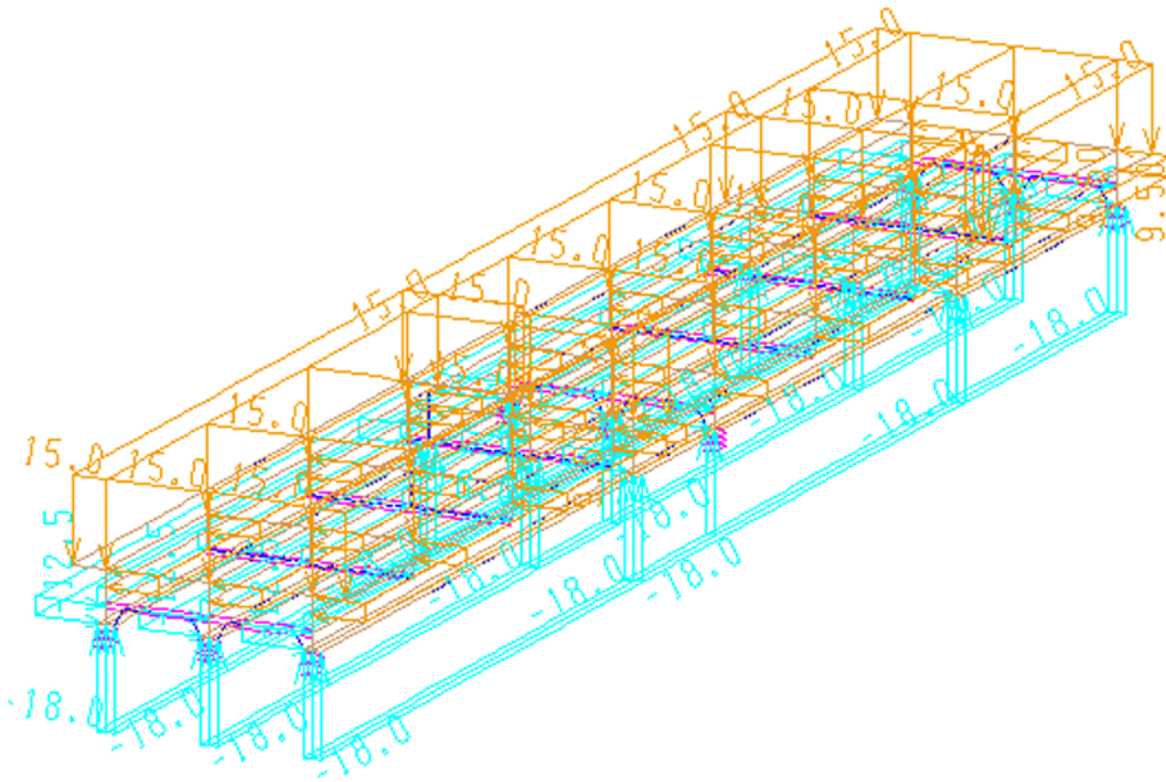
Προκύπτει, λοιπόν, η τελική φόρτιση λόγω γραμμικής μεταβολής της θερμοκρασίας.

HEAD Grammika metaballomenh thermokrasiakh diafora +15/-18 C

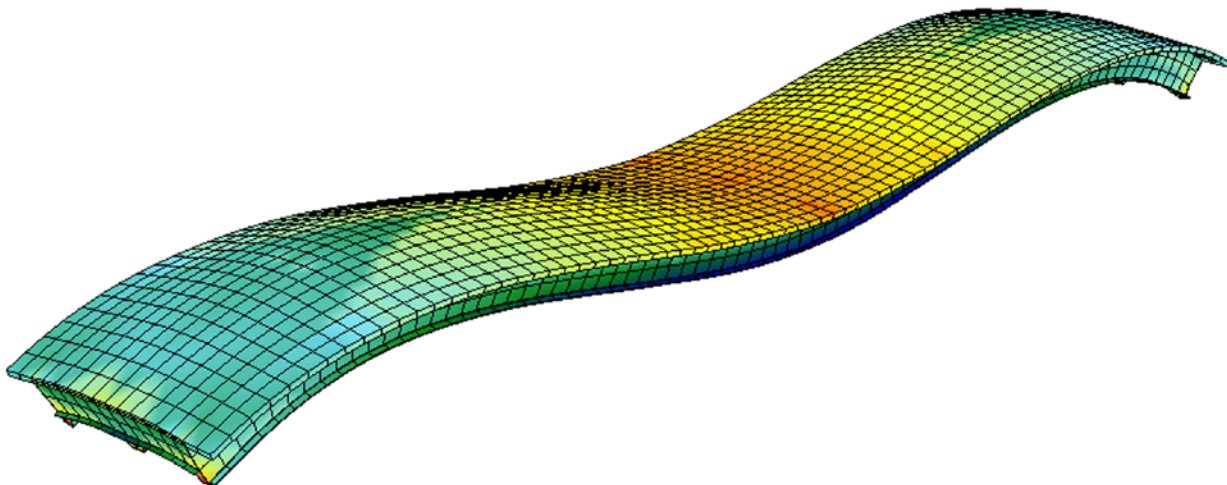
LC 10

Ello 1 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 2 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 3 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 4 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 5 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 6 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 7 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 8 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 9 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 10 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 11 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 12 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 13 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 14 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 15 2480 31 TYPE TEMP 15
 Ello 16 2480 31 TYPE TEMP 15

Ello 20 2480 31 TYPE TEMP -18
 Ello 21 2480 31 TYPE TEMP -18
 Ello 25 2480 31 TYPE TEMP -18
 Ello 26 2480 31 TYPE TEMP -18
 Ello 30 2480 31 TYPE TEMP -18
 Ello 31 2480 31 TYPE TEMP -18
 Ello 17 2480 31 TYPE TEMP 9.50
 Ello 18 2480 31 TYPE TEMP -1.50
 Ello 19 2480 31 TYPE TEMP -12.50
 Ello 22 2480 31 TYPE TEMP 9.50
 Ello 23 2480 31 TYPE TEMP -1.50
 Ello 24 2480 31 TYPE TEMP -12.50
 Ello 27 2480 31 TYPE TEMP 9.50
 Ello 28 2480 31 TYPE TEMP -1.50
 Ello 29 2480 31 TYPE TEMP -12.50
 Ello 4001 4108 1 TYPE TEMP -18 ETYP BEAM



Σχήμα 3.20: Σχηματική απεικόνιση φόρτισης LC10



Σχήμα 3.21: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω φόρτισης LC10

3.2.6 Σεισμός (LC990-992)

Οι σεισμικές δράσεις είναι υπεύθυνες για εξαιρετικά μεγάλες παραμορφώσεις μιας κατασκευής. Ως τέτοιες ορίζονται οι ταλαντώσεις του φορέα λόγω του σεισμού. Η αστάθεια που τις χαρακτηρίζει, ωστόσο, μας οδηγεί στη θεώρηση ενός σεισμού σχεδιασμού. Υπάρχουν διάφορες μέθοδοι ανάλυσης, όπως η δυναμική φασματική μέθοδος, η απλοποιημένη φασματική ή ισοδύναμη στατική μέθοδος και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση με ολοκλήρωση στο χρόνο. Εφαρμόζεται εδώ η δυναμική φασματική μέθοδος, κατά την οποία εξετάζονται όλες οι ιδιομορφές με σημαντική συμμετοχή στη συνολική στατική απόκριση.

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους ως δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα, ανεξάρτητες μεταξύ τους, οι οποίες καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης, σε όρους επιτάχυνσης, ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή.

Αρχικά, προσδιορίζονται οι αδρανειακές μάζες του συστήματος από το σύνολο των μόνιμων φορτίων της γέφυρας αυξημένο κατά τμήμα των φορτίων κυκλοφορίας ίσο προς $\psi_{2l} \cdot Q_{lk}$, όπου $\psi_{2l}=0,2$ ο συντελεστής συμμετοχής για οδογέφυρες με βαρεία κυκλοφορία.

Έπειτα, υπολογίζονται οι ιδιομορφές μέσω του καθορισμού των φασμάτων σχεδιασμού από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$\text{Για } 0 \leq T \leq T_1: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right], \quad (3.7)$$

$$\text{Για } T_1 \leq T \leq T_2: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q}, \quad (3.8)$$

$$\text{Για } T_2 \leq T: \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}, \quad (3.9)$$

$$\text{με } \frac{\Phi_d(T)}{A \cdot \gamma_1} \geq 0,25, \quad (3.10)$$

όπου: $\gamma_1=1$ ο συντελεστής σπουδαιότητας για γέφυρες αυτοκινητοδρόμων

$A=ag=0,16g$ η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους για Ζώνη Ι Σεισμικής Επικινδυνότητας

$n=1,08$ ο διορθωτικός συντελεστής για απόσβεση $\zeta=4\%$

$\theta=1$ ο συντελεστής θεμελίωσης

$\beta_0=2,5$ ο συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης

$q=1$ ο συντελεστής συμπεριφοράς του φορέα για σεισμική στήριξη του μέσω ελαστομεταλλικών εφεδράνων

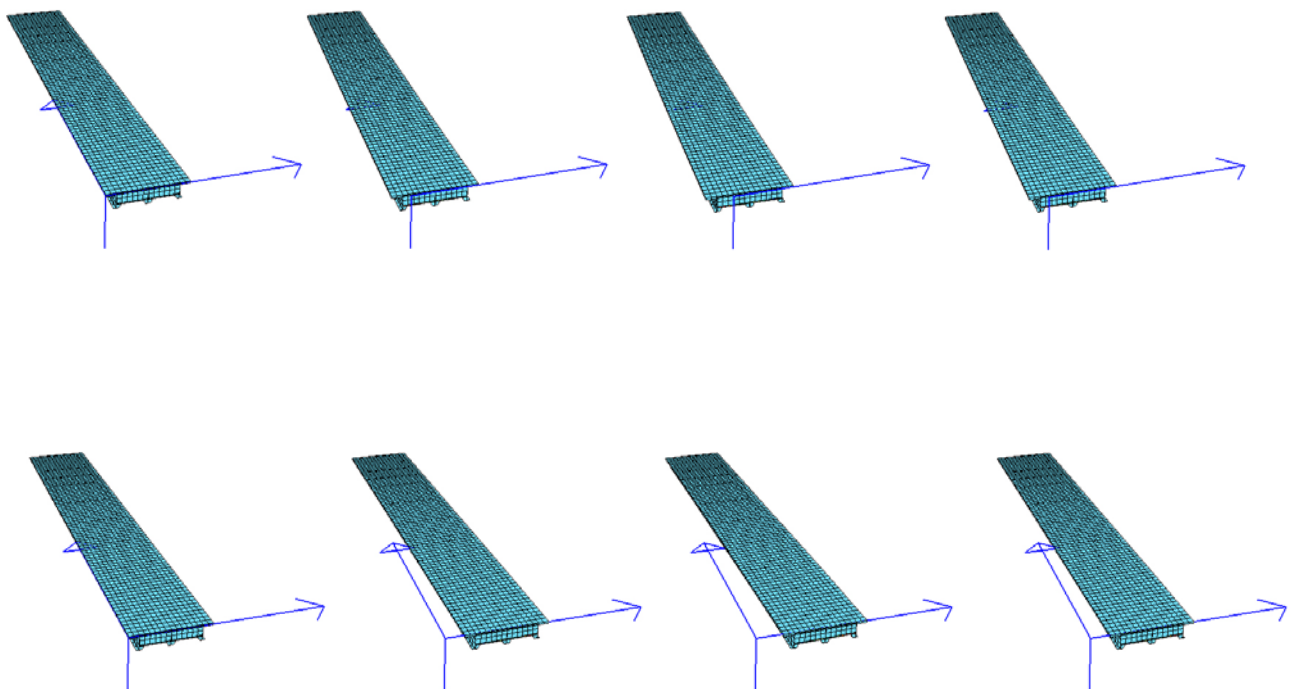
T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος, που λαμβάνονται από τον ακόλουθο πίνακα, για κατηγορία εδάφους B.

Πίνακας 3.4: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων T_1 , T_2 (sec)

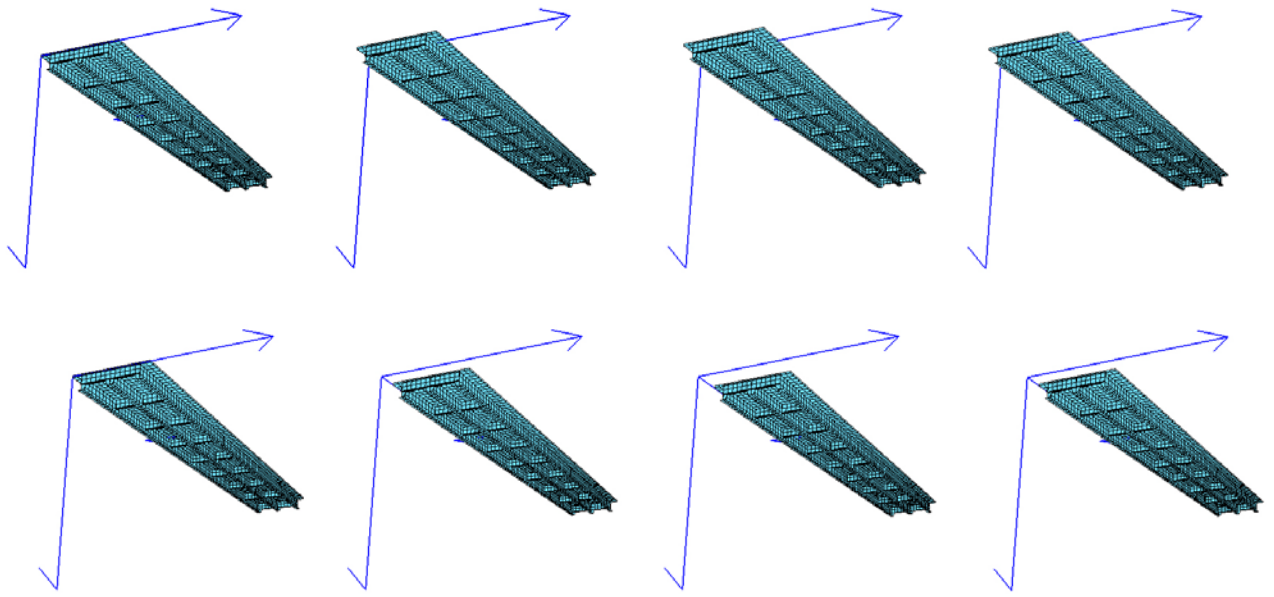
Κατηγορία Εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0,10	0,15	0,20	0,20
T_2	0,40	0,60	0,80	1,20

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας προκύπτει από τα φάσματα των οριζοντίων συνιστωσών, που είναι όμοια μεταξύ τους, με πολλαπλασιασμό των τεταγμένων του επί 0,70.

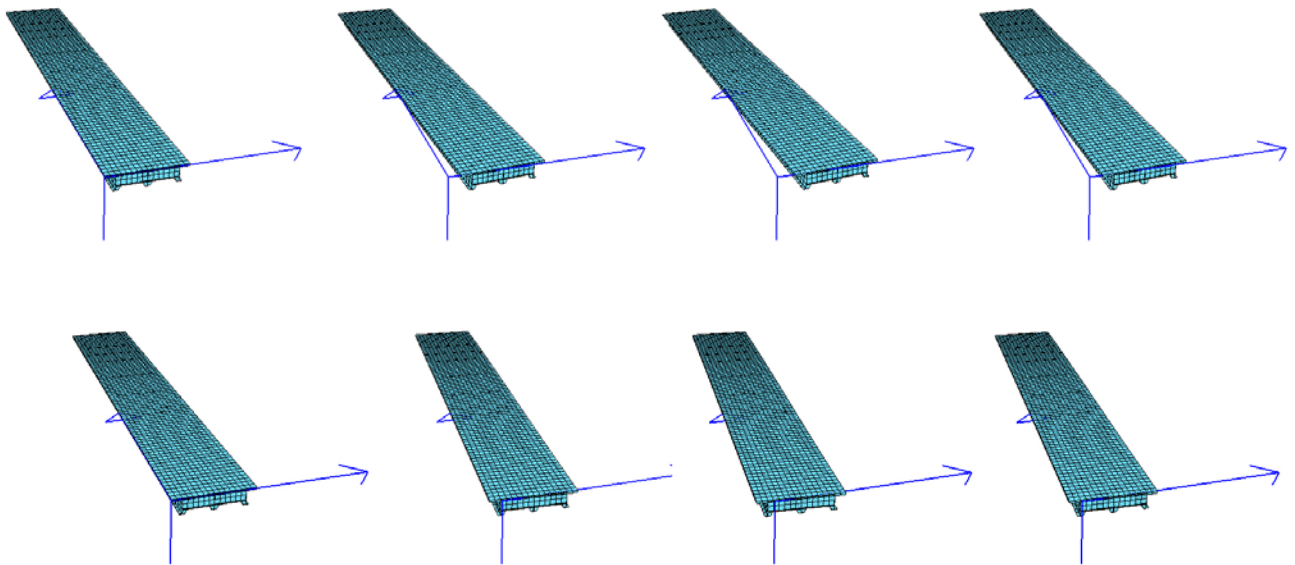
Η τελική φόρτιση για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης προκύπτει από επαλληλία των γνωστών, πλέον, ιδιομορφών.



Σχήμα 3.22: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω 1^{ης} ιδιομορφής



Σχήμα 3.23: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω 2^{ης} ιδιομορφής



Σχήμα 3.24: Παραμορφωμένη κατάσταση φορέα λόγω 3^{ης} ιδιομορφής

3.3 Συνδυασμοί Δράσεων

3.3.1 Εισαγωγή

Για κάθε κρίσιμη φόρτιση η τιμή σχεδιασμού των καταπονήσεων λόγω δράσεων E_d πρέπει να υπολογίζεται με συνδυασμό των συντελεστών των δράσεων που ενεργούν ταυτόχρονα. Οι οριακές καταστάσεις για τις οποίες πρέπει να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής είναι η οριακή κατάσταση αστοχίας και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

3.3.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας (O.K.A.) σχετίζονται με την ασφάλεια του φορέα, δηλαδή την αντοχή των διατομών και το ενδεχόμενο απώλειας της ισορροπίας του και κατ' επέκταση με την ασφάλεια των ανθρώπων. Η γενική μορφή της ανίσωσης ελέγχου γράφεται:

$$E_d \leq R_d, \quad (3.11)$$

όπου: E_d η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων

R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης

Προς προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων E_d της γέφυρας εξετάζονται οι εξής κατάλληλοι συνδυασμοί:

- Διαστασιολόγηση μόνιμων και παροδικών καταστάσεων (βασικοί συνδυασμοί):

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} "+" \gamma_p \cdot P_k "+" \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}, \quad (3.12)$$

- Διαστασιολόγηση καταστάσεων με σεισμό (σεισμικοί συνδυασμοί):

$$\sum G_{kj} "+" P_k "+" \gamma_1 \cdot A_{Ed} "+" \psi_{2i} \cdot Q_{ki}, \quad (3.13)$$

όπου: “+” «σε συνδυασμό με»

\sum «άθροισμα φορτίων λόγω»

G_{kj} χαρακτηριστική τιμή μόνιμης αντίδρασης

P_k χαρακτηριστική τιμή προέντασης

Q_{k1} χαρακτηριστική τιμή δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης

Q_{ki} χαρακτηριστική τιμή μη δεσπόζουσας μεταβλητής δράσης

A_{Ed} τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης

γ_{Gj} μερικός συντελεστής ασφαλείας της μόνιμης δράσης j

γ_p μερικός συντελεστής ασφαλείας για δράση λόγω προέντασης

γ_{Qi} μερικός συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

γ_1 συντελεστής σπουδαιότητας για σεισμό

ψ συντελεστής συνδυασμού

3.3.2.1 Βασικοί Συνδυασμοί Δράσεων

Η δεσπόζουσα δράση για την πραγματοποίηση των συνδυασμών δεν είναι προφανής. Για το λόγο αυτό θα πρέπει κάθε μεταβλητή δράση να εξετασθεί κατά σειρά ως δεσπόζουσα. Οι βασικοί συνδυασμοί δράσεων για έλεγχο του φορέα της ανωδομής οδικών γεφυρών φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.5: Βασικοί συνδυασμοί για έλεγχο της ανωδομής οδικών γεφυρών

A/A	G	C _{sec}	S _{sec}	Q	T	W	D _A	
1				1,35 ²	0,6	1,5*0,3	0	
2-5	1,35	1,35	1,35	TS: 1,35*0,75	<i>T_M</i> 0	<i>T_N</i> 1,5	1,5*0,3	0
					1,5	0		
				UDL: 1,35*0,4	1,5*0,75	1,5		
					1,5	1,5*0,35		
6				TS: 1,35*0,75 UDL: 1,35*0,4	0,6	1,5 φορτισμένη γέφυρα	0	
7				0	0,6	1,5 αφόρτιστη γέφυρα	0	
8				TS: 1,35*0,75 UDL: 1,35*0,4	0,6	1,5*0,3 φορτισμένη γέφυρα	1,0	
9				0	0,6	1,5*0,3 αφόρτιστη γέφυρα	1,0	

Ωστόσο, είναι προτιμότερο να μην εξετάζεται η ταυτόχρονη δράση ανέμου και θερμοκρασιακών μεταβολών. Στην περίπτωση αυτή, με μηδενική δράση προέντασης και χωρίς να ληφθούν υπόψη οι φορτίσεις λόγω συστολής ξήρανσης και ερπυσμού, προκύπτουν οι οριστικοί συνδυασμοί για διαστασιολόγηση μόνιμων και παροδικών καταστάσεων.

² Με πλάγια γράμματα συμβολίζεται η κύρια μεταβλητή δράση.

\$ ME KYRIA TA FORTIA KYKLOGORIAS

LC 1 AG 1.35; 2 P 1.35; 4 A1 1.35; 8 F 1.50*0.3;

5 A1 1.35; 8 F 1.50*0.3;

6 A1 1.35; 8 F 1.50*0.3;

LC 1 AG 1.35; 3 P 1.35; 4 A1 1.35; 8 F 1.50*0.3;

5 A1 1.35; 8 F 1.50*0.3;

6 A1 1.35; 8 F 1.50*0.3;

\$ ME KYRIO TON ANEMO

LC 1 AG 1.35; 8 P 1.50; 4 A1 1.35*0.75; 2 F 1.35*0.4;

5 A1 1.35*0.75; 2 F 1.35*0.4;

6 A1 1.35*0.75; 2 F 1.35*0.4;

LC 1 AG 1.35; 8 P 1.50; 4 A1 1.35*0.75; 3 F 1.35*0.4;

5 A1 1.35*0.75; 3 F 1.35*0.4;

6 A1 1.35*0.75; 3 F 1.35*0.4;

3.3.2.2 Σεισμικοί Συνδυασμοί (Δράσεων)

Ο γενικός σεισμικός συνδυασμός για έλεγχο οδικών γεφυρών προκύπτει από τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 3.6: Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων για έλεγχο οδικών γεφυρών

A/A	G	C _{sec}	S _{sec}	Q	E
1	1,0	1,0	1,0	TS και UDL: 1,0*0,2	1,0

Η ύπαρξη, όμως, σεισμικών διεγέρσεων σε κάθε διεύθυνση x - y - z της γέφυρας με άγνωστη κατεύθυνση επιβάλλει να χρησιμοποιείται ως σεισμική δράση σχεδιασμού η δυσμενέστερη από τις παρακάτω τιμές:

$$\pm A_{Ex} \pm 0,30 \cdot A_{Ey} \pm 0,30 \cdot A_{Ez}, \quad (3.14)$$

$$\pm 0,30 \cdot A_{Ex} \pm A_{Ey} \pm 0,30 \cdot A_{Ez}, \quad (3.15)$$

$$\pm 0,30 \cdot A_{Ex} \pm 0,30 \cdot A_{Ey} \pm A_{Ez}, \quad (3.16)$$

Προκύπτουν, συνεπώς, μη λαμβανομένων υπόψη των φορτίσεων λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, οι τελικοί συνδυασμοί καταστάσεων με σεισμό.

HEAD SEISMIKOS SYNDYASMOS DRASEWN

PAGE LINE 65 LANO 1

ECHO FULL

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 4 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;

990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 -1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 -1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 -1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 -1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
991 A1 1.00; 990 A2 0.3; 992 A3 0.3;
991 A1 1.00; 990 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
991 A1 1.00; 990 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
991 A1 1.00; 990 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
991 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 992 A3 0.3;
991 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
991 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
991 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
992 A1 1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 5 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;

990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 6 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;

990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 4 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;

990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 5 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;

990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 -0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 6 F 0.2; 990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 0.3;

990 A1 1.00; 991 A2 0.3; 992 A3 -0.3;
990 A1 1.00; 991 A2 -0.3; 992 A3 0.3;
.....
992 A1 -1.00; 990 A2 0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 0.3;
992 A1 -1.00; 990 A2 -0.3; 991 A3 -0.3;

3.3.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) σχετίζονται με τη φυσιολογική λειτουργία και την εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής, καθώς και την άνεση των χρηστών. Η γενική μορφή της ανίσωσης ελέγχου γράφεται:

$$E_d \leq C_d, \quad (3.17)$$

όπου: E_d η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, για τους εξεταζόμενους συνδυασμούς στην Ο.Κ.Λ

C_d η οριακή τιμή σχεδιασμού του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας

Ο συνδυασμός δράσεων, ο οποίος πρέπει να εξεταστεί για την Ο.Κ.Λ, εξαρτάται από το είδος της επίδρασης πάνω σε κριτήρια που αφορούν τη συμπεριφορά του φορέα, π.χ. μη αναστρέψιμη, αναστρέψιμη ή επίδραση μακράς διάρκειας, και από την κατάταξη της γέφυρας ως προς την κατηγορία απαίτησης. Για σύμμικτες γέφυρες, κατηγορίας απαίτησης D, οι συνδυασμοί δράσεων είναι οι εξής:

- Συχνός συνδυασμός: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$
- Μη συχνός συνδυασμός: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \psi'_1 \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{1i} \cdot Q_{ki}$
- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός: $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ δίνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.7: Συντελεστές γ και ψ για τους συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Δράσεις		Επίδραση		$\psi_1 (\psi_1')$	ψ_2
		Ευμενής	Δυσμενής		
Μόνιμες δράσεις	G: γ_G	1,0	1,0	-	-
Συστολή ξήρανσης	S: γ_S	1,0	1,0	-	-
Φορτία κυκλοφορίας	Q: γ_Q, γ_1	0	1,0	TS: 0,75 (0,8) UDL: 0,4 (0,8)	TS: 0,2 UDL: 0,2
Προένταση με υποχώρηση στηρίξεων	P: γ_P	1,0	1,1	-	-
Θερμοκρασία	T: γ_Q	0	1,0	0,6 (0,8)	0,5
Άνεμος	W: γ_Q	0	1,0	0,5 (0,6)	0

Βάση των ανωτέρω προκύπτουν οι οριστικοί συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για μηδενική προένταση.

HEAD ORIAKH KATASTASH LEITOURGIKOTHTAS

PAGE LINE 65 LANO 1

ECHO FULL

\$ SYXNOS SUNDYASMOS

\$ME KYRIA TA FORTIA KUKLOFORIAS

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 9 F 0.5; 10 F 0.5; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 9 F 0.5; 10 F 0.5; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

\$ ME KYRIA TH THERMOKRASIA

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 9 F 0.6; 10 F 0.6; 4 A1 0.2;

5 A1 0.2;

6 A1 0.2;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 9 F 0.6; 10 F 0.6; 4 A1 0.2;

5 A1 0.2;

6 A1 0.2;

\$ ME KYRIO TON ANEMO

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.2; 9 F 0.5; 10 F 0.5; 8 F 0.5; 4 A1 0.2;

5 A1 0.2;

6 A1 0.2;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.2; 9 F 0.5; 10 F 0.5; 8 F 0.5; 4 A1 0.2;

5 A1 0.2;

6 A1 0.2;

\$ MH SUXNOS SUNDYASMOS, GIA GEFYROPOIIA

\$ ME KYRIA TA FORTIA KYKLOFORIAS

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.8; 9 F 0.6; 10 F 0.6; 8 F 0.5; 4 A1 0.8;

5 A1 0.8;

6 A1 0.8;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.8; 9 F 0.6; 10 F 0.6; 8 F 0.5; 4 A1 0.8;

5 A1 0.8;

6 A1 0.8;

\$ ME KYRIA TH THERMOKRASIA

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 9 F 0.8; 10 F 0.8; 8 F 0.5; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 9 F 0.8; 10 F 0.8; 8 F 0.5; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

\$ ME KYRIO TON ANEMO

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 9 F 0.6; 10 F 0.6; 8 F 0.6; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 9 F 0.6; 10 F 0.6; 8 F 0.6; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

\$ SPANIOS SUNDUASMOS

\$ ME KYRIA TA FORTIA KYKLOFORIAS

LC 1 AG 1.00; 2 Q 1.00; 9 F 0.8; 10 F 0.8; 8 F 0.3; 4 A1 1.00;

5 A1 1.00;

6 A1 1.00;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 1.00; 9 F 0.8; 10 F 0.8; 8 F 0.3; 4 A1 1.00;

5 A1 1.00;

6 A1 1.00;

\$ ME KYRIA TH THERMOKRASIA

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 9 F 1.00; 10 F 1.00; 8 F 0.3; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 9 F 1.00; 10 F 1.00; 8 F 0.3; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

\$ ME KYRIO TON ANEMO

LC 1 AG 1.00; 2 Q 0.4; 9 F 0.8; 10 F 0.8; 8 F 1.00; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

LC 1 AG 1.00; 3 Q 0.4; 9 F 0.8; 10 F 0.8; 8 F 1.00; 4 A1 0.75;

5 A1 0.75;

6 A1 0.75;

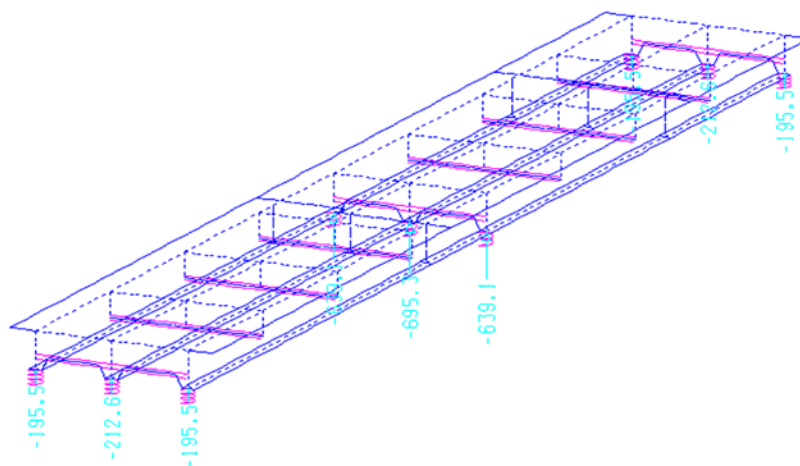
4 Αποτελέσματα και Έλεγχοι

4.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό εκτίθενται ορισμένα αποτελέσματα των δράσεων που καταπονούν το φορέα, ενώ πραγματοποιούνται και έλεγχοι επάρκειας αυτού. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι αντιδράσεις των ελατηρίων για κάθε στατική φόρτιση και οι αναπτυσσόμενες τάσεις στα στοιχεία του φορέα κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας. Ακόμα, ελέγχεται η επάρκεια του φορέα του έναντι κάμψης, βάσει του κριτηρίου von Mises και έναντι κύρτωσης υπό θλίψη και διάτμηση. Τέλος, πραγματοποιείται έλεγχος των τοποθετούμενων εφεδράνων.

4.2 Αντιδράσεις Ελατηρίων

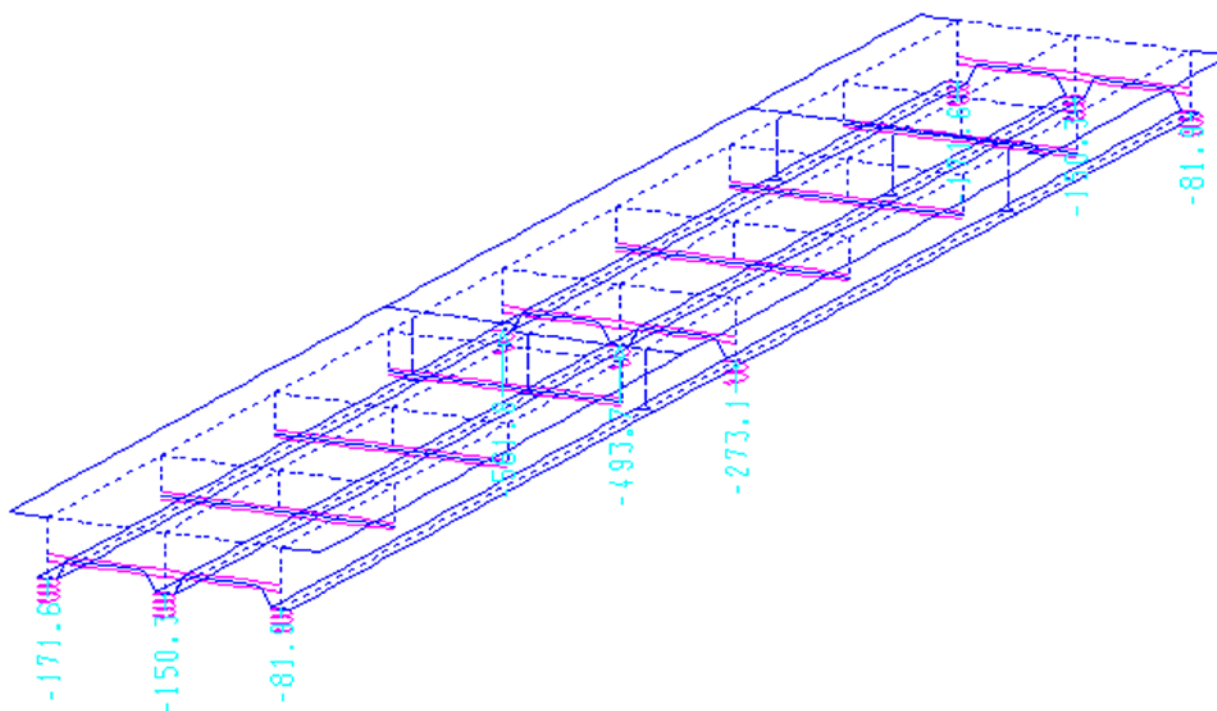
4.2.1 Για ίδια βάρη και λοιπά μόνιμα (LC1)



Πίνακας 4.1: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC1

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	3,2	0,3	-195,5	0,0	0,0	0,0
25	3,2	0,0	-212,6	0,0	0,0	0,0
30	3,2	-0,3	-195,5	0,0	0,0	0,0
1300	0,0	0,7	-639,1	0,0	0,0	0,0
1305	0,0	0,0	-695,3	0,0	0,0	0,0
1310	0,0	-0,7	-639,1	0,0	0,0	0,0
2580	-3,2	0,3	-195,5	0,0	0,0	0,0
2585	-3,2	0,0	-212,6	0,0	0,0	0,0
2590	-3,2	-0,3	-195,5	0,0	0,0	0,0

4.2.2 Για ομοιόμορφο φορτίο σε όλο το μήκος (LC2)

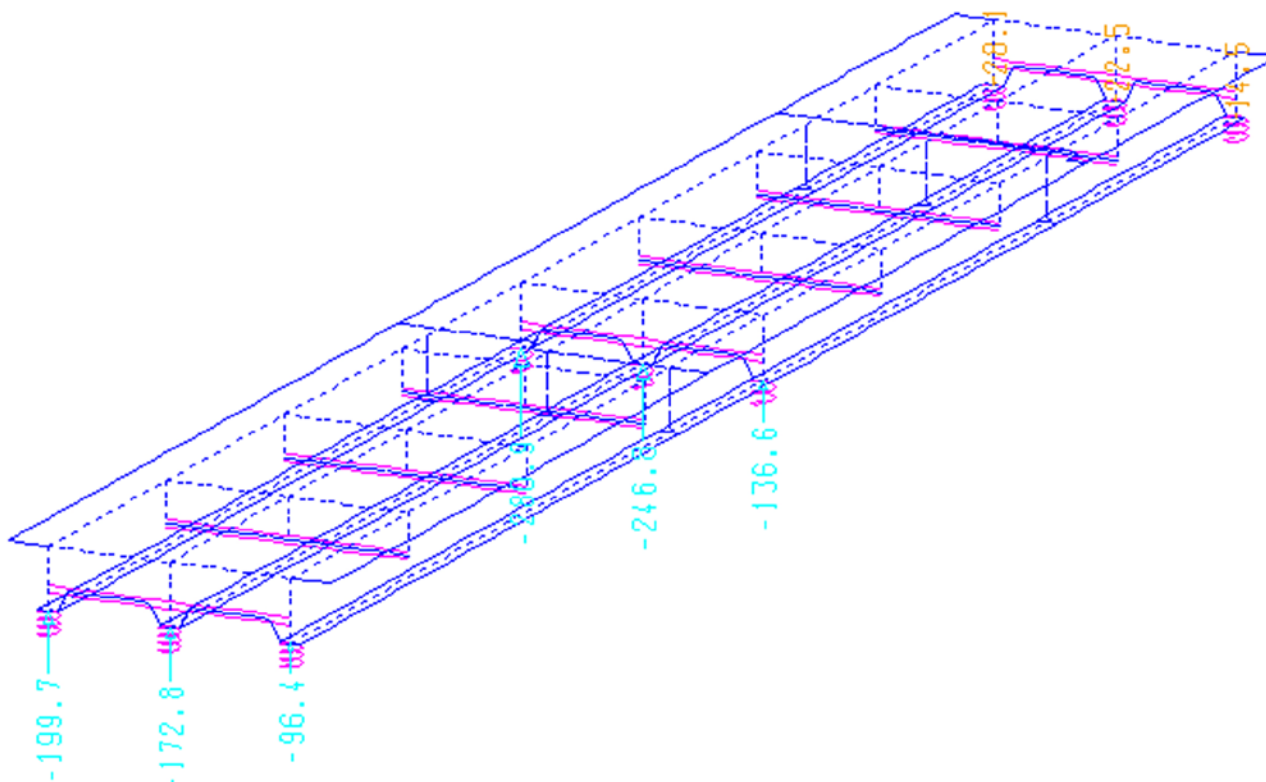


Σχήμα 4.2: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC2

Πίνακας 4.2: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC2

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	2,8	0,3	-171,6	0,0	0,0	0,0
25	2,2	-0,1	-150,3	0,0	0,0	0,0
30	1,5	-0,2	-81,9	0,0	0,0	0,0
1300	0	0,6	-561,8	0,0	0,0	0,0
1305	0	-0,3	-493,7	0,0	0,0	0,0
1310	0	-0,5	-273,1	0,0	0,0	0,0
2580	-2,8	0,3	-171,6	0,0	0,0	0,0
2585	-2,2	-0,1	-150,3	0,0	0,0	0,0
2590	-1,5	-0,2	-81,9	0,0	0,0	0,0

4.2.3 Για ομοιόμορφο φορτίο στο ένα άνοιγμα (LC3)

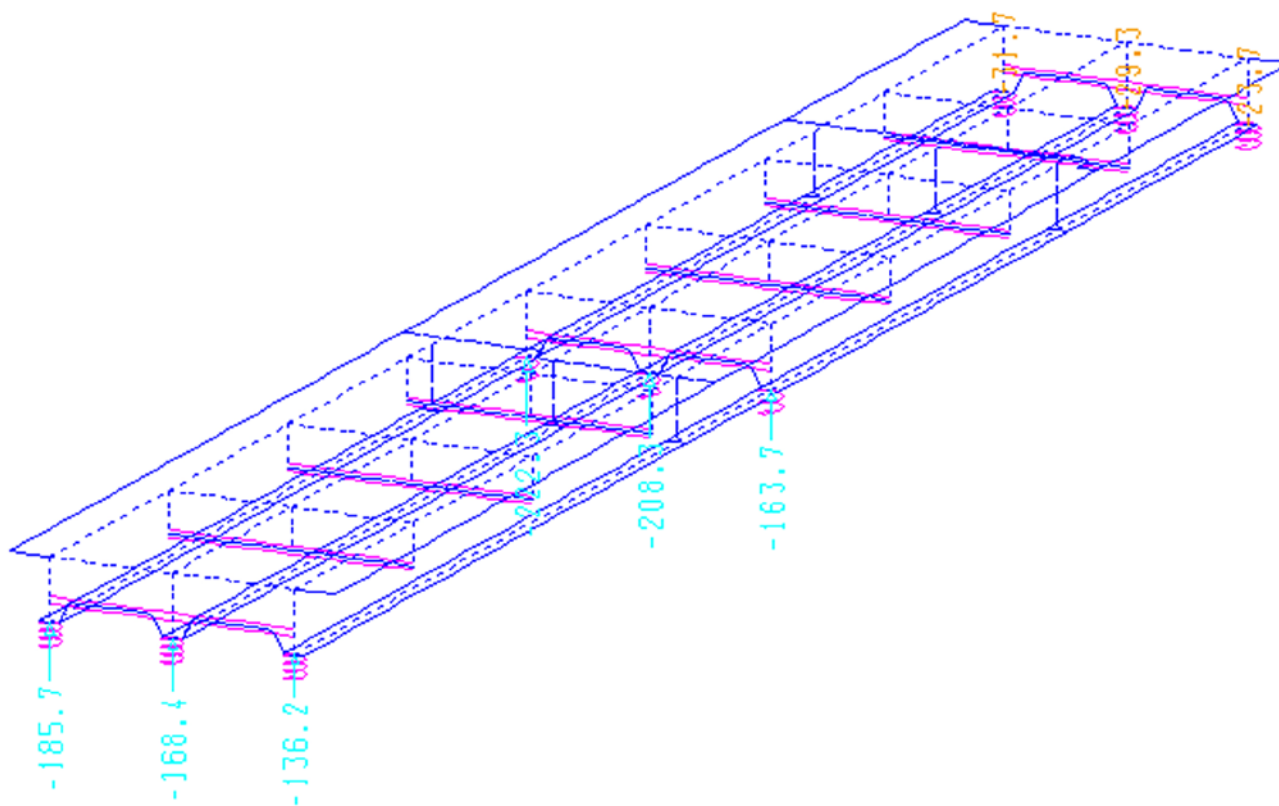


Σχήμα 4.3: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC3

Πίνακας 4.3: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC3

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	3,6	0,3	-199,7	0,0	0,0	0,0
25	2,7	-0,1	-172,8	0,0	0,0	0,0
30	1,7	-0,2	-96,4	0,0	0,0	0,0
1300	-4,0	0,3	-280,9	0,0	0,0	0,0
1305	-3,2	-0,1	-246,8	0,0	0,0	0,0
1310	-2,4	-0,2	-136,6	0,0	0,0	0,0
2580	0,8	0,0	28,1	0,0	0,0	0,0
2585	0,5	0,0	22,5	0,0	0,0	0,0
2590	0,3	0,0	14,5	0,0	0,0	0,0

4.2.4 Για οχήματα κυκλοφορίας στο μέσον ανοίγματος (LC4)

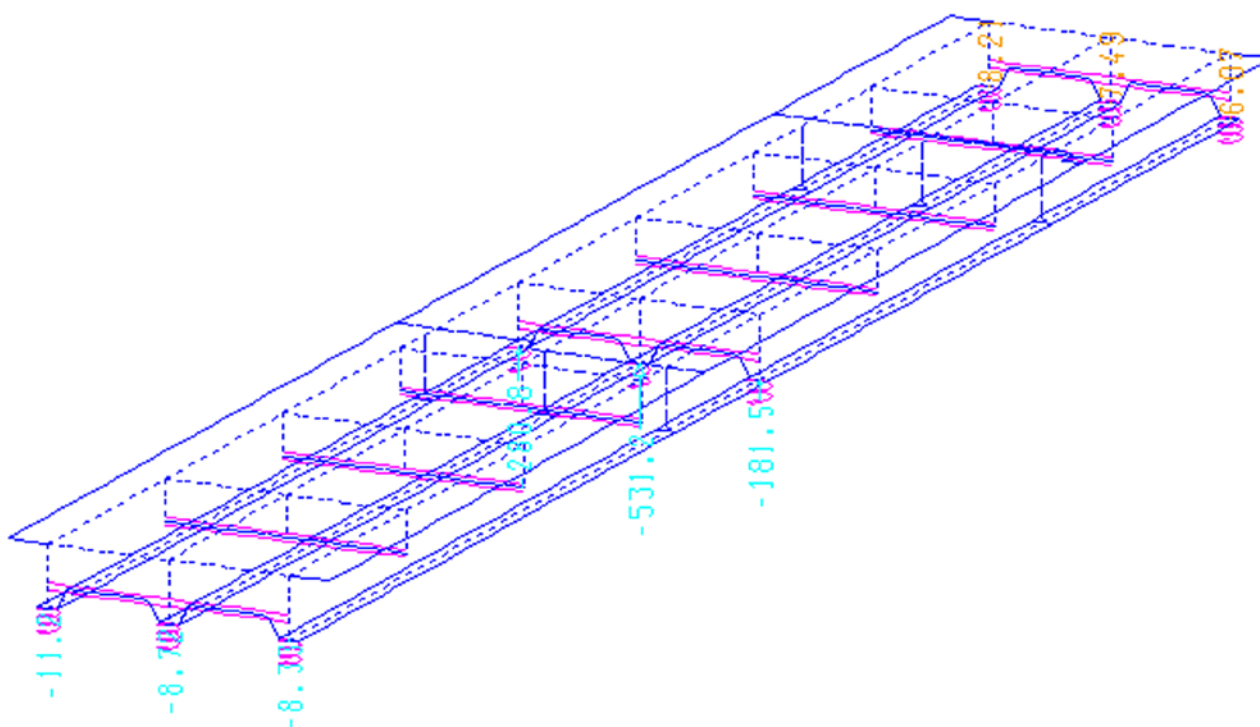


Σχήμα 4.4: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC4

Πίνακας 4.4: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC4

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	4,4	0,3	-185,7	0,0	0,0	0,0
25	4,1	0,0	-168,4	0,0	0,0	0,0
30	3,1	-0,2	-136,2	0,0	0,0	0,0
1300	-4,8	0,2	-222,3	0,0	0,0	0,0
1305	-4,4	0,0	-208,3	0,0	0,0	0,0
1310	-3,9	-0,2	-163,7	0,0	0,0	0,0
2580	0,7	0,0	31,7	0,0	0,0	0,0
2585	0,5	0,0	29,3	0,0	0,0	0,0
2590	0,4	0,0	23,7	0,0	0,0	0,0

4.2.5 Για οχήματα κυκλοφορίας στην ενδιάμεση στήριξη (LC5)

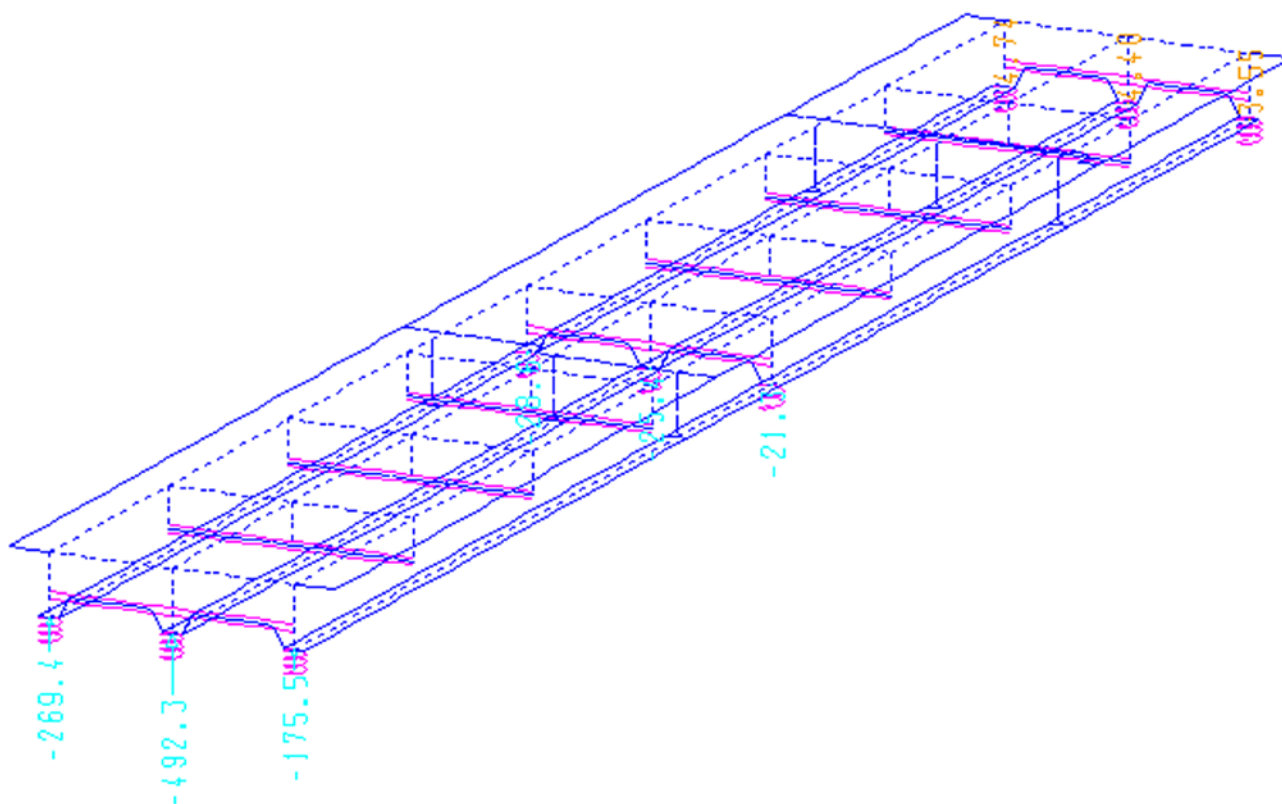


Σχήμα 4.5: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC5

Πίνακας 4.5: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC5

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	0,6	0,0	-11,2	0,0	0,0	0,0
25	0,5	0,0	-8,7	0,0	0,0	0,0
30	0,4	0,0	-8,3	0,0	0,0	0,0
1300	-0,9	1,0	-280,8	0,0	0,0	0,0
1305	-1,0	-0,2	-531,2	0,0	0,0	0,0
1310	-0,6	-0,8	-181,5	0,0	0,0	0,0
2580	0,4	0,0	8,2	0,0	0,0	0,0
2585	0,3	0,0	7,5	0,0	0,0	0,0
2590	0,3	0,0	6,1	0,0	0,0	0,0

4.2.6 Για οχήματα κυκλοφορίας στην ακραία στήριξη (LC6)

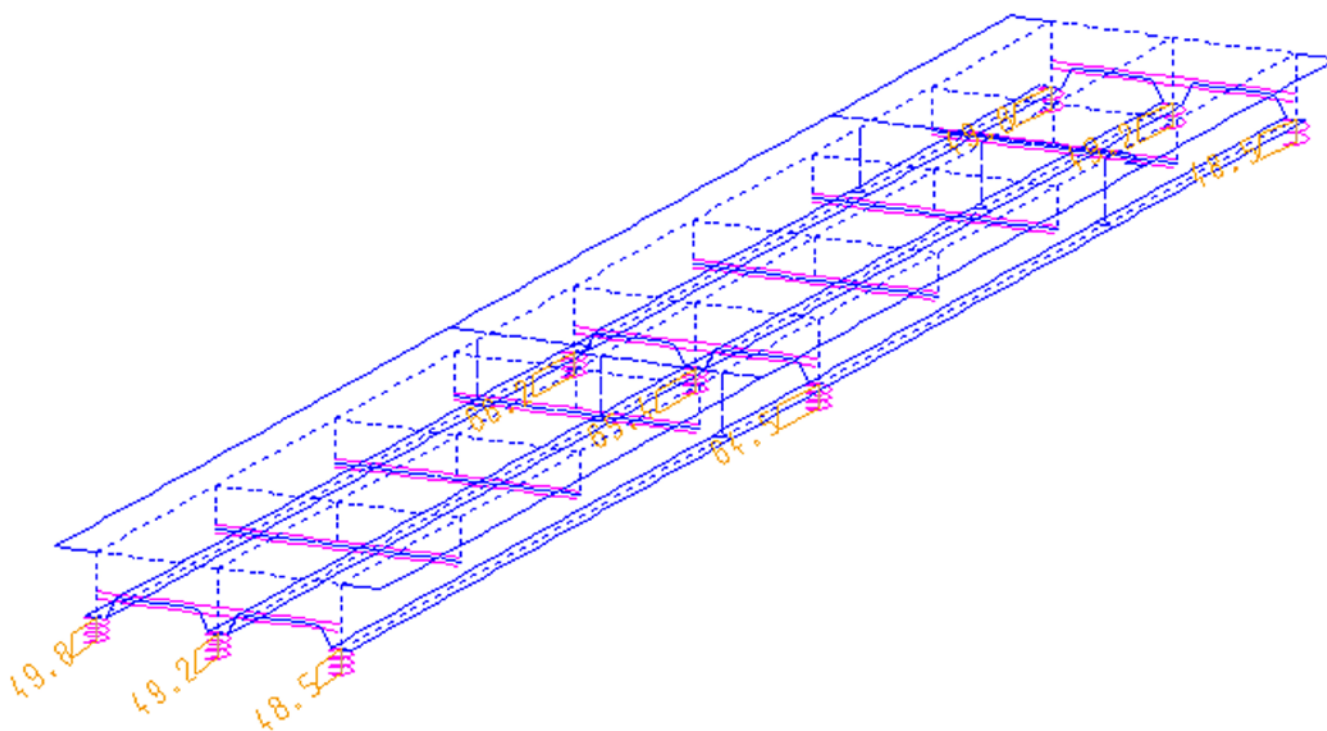


Σχήμα 4.6: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC6

Πίνακας 4.6: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC6

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	1,0	0,9	-269,4	0,0	0,0	0,0
25	1,1	-0,1	-492,3	0,0	0,0	0,0
30	0,7	-0,8	-175,5	0,0	0,0	0,0
1300	-0,9	0,0	-28,6	0,0	0,0	0,0
1305	-0,9	0,0	-25,4	0,0	0,0	0,0
1310	-0,8	0,0	-21,3	0,0	0,0	0,0
2580	-0,1	0,0	4,7	0,0	0,0	0,0
2585	-0,1	0,0	4,4	0,0	0,0	0,0
2590	-0,1	0,0	3,5	0,0	0,0	0,0

4.2.7 Για δύναμη τροχοπέδησης (LC7)

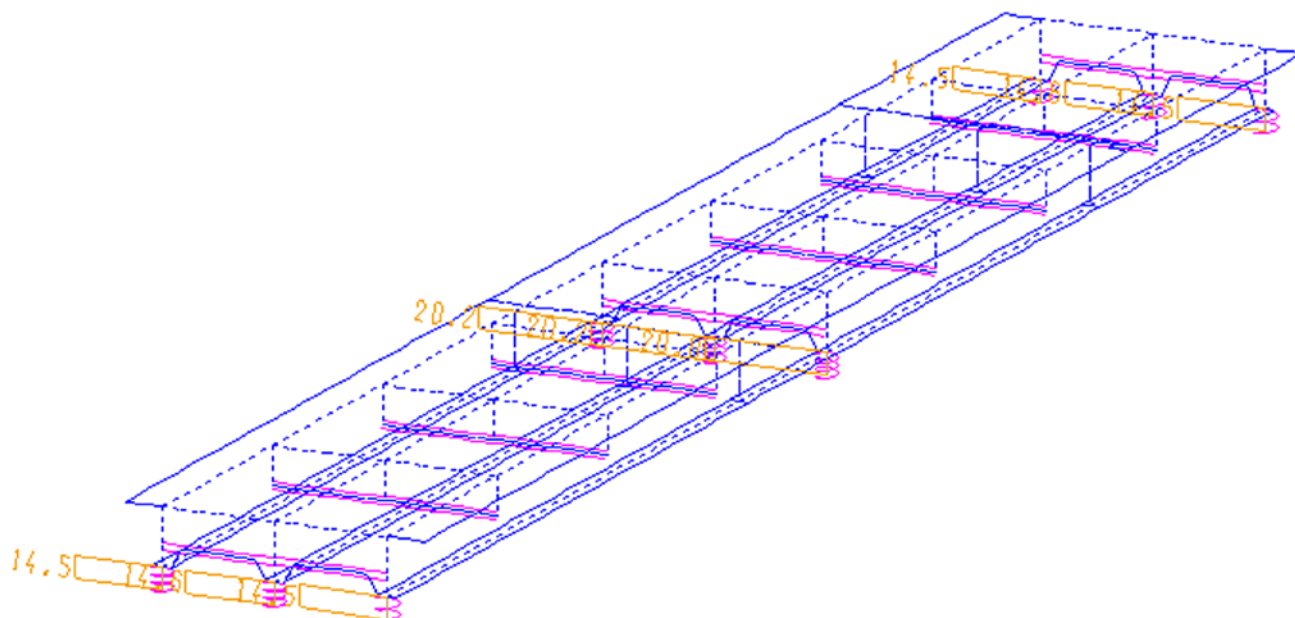


Σχήμα 4.7: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC7

Πίνακας 4.7: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC7

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	-49,5	5,0	1,6	0,0	0,0	0,0
25	-48,9	5,0	4,7	0,0	0,0	0,0
30	-48,3	5,0	9,0	0,0	0,0	0,0
1300	-66,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1305	-65,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1310	-64,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2580	-49,5	-5,0	-1,6	0,0	0,0	0,0
2585	-48,9	-5,0	-4,7	0,0	0,0	0,0
2590	-48,3	-5,0	-9,0	0,0	0,0	0,0

4.2.8 Για εγκάρσιο άνεμο (LC8)

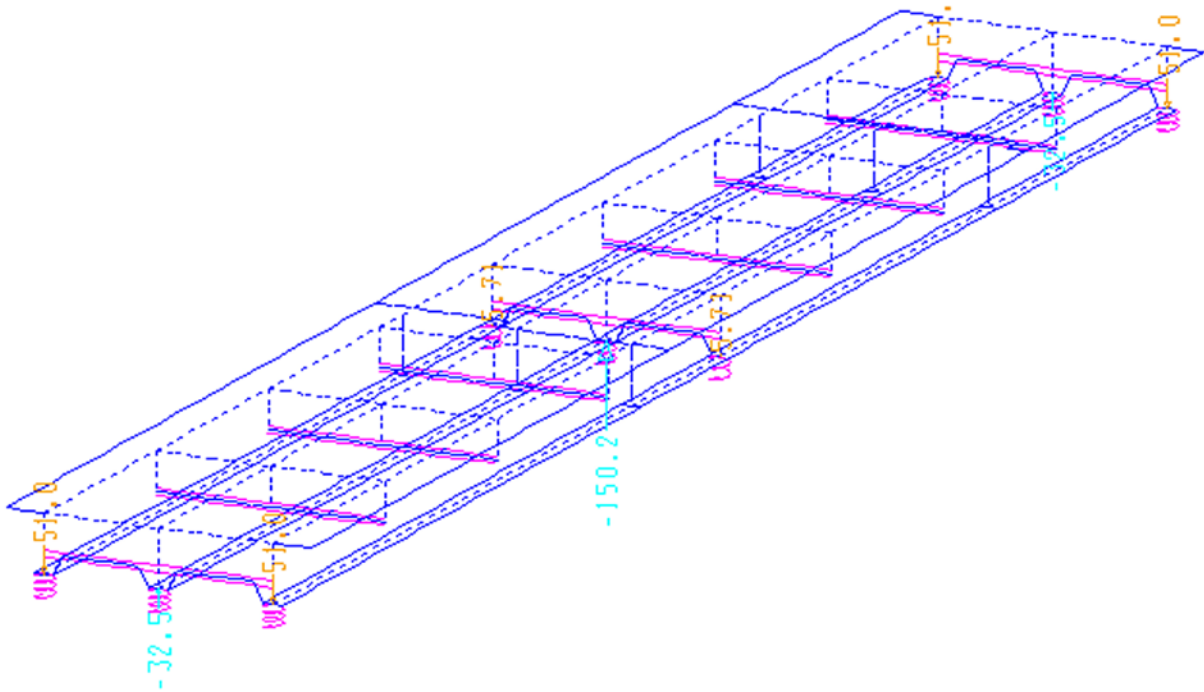


Σχήμα 4.8: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC8

Πίνακας 4.8: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC8

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	0,0	-14,5	7,2	0,0	0,0	0,0
25	0,0	-14,6	2,3	0,0	0,0	0,0
30	0,1	-14,5	-9,4	0,0	0,0	0,0
1300	0,0	-20,2	-1,7	0,0	0,0	0,0
1305	0,0	-20,2	7,2	0,0	0,0	0,0
1310	0,0	-20,0	-5,4	0,0	0,0	0,0
2580	0,0	-14,5	7,2	0,0	0,0	0,0
2585	0,0	-14,6	2,3	0,0	0,0	0,0
2590	-0,1	-14,5	-9,4	0,0	0,0	0,0

4.2.9 Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας (LC9)

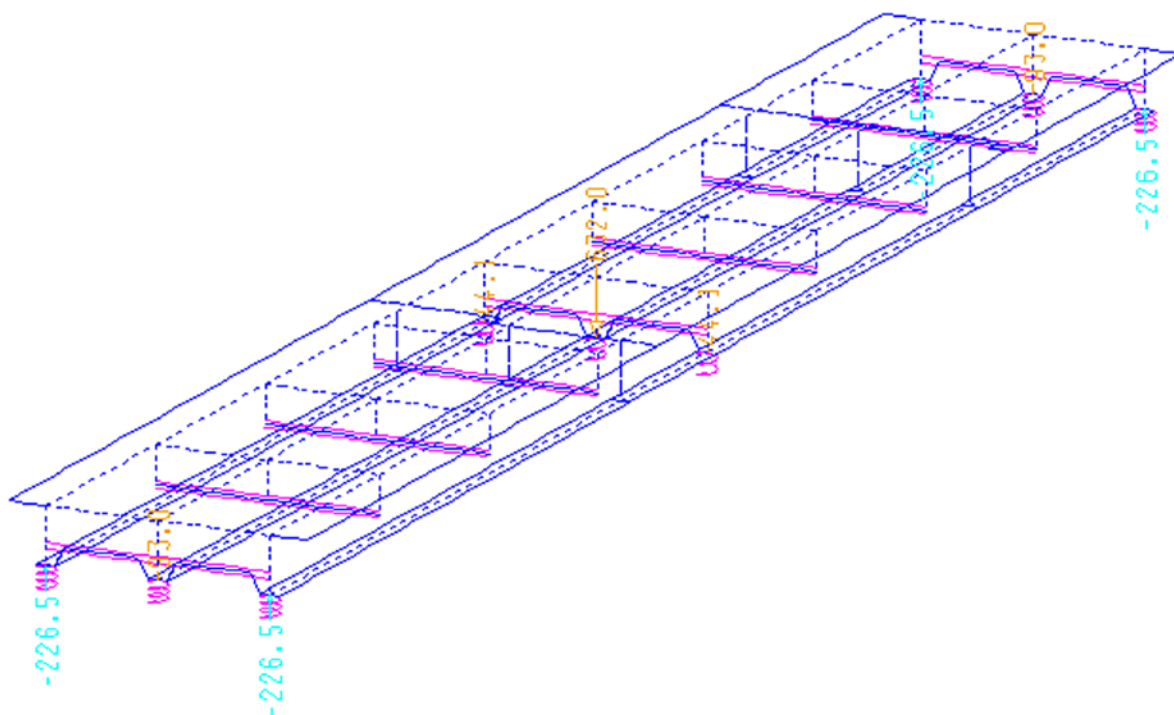


Σχήμα 4.9: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC9

Πίνακας 4.9: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC9

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	31,1	4,0	51,0	0,0	0,0	0,0
25	31,3	0,0	-32,5	0,0	0,0	0,0
30	31,1	-4,0	51,0	0,0	0,0	0,0
1300	0,0	5,4	5,7	0,0	0,0	0,0
1305	0,0	0,0	-150,2	0,0	0,0	0,0
1310	0,0	-5,4	5,7	0,0	0,0	0,0
2580	-31,1	4,0	51,0	0,0	0,0	0,0
2585	-31,3	0,0	-32,5	0,0	0,0	0,0
2590	-31,1	-4,0	51,0	0,0	0,0	0,0

4.2.10 Για γραμμική μεταβολή θερμοκρασίας (LC10)

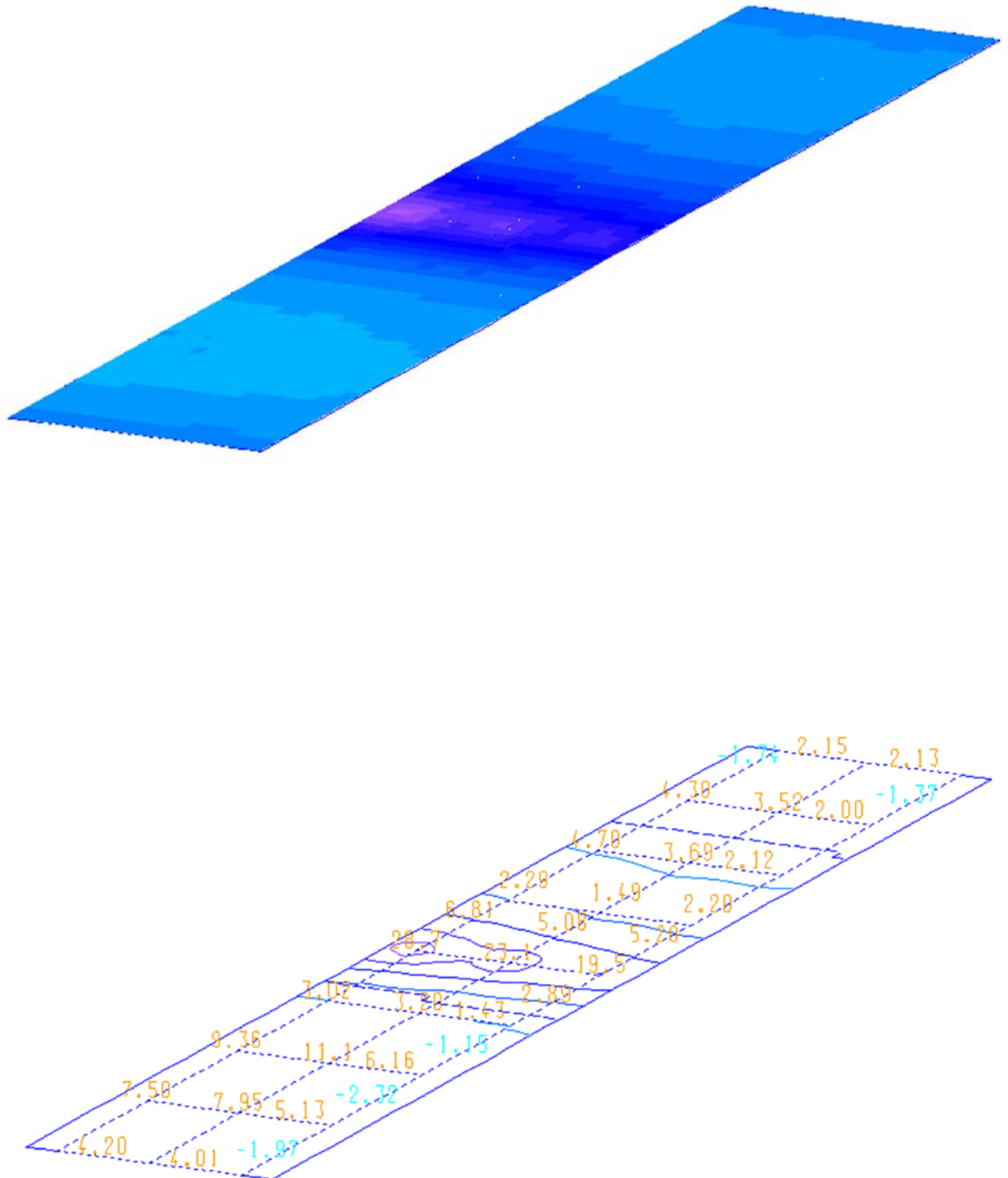


Σχήμα 4.10: Δυσμενέστερες αντιδράσεις ελατηρίων λόγω φόρτισης LC10

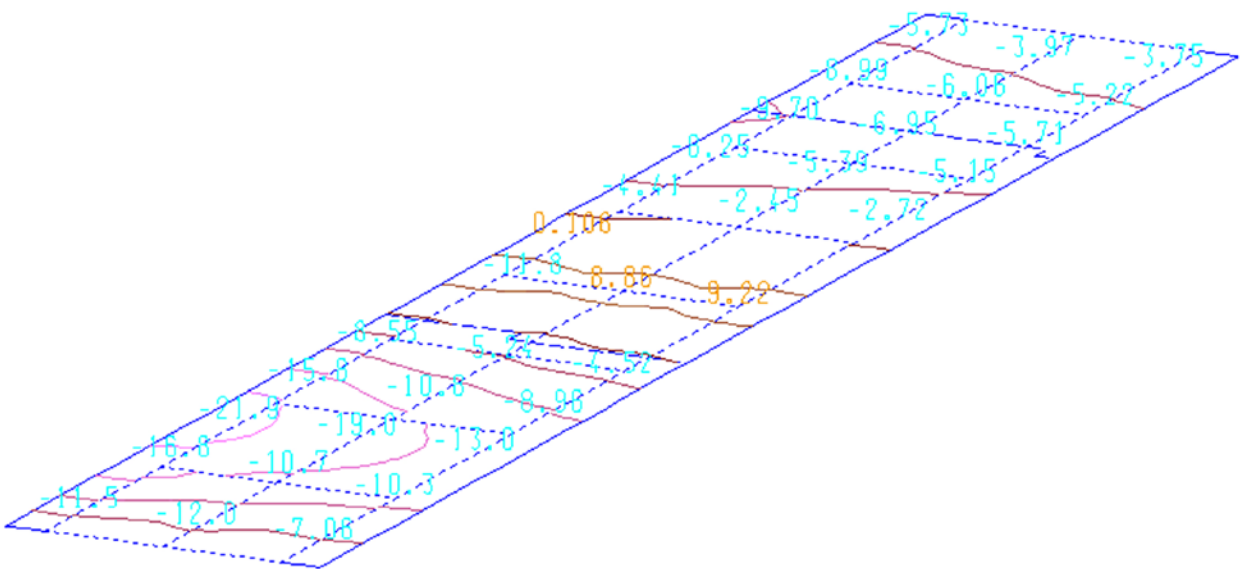
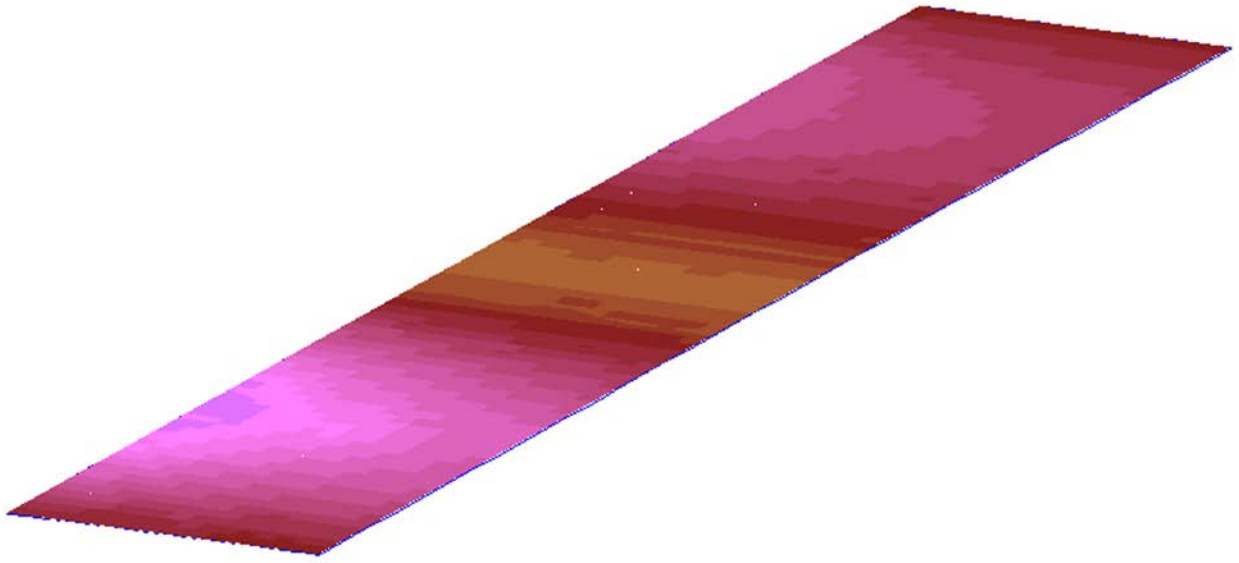
Πίνακας 4.10: Αντιδράσεις ελατηρίων για LC10

Αριθμός Κόμβων Ελατηρίων	P_x (KN)	P_y (KN)	P_z (KN)	M_x (KNm)	M_y (KNm)	M_z (KNm)
20	-0,1	-0,6	-226,5	0,0	0,0	0,0
25	-0,8	0,0	93,0	0,0	0,0	0,0
30	-0,1	0,6	-226,5	0,0	0,0	0,0
1300	0,0	-0,9	44,1	0,0	0,0	0,0
1305	0,0	0,0	632,0	0,0	0,0	0,0
1310	0,0	0,9	44,1	0,0	0,0	0,0
2580	0,1	-0,6	-226,5	0,0	0,0	0,0
2585	0,8	0,0	93,0	0,0	0,0	0,0
2590	0,1	0,6	-226,5	0,0	0,0	0,0

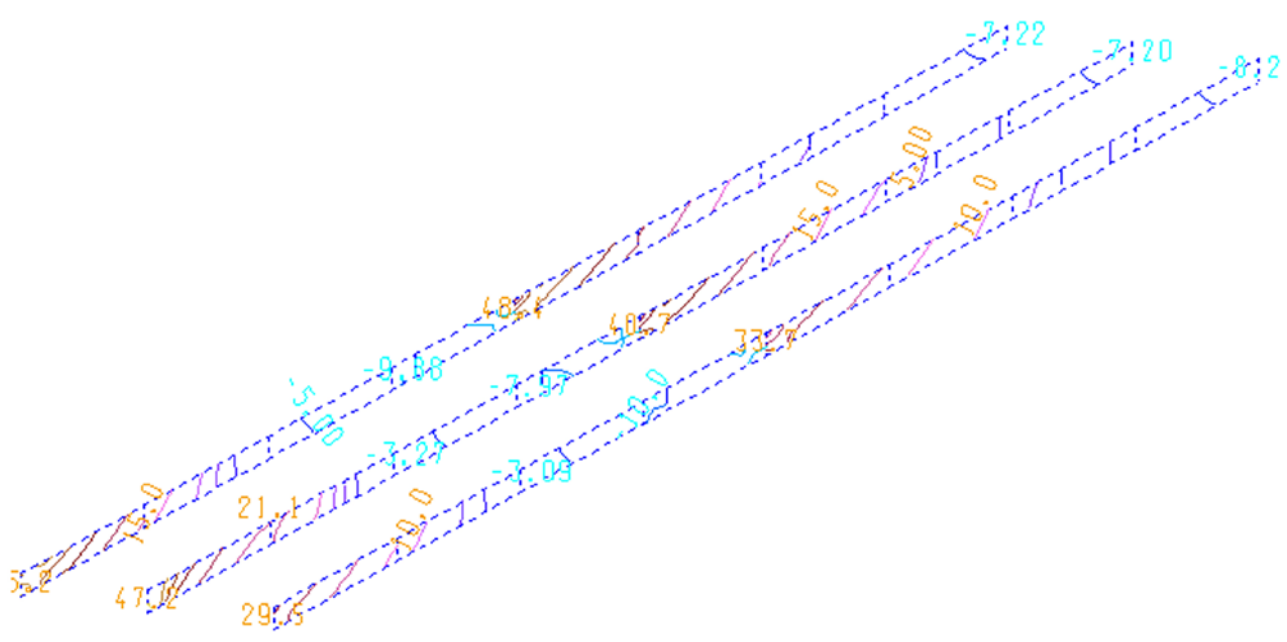
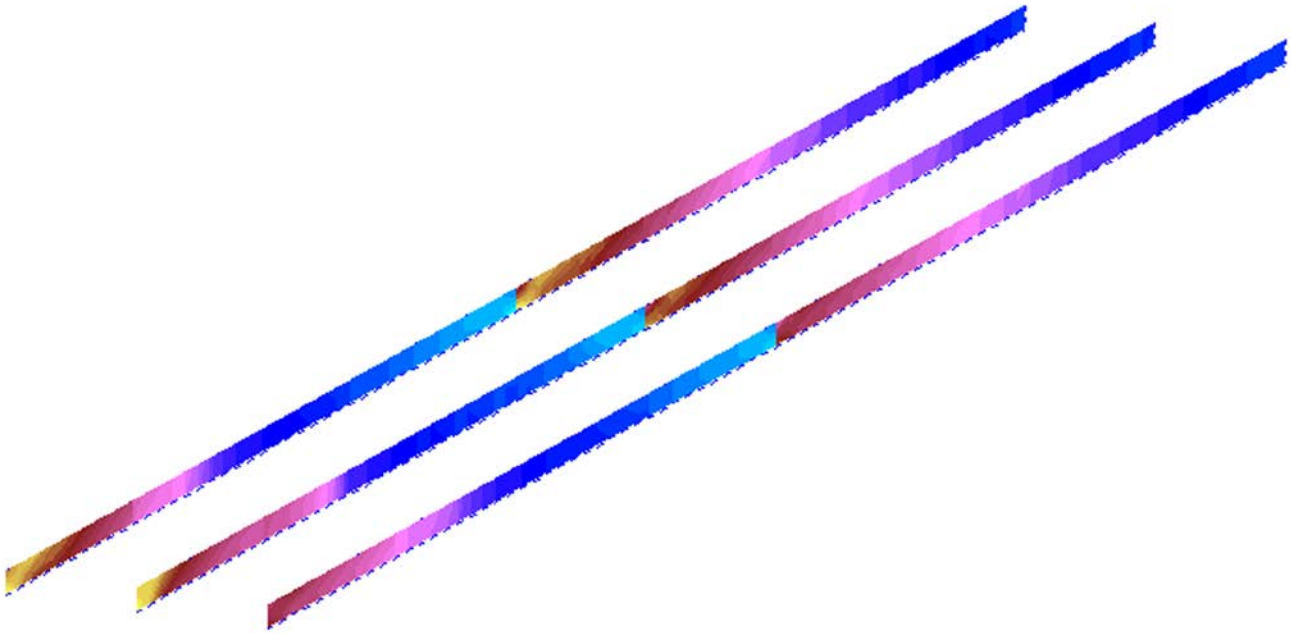
4.3 Ορθές και διατμητικές τάσεις στοιχείων φορέα



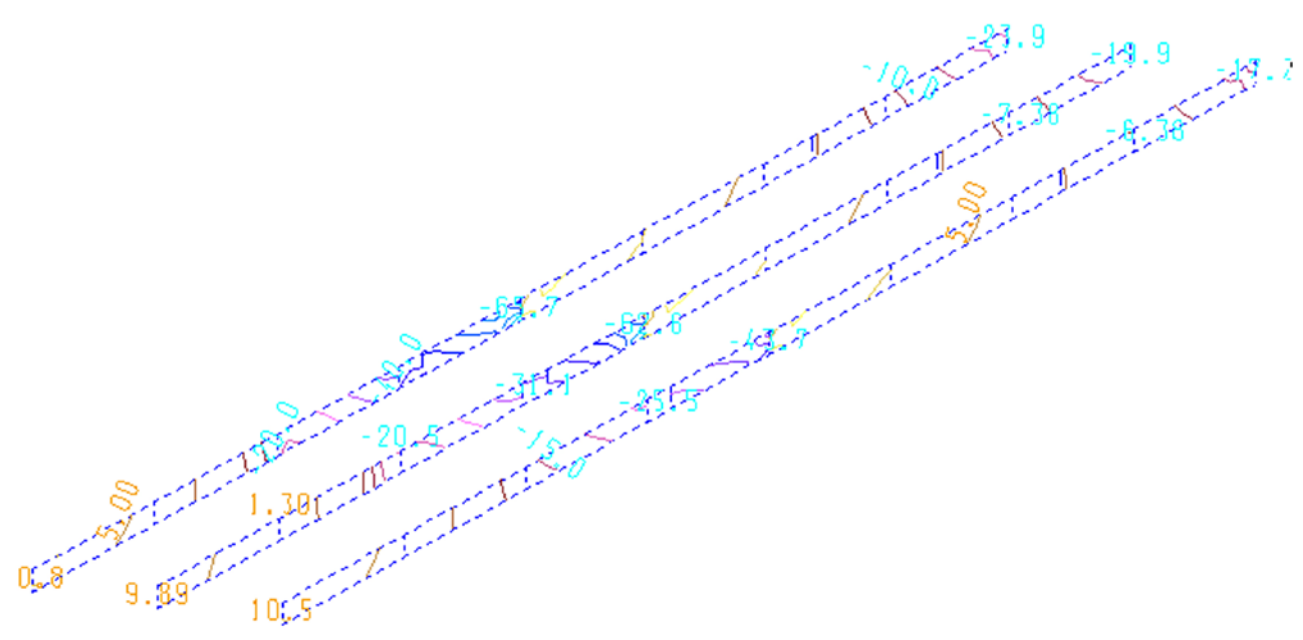
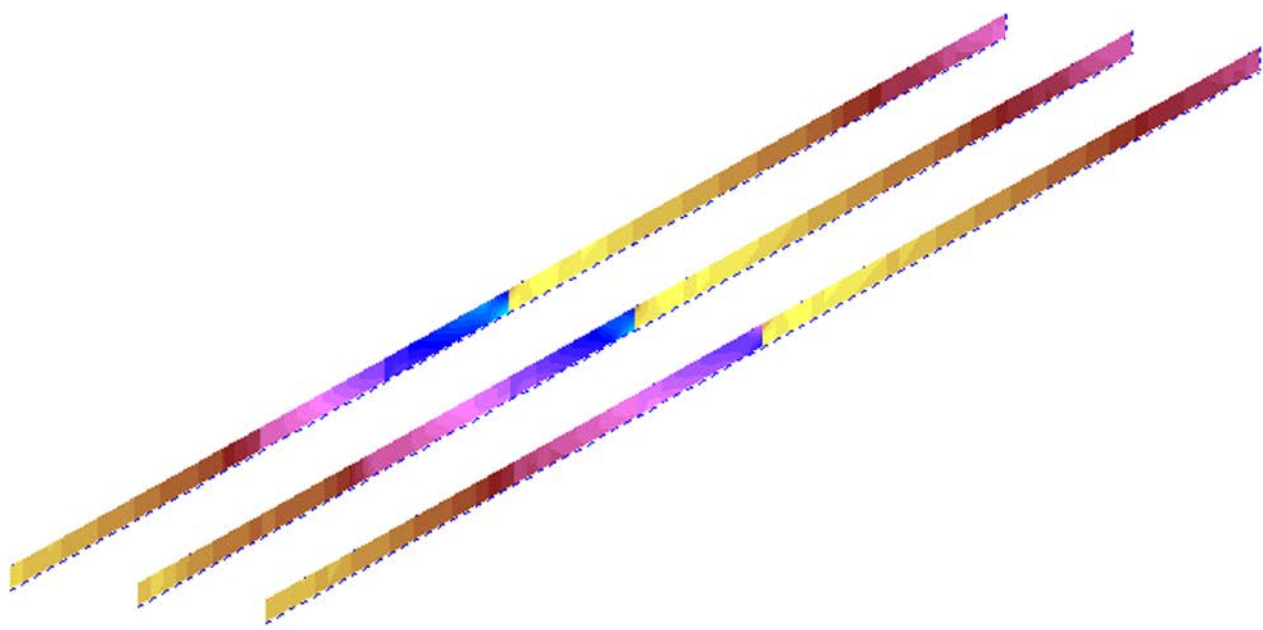
Σχήμα 4.11: Διακύμανση μέγιστων ορθών τάσεων στην πλάκα καταστρώματος:
(άνω) Χρωματική απεικόνιση, (κάτω) Αριθμητική απεικόνιση



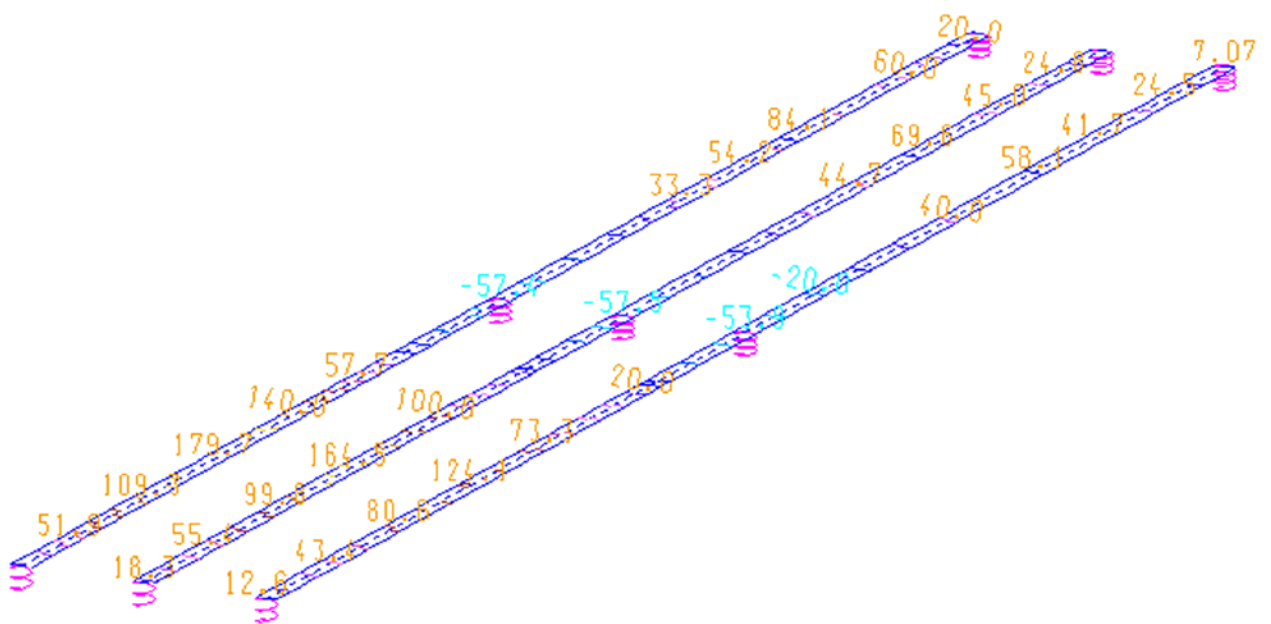
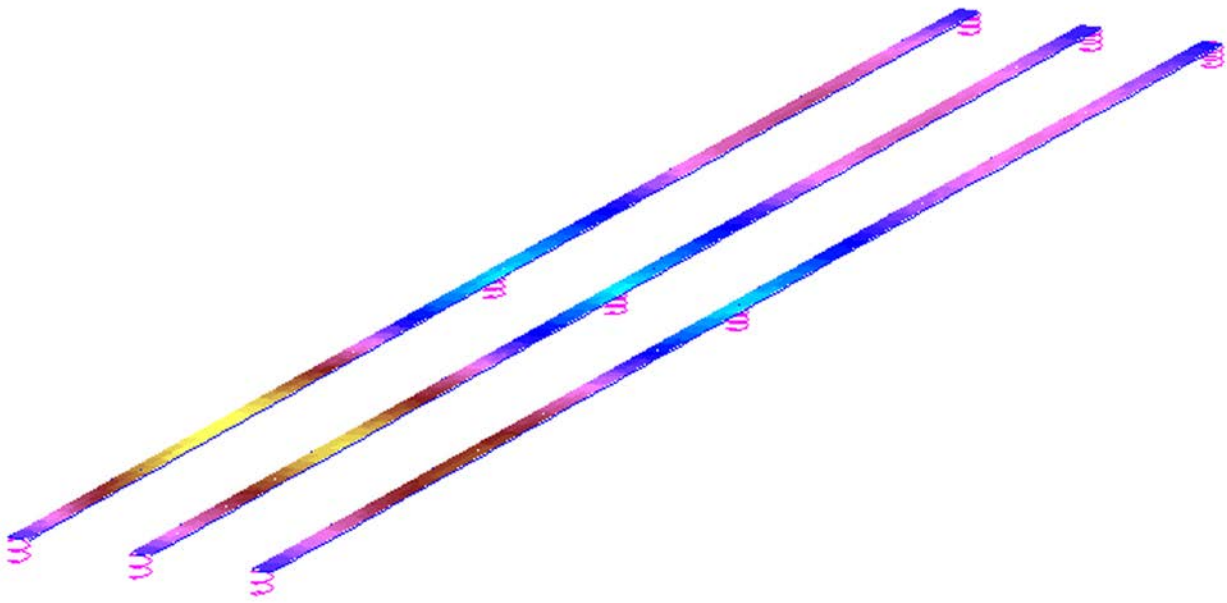
Σχήμα 4.12: Διακύμανση ελάχιστων ορθών τάσεων στην πλάκα καταστρώματος:
 (άνω) Χρωματική απεικόνιση, (κάτω) Αριθμητική απεικόνιση



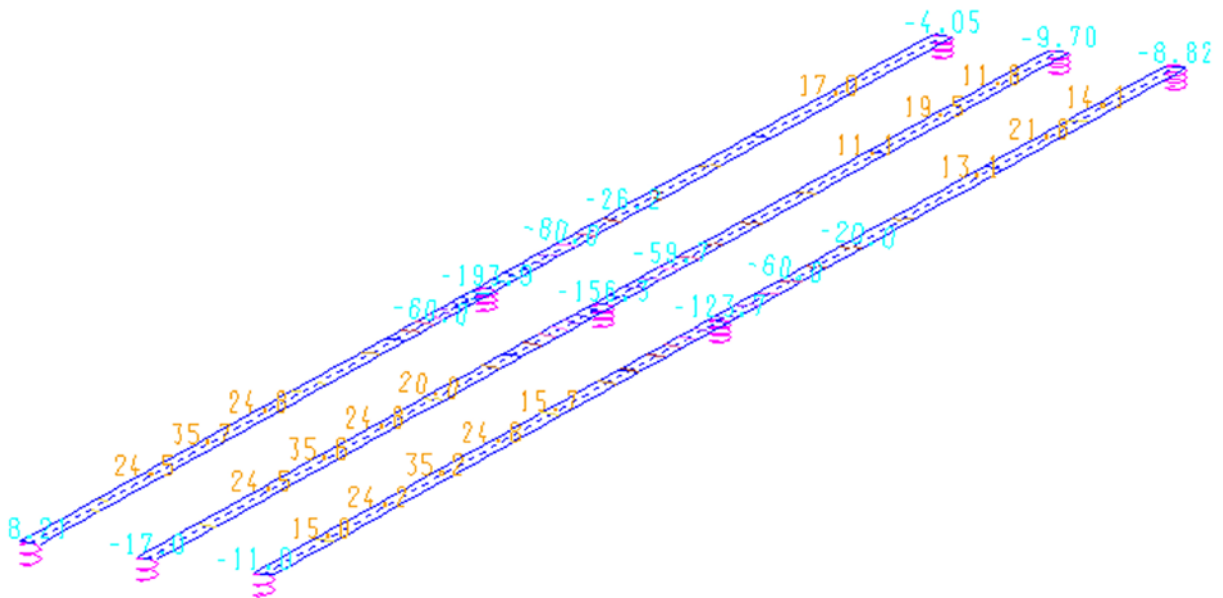
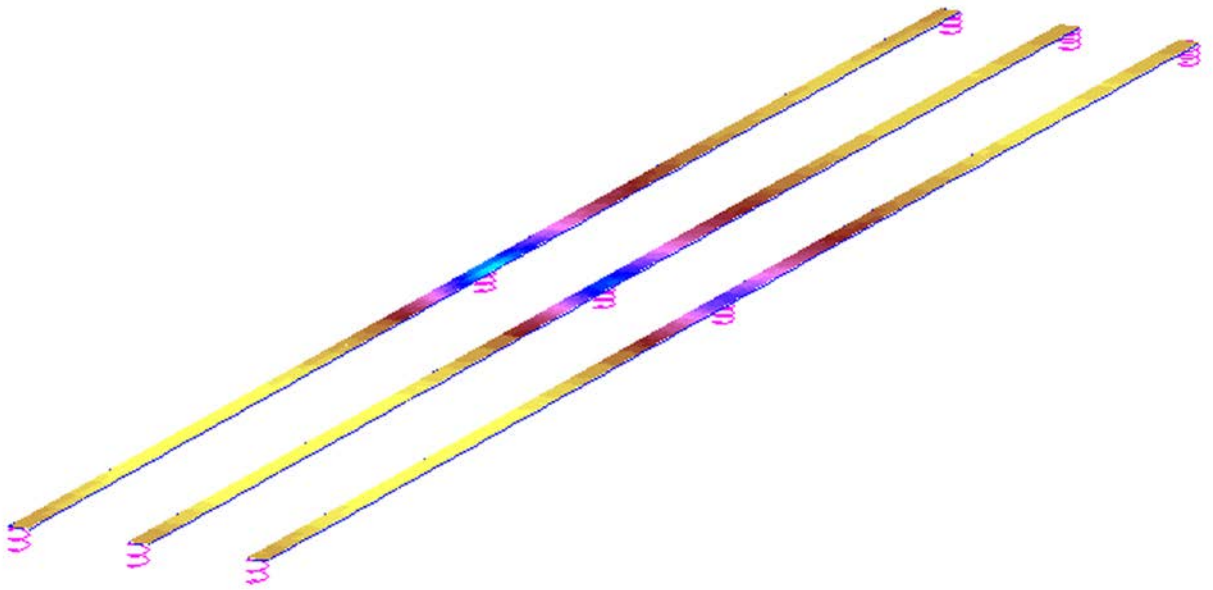
Σχήμα 4.13: Διακύμανση μέγιστων διατμητικών τάσεων στους κορμούς των κύριων δοκών:
 (άνω) Χρωματική απεικόνιση, (κάτω) Αριθμητική απεικόνιση



Σχήμα 4.14: Διακύμανση ελάχιστων διατμητικών τάσεων στους κορμούς των κύριων δοκών:
 (άνω) Χρωματική απεικόνιση, (κάτω) Αριθμητική απεικόνιση

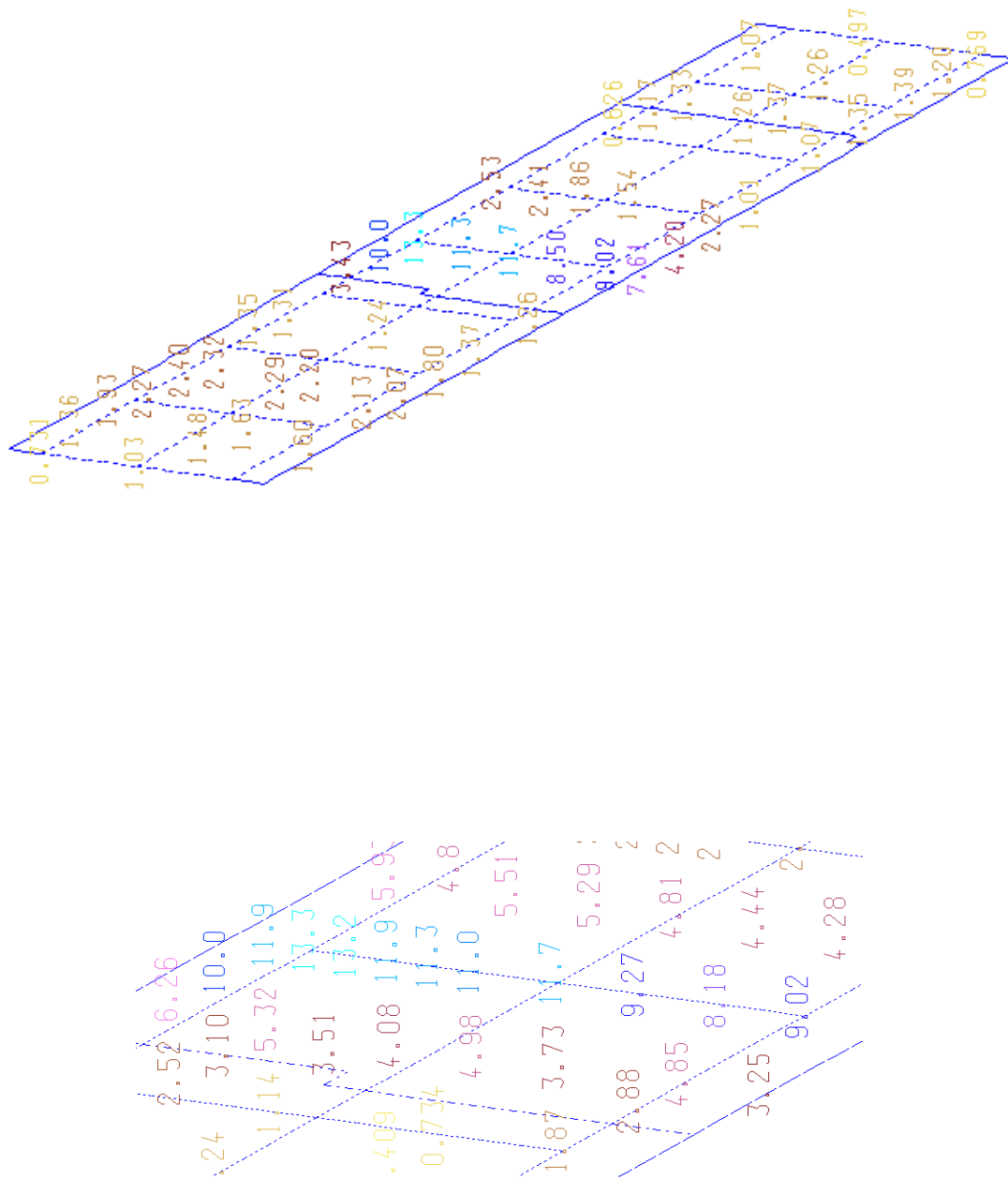


Σχήμα 4.15: Διακύμανση μέγιστων ορθών τάσεων στα κάτω πέλματα των κύριων δοκών:
 (άνω) Χρωματική απεικόνιση, (κάτω) Αριθμητική απεικόνιση

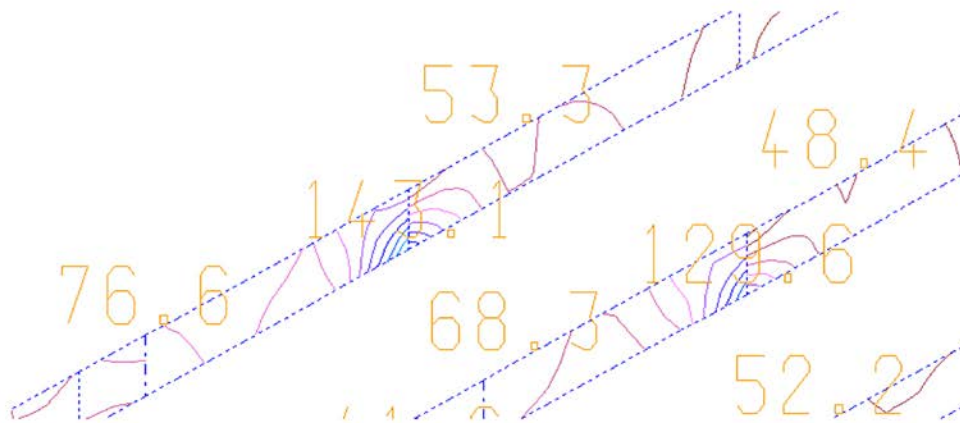
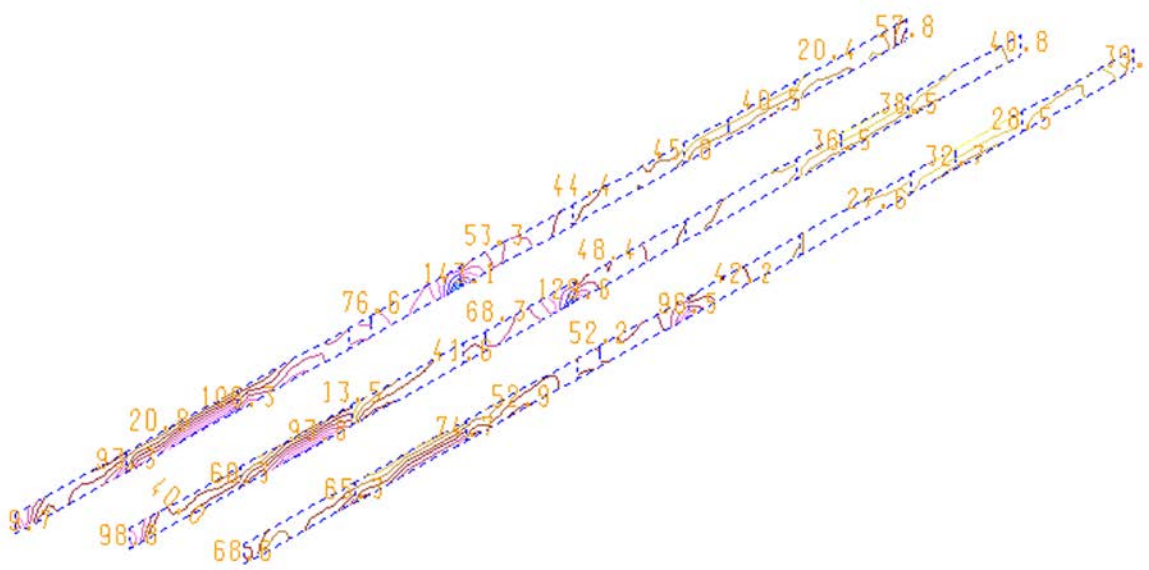


Σχήμα 4.16: Διακύμανση ελάχιστων ορθών τάσεων στα κάτω πέλματα των κύριων δοκών:
 (άνω) Χρωματική απεικόνιση, (κάτω) Αριθμητική απεικόνιση

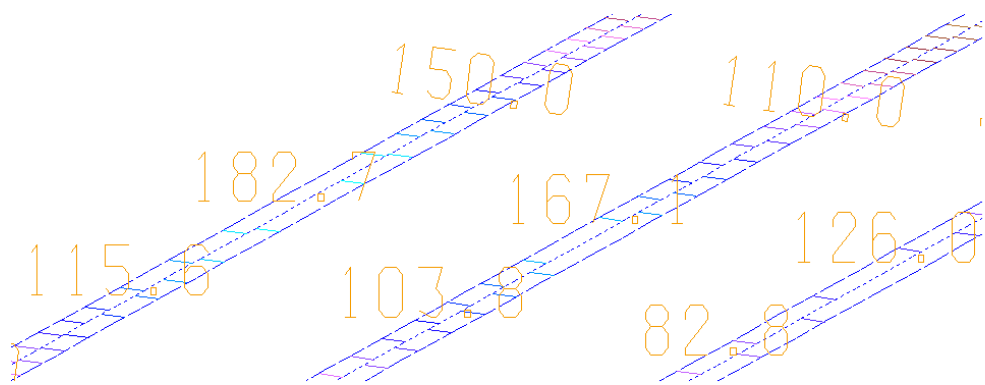
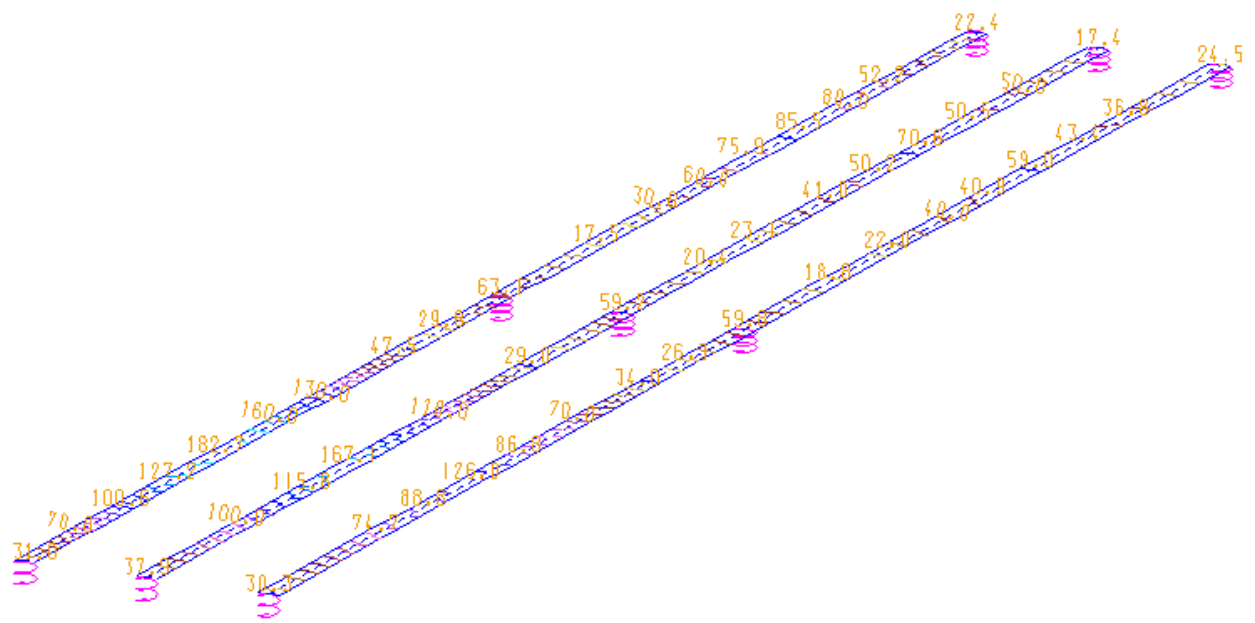
4.4 Έλεγχος von Mises



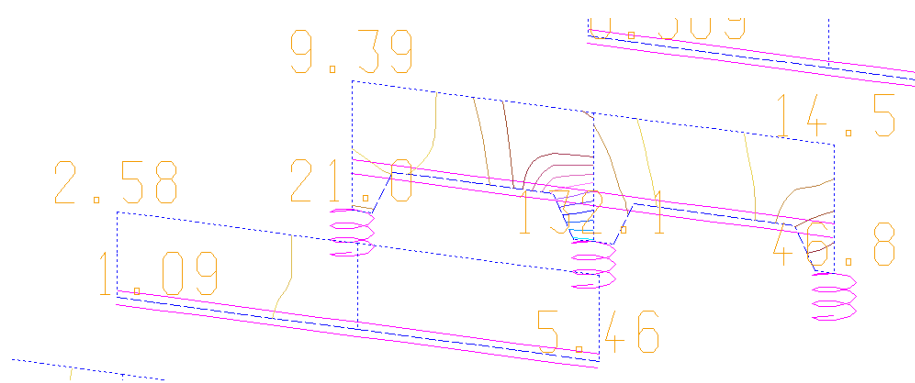
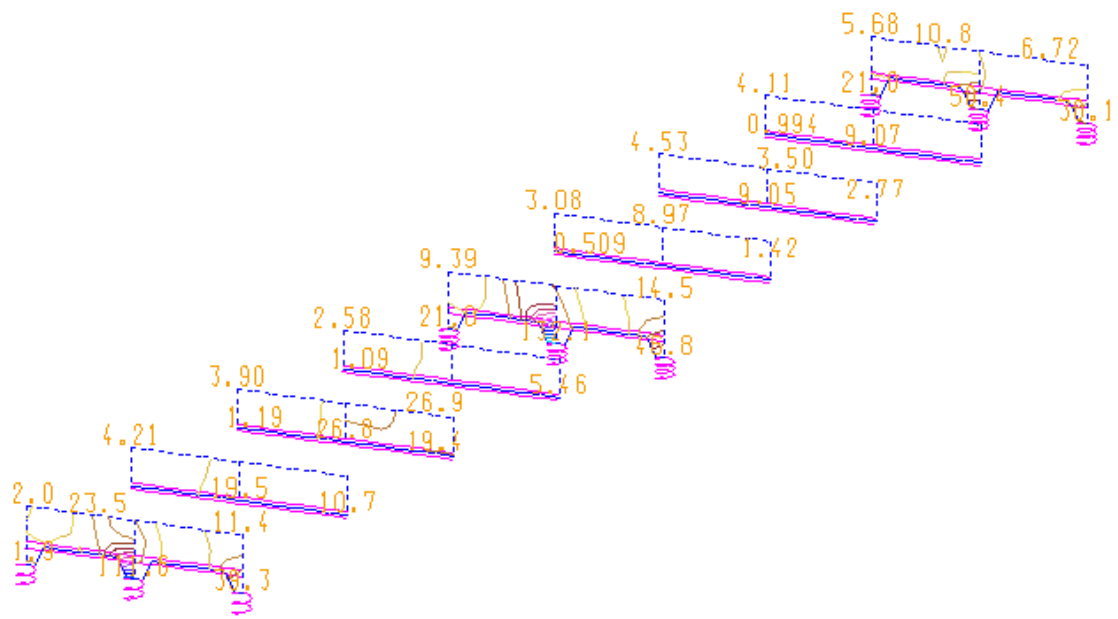
Σχήμα 4.17: Διακύμανση μέγιστων τάσεων von Mises στην πλάκα καταστρώματος



Σχήμα 4.18: Διακόμανση μέγιστων τάσεων von Mises στους κορμούς των κύριων δοκών



Σχήμα 4.19: Διακύμανση μέγιστων τάσεων von Mises στα κάτω πέλματα των κύριων δοκών



Σχήμα 4.20: Διακύμανση μέγιστων τάσεων von Mises στις διαδοκίδες

4.5 Έλεγχος Κύρτωσης

4.5.1 Εισαγωγή

Κάθε μέλος μιας σιδηράς γέφυρας, που συντίθεται από επίπεδα ελάσματα συγκολλημένα ή κοχλιωμένα μεταξύ τους, διατρέχει τον κίνδυνο αστοχίας λόγω κύρτωσης των ελασμάτων αυτών (π.χ. σύνθετες δοκοί, βάθρα, πυλώνες κλπ). Σε σύμμικτες γέφυρες με κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα εξετάζεται η κύρτωση του κορμού των κύριων δοκών. Η καταπόνηση σε αυτή προκύπτει ανάλογα με τη θέση του φατώματος είτε από καθαρά διατμητικές είτε από καθαρά ορθές τάσεις είτε από συνδυασμό αυτών. Το φαινόμενο αυτό αποτελεί μια μορφή τοπικού λυγισμού και εκδηλώνεται με τη δημιουργία ρυτιδώσεων ή πτυχώσεων των επίπεδων ελασμάτων, αν για οποιοδήποτε λόγο υπάρξει υπέρβαση τάσεων σε κάποιο σημείο.

Στους ελέγχους, συνεπώς, που πραγματοποιούνται στην οριακή κατάσταση αστοχίας, πρέπει να συνυπολογίζονται οι ακόλουθες επιδράσεις:

- Διαμήκεις τάσεις $\sigma_{x,Ed}$, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της διατμητικής υστέρησης και της κύρτωσης των ελασμάτων
- Εγκάρσιες τάσεις $\sigma_{z,Ed}$, λαμβάνοντας υπόψη την κατανομή τους και την κύρτωση των ελασμάτων
- Διατμητικές τάσεις τ_{Ed} , λαμβάνοντας υπόψη την κύρτωση των ελασμάτων
- Συνδυασμένες δράσεις των παραπάνω, όταν επενεργούν ταυτόχρονα στην ίδια διατομή

Ο έλεγχος για κάθε μεμονωμένη επίδραση γίνεται με τις ακόλουθες σχέσεις:

$$n_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_{yd}} = \frac{N_{sd}}{f_{yd} \cdot A_{eff}} + \frac{M_{sd} + N_{sd} \cdot e_N}{f_{yd} \cdot W_{eff}} \leq 1,0, \quad (4.1)$$

$$n_2 = \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{ywd}} = \frac{F_{sd}}{f_{ywd} \cdot L_{eff} \cdot t} \leq 1, \quad (4.2)$$

$$n_3 = \frac{\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3}}{\chi_V \cdot f_{ywd}} = \frac{V_{sd} \cdot \sqrt{3}}{\chi_V \cdot f_{ywd} \cdot b \cdot t} \leq 1,0, \quad (4.3)$$

όπου A_{eff}	η ενεργός επιφάνεια της διατομής
b	το πλάτος του ελάσματος
e_N	η μετατόπιση (εκκεντρότητα) του ουδέτερου άξονα σε σχέση με τον κεντροβαρικό άξονα της πλήρους διατομής
F_{sd}	η εγκάρσια δύναμη σχεδιασμού
f_{yd}	η αντοχή διαρροής σχεδιασμού f_y/γ_m
L_{eff}	το ενεργό μήκος για τον έλεγχο αντοχής σε εγκάρσιες δυνάμεις
M_{sd}	η καμπτική ροπή σχεδιασμού
N_{sd}	η αξονική δύναμη σχεδιασμού
t	το πάχος του ελάσματος
V_{sd}	η τέμνουσα σχεδιασμού
W_{eff}	η ενεργός ροπή αντίστασης
χ_V	συντελεστής αντοχής για αντοχή σε τέμνουσα

Οι έλεγχοι για αλληλεπιδράσεις των παραπάνω είναι οι εξής:

- Έλεγχος αλληλεπίδρασης μεταξύ τέμνουσας, καμπτικής ροπής και αξονικής δύναμης

Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται όταν το n_3 ξεπερνά την τιμή 0,5, οπότε και χρειάζεται να μειωθεί η αντοχή σχεδιασμού σε καμπτική ροπή και αξονική δύναμη. Η συνδυασμένη επενέργεια κάμψης και τέμνουσας στον κορμό ενός I ή μιας κλειστής διατομής πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$n_1 + \left[1 - \frac{M_{f.Rd}}{M_{pl.Rd}} \right] \cdot [2 \cdot n_3 - 1]^2 \leq 1,0, \quad (4.4)$$

όπου $M_{f.Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής σχεδιασμού μιας διατομής λαμβάνοντας υπόψη μόνο τα πέλματα

$M_{pl.Rd}$ η πλαστική ροπή αντοχής σχεδιασμού της διατομής, ανεξάρτητα από την κατηγορία της διατομής

- Έλεγχος αλληλεπίδρασης μεταξύ εγκάρσιας δύναμης, καμπτικής ροπής και αξονικής δύναμης

Εάν η δοκός υπόκειται σε συγκεντρωμένη εγκάρσια δύναμη σε συνδυασμό με καμπτική ροπή και αξονική δύναμη, θα πρέπει να ικανοποιείται και η σχέση:

$$n_2 + 0,8 \cdot n_1 \leq 1,4, \quad (4.5)$$

Κύρτωση πλακών υπό θλίψη

Η κύρτωση των πλακών λόγω διαμήκων θλιπτικών τάσεων υπολογίζεται μέσω μιας ενεργού διατομής. Η ενεργός αυτή διατομή ορίζεται διαφορετικά ανάλογα με το εάν υπάρχουν ή όχι διαμήκεις νευρώσεις. Κατά τον έλεγχο, λοιπόν, εξετάζουμε χωριστά τα τμήματα-ελάσματα με και χωρίς διαμήκεις νευρώσεις.

Τα στοιχεία της ενεργού διατομής βασίζονται στις ενεργές επιφάνειες των θλιβόμενων στοιχείων και στις θέσεις τους μέσα στην πρώτη. Η ενεργός επιφάνεια (A_{eff}) μιας πλάκας ή μέρους της πλάκας υπό θλίψη προκύπτει από τη σχέση:

$$A_{eff} = \rho_c \cdot A_c, \quad (4.6)$$

όπου A_c η ενεργός επιφάνεια όλων των νευρώσεων και των επιμέρους φανωμάτων που βρίσκονται πλήρως ή μερικώς στη θλιβόμενη ζώνη, για την οποία ισχύει:

$$A_c = A_{sl,eff} + \sum \rho_{pan} \cdot b_{c,pan} \cdot t, \quad (4.7)$$

με $A_{sl,eff}$ η ενεργός διατομή όλων των διαμήκων νευρώσεων της θλ. ζώνης

$b_{c,pan}$ το πλάτος του θλ. τμήματος κάθε επιμέρους φανώματος

ρ_{pan} ο μειωτικός συντελεστής για κάθε επιμέρους φάνωμα

και ρ_c ο μειωτικός συντελεστής για καθολική κύρτωση πλάκας, που υπολογίζεται από τη σχέση:

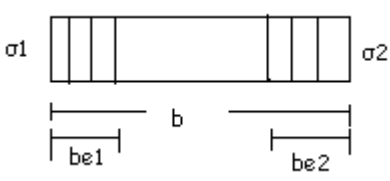
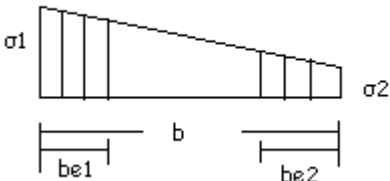
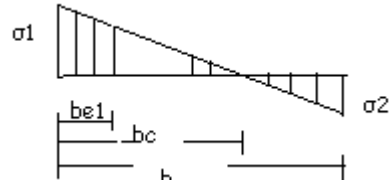
$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \cdot \xi \cdot (2 - \xi) + \chi_c, \quad (4.8)$$

με χ_c ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό ενισχυμένης πλάκας
 ρ ο μειωτικός συντελεστής κύρτωσης πλάκας
 $\xi = \sigma_{cr,p} / \sigma_{cr,c} - 1$ και $0 < \xi < 1$ παράμετρος

Ο μειωτικός συντελεστής κύρτωσης (ρ) βρίσκεται χωρίζοντας την εξεταζόμενη διατομή στα θλιβόμενα στοιχεία και προσδιορίζοντας για κάθε ένα από αυτά την απομείωση του πλάτους λόγω κύρτωσης (ρ_{pan}). Στη συνέχεια, υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής για την ενεργό διατομή.

Συγκεκριμένα, αρχικά βρίσκεται η κατανομή των τάσεων σε κάθε θλιβόμενο τμήμα και μέσω του λόγου $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$. Για πέλματα ο λόγος αυτός πρέπει να βασίζεται στα χαρακτηριστικά της πλήρους διατομής, μειωμένα λόγω της διατμητικής υστέρησης, εφόσον η σχέση του πλάτους τους με το ενεργό μήκος είναι: $b_o \geq L_e / 20$. Με γνωστό το ψ ο συντελεστής κύρτωσης (k_σ) προκύπτει από τους επόμενους πίνακες:

Πίνακας 4.11: Συντελεστής κύρτωσης και ενεργά πλάτη για εσωτερικά και εξωτερικά στοιχεία υπό θλίψη

Κατανομή τάσεων (θλίψη θετική)				Ενεργό πλάτος b_{eff}		
Εσωτερικά στοιχεία υπό θλίψη						
				$\psi = 1$ $b_{eff} = \rho b$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho b$ $b_{e1} = 2 b_{eff} / (5 - \psi)$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho b / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -2$
Συντελ. k_σ	4,0	$\frac{8,2}{1,05 + \psi}$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi^2)$
Εναλλακτικά, για $1 \geq \psi \geq -1$:						
$k_\sigma = \frac{16}{\left[(1 + \psi)^2 + 0,112 \cdot (1 - \psi)^2 \right]^{0,5} + (1 + \psi)}$						
Εξωτερικά στοιχεία υπό θλίψη						

		$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho b_c$			
		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -1$	
Συντελ. k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	
		$1 > \psi \geq 0$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Συντελ. k_σ	0,43	$\frac{0,578}{0,34 + \psi}$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Έπειτα, υπολογίζεται η ανηγμένη λυγηρότητα κάθε στοιχείου σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_w / t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}, \quad (4.9)$$

και από αυτήν προκύπτει ο μειωτικός συντελεστής (ρ_{pan}) ως εξής:

$$\text{όταν } \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \quad \rho_{pan} = 1, \quad (4.10)$$

$$\text{όταν } \bar{\lambda}_p > 0,673 \quad \rho_{pan} = \left(\bar{\lambda}_p - 0,22 \right) / \bar{\lambda}_p^2, \quad (4.11)$$

Στη συνέχεια, προσδιορίζονται τα στοιχεία της ενεργού διατομής, δηλαδή το ύψος (b_{oi}), το εμβαδόν (A), η ροπή αδράνειας (I_{SI}) και το μήκος της (a_c). Εξαιτίας της ύπαρξης δύο μόνο διαμήκων νευρώσεων, η ενεργός αυτή διατομή ταυτίζεται με τη διατομή ενός ιδεατού υποστυλώματος, αποτελούμενου από τις πλήρεις διατομές των ενισχύσεων, από το μισό

του πλήρως θλιβόμενου και από το 1/3 του μερικώς θλιβόμενου γειτονικού τμήματος, δηλαδή:

$$b_{oz} = \frac{b_2}{2} + \frac{b_c}{3}, \quad (4.12)$$

Το μήκος του είναι:
$$a_c = 4,33 \cdot \left[\frac{I_{sl} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b} \right]^{0,25}, \quad (4.13)$$

όπου: b_1, b_2 οι αποστάσεις των διαμήκων νευρώσεων από τα άκρα

Υπολογίζεται, ακόμα, η κρίσιμη τάση του από τη σχέση:

$$\sigma_{cr,p} = \frac{1,05 \cdot E \cdot \sqrt{I_{sl} \cdot t^3 \cdot b}}{A \cdot b_1 \cdot b_2}, \quad \text{για } a > a_c \quad (4.14)$$

$$\sigma_{cr,p} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl}}{A \cdot a^2} + \frac{E \cdot t^3 \cdot b \cdot a^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}, \quad \text{για } a \leq a_c \quad (4.15)$$

Η λυγηρότητα των στοιχείων της πλάκας του ιδεατού υποστυλώματος βρίσκεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\sigma_{com,Ed} \cdot f_y}, \quad (4.16)$$

όπου: $\sigma_{com,Ed}$ η μέγιστη θλιπτική τάση σχεδιασμού στο στοιχείο, προσδιοριζόμενη χρησιμοποιώντας ενεργές επιφάνειες για όλα τα θλιβ. στοιχεία

και $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot f_y}{\sigma_{cr,p}}}$ με β_A ο λόγος μεταξύ ενεργού και πλήρους επιφάνειας θλιβ.

τμήματος της ενισχυμένης πλάκας

Με την εύρεση της ανηγμένης λυγηρότητας της ενεργού διατομής και κατ' αντιστοιχία με τις εξ. (4.10) και (4.11) ορίζεται ο μειωτικός συντελεστής για κύρτωση (ρ).

Ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό της θλιβόμενης ζώνης του κορμού προσδιορίζεται βρίσκοντας, αρχικά, την ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού ως εξής:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{A \cdot a^2}, \quad (4.17)$$

όπου: A η επιφάνεια του θλιβόμενου τμήματος του κορμού, συμπεριλαμβανομένων των των διαμήκων ενισχύσεων

I_x η ροπή αδράνειάς του ως προς κεντροβαρικό άξονα παράλληλο κατά τη διαμήκη έννοια

Στη συνέχεια, υπολογίζονται η ακτίνα αδρανείας και ο συντελεστής ατελειών σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$i = \sqrt{\frac{I_x}{A}}, \quad (4.18)$$

$$a_e = a_o + \frac{0,09}{i/e}, \quad (4.19)$$

όπου: $\alpha_o = 0,34$ για νευρώσεις με κοίλη διατομή
 $= 0,49$ για νευρώσεις με ανοικτή διατομή

Η ανηγμένη λυγηρότητα, συνεπώς, της ισοδύναμης πλάκας λαμβάνεται ίση με:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_A \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}}, \quad (4.20)$$

Ορίζεται, ακόμα, η παράμετρος Φ ως εξής:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_e \cdot (\bar{\lambda}_c - 0,2) + \bar{\lambda}_c^2 \right], \quad (4.21)$$

Και, τέλος, ο μειωτικός συντελεστής λόγω λυγισμού (χ_c) προκύπτει ίσος με:

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \left(\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2 \right)^{0,5}}, \quad (4.22)$$

Κύρτωση πλακών υπό διάτμηση

Πλάκες με b_w/t μεγαλύτερο από $72\varepsilon/\eta$ για μη ενισχυμένο κορμό, ή $31\varepsilon\sqrt{k_\varepsilon}/n$ για ενισχυμένο κορμό, πρέπει να ελέγχονται για αντοχή σε κύρτωση και πρέπει να τοποθετούνται εγκάρσιες νευρώσεις στις στηρίξεις.

Η αντοχή σε κύρτωση για διατομές με ή χωρίς νευρώσεις εξαρτάται από τη συνεισφορά των στοιχείων της, δηλαδή του κορμού και των πελμάτων, σε αυτή, όπως φαίνεται και από την παρακάτω εξίσωση προσδιορισμού της:

$$V_{crd} = \chi_v \cdot f_{ywd} \cdot b \cdot t / \sqrt{3}, \quad (4.23)$$

όπου: $\chi_v = \chi_w + \chi_f$ η συνολική συνεισφορά, λόγω κορμού και πελμάτων αντίστοιχα.

Ωστόσο, χάριν απλότητας, η συνεισφορά των πελμάτων μπορεί να αμελείται.

Ο υπολογισμός της συνεισφοράς του κορμού απαιτεί, αρχικά, τον προσδιορισμό της ανηγμένης λυγηρότητας. Ο τρόπος αυτός διαφέρει ανάλογα με το εάν υπάρχουν και σε ποιες θέσεις εγκάρσιες και διαμήκειες νευρώσεις. Διακρίνονται, λοιπόν, οι εξής περιπτώσεις:

- Για κορμούς με εγκάρσιες νευρώσεις στις στηρίξεις μόνον, η ανηγμένη λυγηρότητα προκύπτει:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_w}{86,4 \cdot t \cdot \varepsilon}, \quad (4.24)$$

- Για κορμούς με εγκάρσιες νευρώσεις στις στηρίξεις και ενδιάμεσες εγκάρσιες και/ή διαμήκειες νευρώσεις, η ανηγμένη λυγηρότητα ορίζεται:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_w}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}}, \quad (4.25)$$

αλλά για κορμούς με διαμήκειες νευρώσεις η τελευταία έχει ελάχιστη τιμή:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{b_{w1}}{37,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\tau 1}}}, \quad (4.26)$$

όπου: b_w το ύψος του κορμού

b_{w1} το πλάτος του μεγαλύτερου επιμέρους φατνώματος

k_τ ο μικρότερος συντελεστής κύρτωσης για το φάτνωμα του κορμού που περιβάλεται από άκαμπτες στηρίξεις (πέλματα ή εγκάρσιες ενισχύσεις), που ορίζεται ως εξής:

$$\text{Για } a/b_w \geq 1 \quad k_\tau = 5,34 + 4,00 \cdot (b_w / a)^2 + k_{\tau st}, \quad (4.27)$$

$$\text{Για } a/b_w < 1 \quad k_\tau = 4,00 + 5,34 \cdot (a / b_w)^2 + k_{\tau st}, \quad (4.28)$$

$$\text{με } k_{\tau st} = 9 \cdot \left[\frac{b_w}{a} \right]^2 \cdot \left[\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right]^{\frac{3}{4}} > \frac{2,1}{t} \cdot \left[\frac{I_{sl}}{b_w} \right]^{\frac{1}{3}}, \quad (4.29)$$

a η απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων νευρώσεων

και b η ροπή αδράνειας της διαμήκου νευρώσεως ως προς τον άξ. z-z

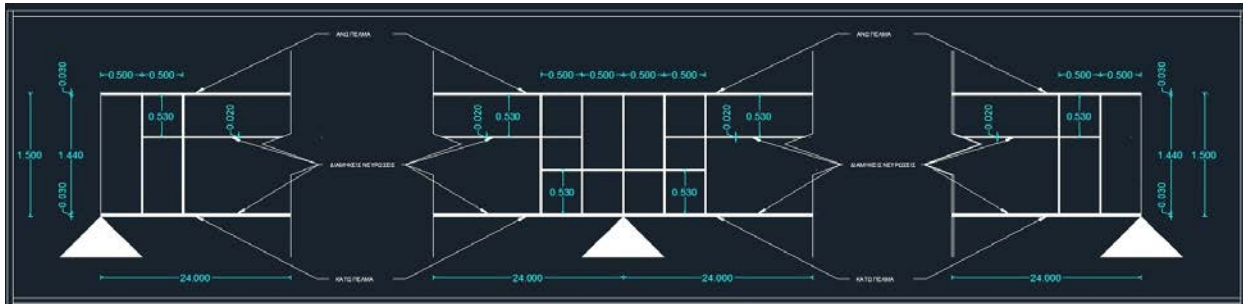
Η συνεισφορά του κορμού σε αντοχή σε κύρτωση, τέλος, προσδιορίζεται από τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4.12: Συνεισφορά χ_w του κορμού στην αντοχή σε κύρτωση

$\bar{\lambda}_w$	χ_w άκαμπτη ακραία νευρώση	χ_w μη άκαμπτη ακραία νευρώση
$< 0,83/n$	n	n
$0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$n=1,20\gamma_{M1}/\gamma_{M0}$ για S235, S275 και S355 $n=1,05\gamma_{M1}/\gamma_{M0}$ για S420 και S460		

Τοποθετούμενες ενισχύσεις και οι απαιτήσεις τους

Στο φορέα τοποθετούνται εγκάρσιες και διαμήκειες νευρώσεις, οι οποίες θα πρέπει να ικανοποιούν ορισμένες απαιτήσεις. Οι εγκάρσιες νευρώσεις έχουν πάχος 20 mm, πλάτος 200 mm και ύψος 1440 mm, ενώ τοποθετούνται εκατέρωθεν του κορμού στις περιοχές των ακραίων και ενδιάμεσων στηρίξεων με μεταξύ τους απόσταση 0,50 m. Οι διαμήκειες νευρώσεις, με πάχος 20 mm και πλάτος 150 mm, απέχουν 0,56 m από τα εκάστοτε θλιβόμενα πέλματα των κύριων δοκών. Οι θέσεις όλων των νευρώσεων παρουσιάζονται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 4.21: Τοποθετούμενες εγκάρσιες και διαμήκειες ενισχύσεις

Κάθε άκαμπτη νευρώση από επίπεδες ράβδους πρέπει να έχει διατομή τουλάχιστον ίση με $4h_w t^2/e$, όπου e είναι η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων με $e > 0,1h_w$ και να έχει ροπή αδράνειας (I_{st}) μεγαλύτερη ή ίση από:

$$\min I_{st} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left[1 + w_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right], \quad (4.30)$$

όπου
$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c} \cdot N_{sd}}{\sigma_{cr,p} \cdot b} \cdot \left[\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right], \quad (4.31)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max}}{f_{yd} \cdot 300 \cdot b} \geq 1,0, \quad (4.32)$$

$$w_0 = \frac{s}{300}, \quad (4.33)$$

- με e_{max} η απόσταση της ακραίας ίνας της νευρώσης από τον κεντροβαρικό άξονα της νευρώσης
- N_{sd} η μεγαλύτερη θλιπτική δύναμη σχεδιασμού των γειτον. φατνωμάτων
- s το μικρότερο από τα a_1 , a_2 και b

Για τις ενδιάμεσες εγκάρσιες νευρώσεις θα πρέπει, επιπλέον, να ισχύει για τη ροπή αδράνειας:

$$I_{st} \geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2, \quad \text{αν } a/h_w < \sqrt{2} \quad (4.34)$$

$$I_{st} \geq 0,75 \cdot h_w \cdot t^3, \quad \text{αν } a/h_w \geq \sqrt{2} \quad (4.35)$$

Οι διαμήκεις νευρώσεις με ανοικτές διατομές θα πρέπει, προκειμένου να αποφευχθεί ο στρεπτικός λυγισμός τους, να πληρούν μία από τις παρακάτω δύο προϋποθέσεις:

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 11,0 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \text{ή} \quad \frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E} \quad (4.36)$$

όπου: b το πλάτος της πλάκας μεταξύ των νευρώσεων

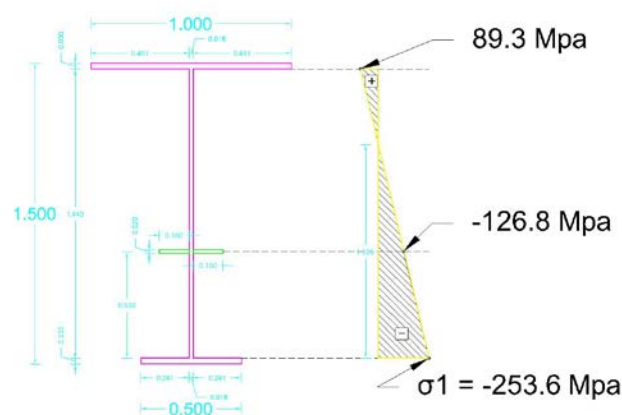
t το πάχος της πλάκας μεταξύ των νευρώσεων

I_p η πολική ροπή αδρανείας της επιφάνειας της νευρώσης μόνον, περί τον άξ. επαφής με την πλάκα

I_T η σταθερά στρέψης κατά St. Venant της νευρώσης μόνον

4.5.2 Κύρτωση κορμού υπό θλίψη

Για την πραγματοποίηση του ελέγχου πρέπει οπωσδήποτε να διατίθεται η κατανομή των τάσεων στην εξεταζόμενη διατομή, προκειμένου να προσδιορίζονται τα θλιβόμενα στοιχεία. Το διάγραμμα των τάσεων της εξεταζόμενης διατομής φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



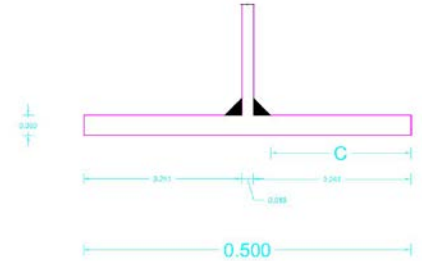
Σχήμα 4.22: Διάγραμμα κατανομής τάσεων στον κορμό της δυσμενέστερης κύριας δοκού στη θέση της ενδιάμεσης στήριξης

Αρχικά, υπολογίζονται τα ενεργά πλάτη των επιμέρους πλακοειδών στοιχείων.

Θλιβόμενο πέλμα

Στο φορέα ισχύει: $b_o = 500$ mm και $L_e = 0,25(L_1 + L_2) = 12000$ mm. Επομένως, δε χρειάζεται απομείωση της διατομής λόγω διατμητικής υστέρησης.

$$\text{Ισχύει: } \frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w / 2 - 3 \cdot \sqrt{2}}{t_f} = 8,19 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 8,28$$



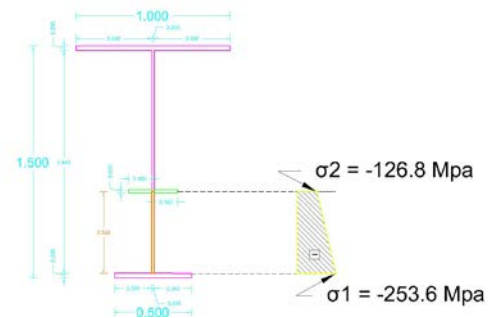
Άρα, το πέλμα είναι κατηγορίας 1 και δεν απαιτείται απομείωση του πλάτους λόγω κύρτωσης.

Κάτω φάτνωμα κορμού

Έχουμε: $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 0,5$, δηλ. $0 < \psi < 1$.

Από τον πίνακα 4.11 για εσωτερικά στοιχεία υπό θλίψη προκύπτει:

$$K_\sigma = \frac{8,2}{1,05 + \psi} = 5,29$$



Από την εξ. (4.9) λαμβάνεται:
$$\bar{\lambda}_p = \frac{530 - 3 \cdot \sqrt{2}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{5,29}} = 0,486 < 0,673$$

Άρα, ο μειωτικός συντελεστής είναι: $\rho = 1$, δηλαδή δε χρειάζεται απομείωση του πλάτους του φατνώματος.

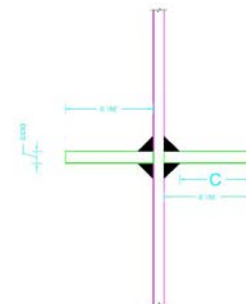
Διαμήκης ενίσχυση

Για τις δύο ενισχύσεις εκατέρωθεν του κορμού ισχύει:

$$\sigma_1 = \sigma_2 \Leftrightarrow \psi = 1$$

Από πίνακα (4.11) για εξωτερικά στοιχεία υπό θλίψη προκύπτει:

$$K_\sigma = 0,43$$



Από την εξ. (4.9) λαμβάνεται:
$$\bar{\lambda}_p = \frac{150 - 3 \cdot \sqrt{2}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{0,43}} = 0,425 < 0,673$$

Άρα, ο μειωτικός συντελεστής είναι: $\rho=1$, δηλαδή δε χρειάζεται απομείωση του πλάτους των ενισχύσεων.

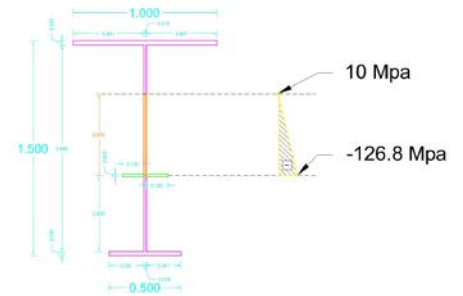
Ενδιάμεσο φάτνωμα κορμού

Στο φάτνωμα από τη διαμήκη ενίσχυση μέχρι και λίγο μετά το τέλος της θλιβόμενης ζώνης ισχύει:

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -0,08 < 0$$

Από τον πίνακα (4.11) για εσωτερικά στοιχεία υπό θλίψη λαμβάνεται:

$$K_\sigma = 7,81 - 6,29 \cdot \psi + 9,78 \cdot \psi^2 = 7,40$$



Από την εξ. (4.9) προκύπτει:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{570 - 10 - 3 \cdot \sqrt{2}}{28,4 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{7,40}} = 0,430 < 0,673$$

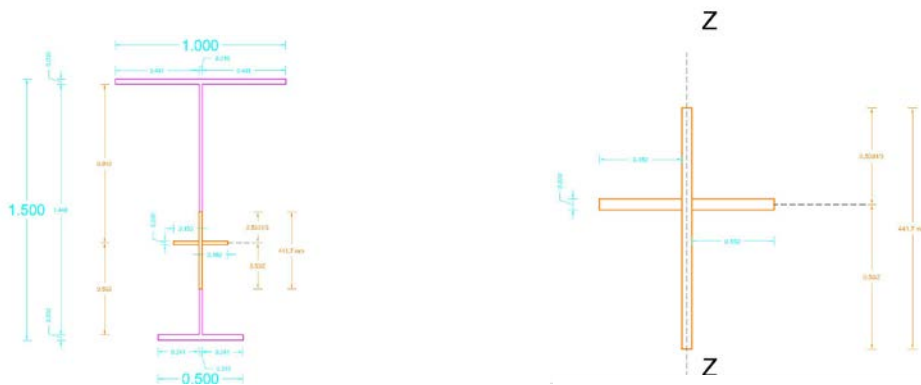
Άρα, ο μειωτικός συντελεστής είναι $\rho=1$, και το ενεργό πλάτος του φαντώματος είναι:

$$b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi} = 548,01 \text{ mm.}$$

Στη συνέχεια, προσδιορίζεται η ενεργός διατομή.

Ενεργός διατομή

Για πλάκα με μία διαμήκη νεύρωση η ελαστική κρίσιμη τάση του λυγισμού της πλάκας μπορεί να αντικατασταθεί με την ελαστική κρίσιμη τάση ενός ιδεατού υποστυλώματος, το οποίο δεσμεύεται ελαστικά από την πλάκα.



Σχήμα 4.23: Διάτομή ιδεατού υποστυλώματος

Η διατομή του ιδεατού αυτού υποστυλώματος λαμβάνεται από την εξ. (4.12) ίση με:

$$b_{ολ} = \frac{b_c}{3} + \frac{b_2}{2} = \frac{530}{3} + \frac{530}{2} = 441,7 \text{ mm}$$

Το εμβαδόν της διατομής του είναι:

$$A = b_{ολ} \cdot t_w + 2 \cdot b_{ενισ} \cdot t_{ενισ} = 139,51 \text{ cm}^2$$

Η ροπή αδράνειας της πλήρους επιφάνειας του ιδεατού υποστυλώματος περί τον άξονα που διέρχεται από το κέντρο βάρους και παράλληλα στο επίπεδο της ενισχυμένης πλάκας υπολογίζεται ως εξής:

$$I_{sl} = I_z = I_{\kappa} + I_{ενισ} = 5380 \text{ cm}^2$$

Το μήκος του σύμφωνα με την εξ. (4.13) είναι:

$$\alpha_c = 4,33 \cdot \left[\frac{I_{sl} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b} \right]^{0,25} = 4,33 \cdot \left[\frac{5380 \cdot 91^2 \cdot 53^2}{144 \cdot 1,8^3} \right]^{0,25} = 476,17 \text{ cm}$$

Επομένως, η απόσταση μεταξύ των εγκάρσιων ενισχύσεων είναι μικρότερη από το μήκος του ιδεατού υποστυλώματος. Τότε η ελαστική κρίσιμη τάση από την εξ. (4.15) προκύπτει:

$$\sigma_{cr,p} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 5380}{139,51 \cdot 50^2} + \frac{2,1 \cdot 10^4 \cdot 1,8^3 \cdot 144 \cdot 50^2}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - 0,3^2) \cdot 139,51 \cdot 91^2 \cdot 53^2} = 3197,4 \text{ KN/cm}^2$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα της ισοδύναμης πλάκας λαμβάνεται ίση με:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{1 \cdot 275}{31964}} = 0,09 < 0,673$$

Η μέγιστη θλιπτική τάση στο ιδεατό υποστυλώμα είναι: $\sigma_{com,Ed} = -190,2 \text{ KN/cm}^2$, άρα η λυγηρότητα των στοιχείων της πλάκας του ιδεατού υποστυλώματος σύμφωνα με την εξ. (4.16) είναι:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = 0,09 \cdot \sqrt{190,2/89,3} = 0,131 < 0,673$$

Επομένως, ολόκληρη η διατομή του ιδεατού υποστυλώματος είναι ενεργή.

Υπολογισμός χ_c

Η ροπή αδράνειας της πλήρους διατομής, για κάμψη του θλιβόμενου τμήματος της ενισχυμένης πλάκας, κατά τη διαμήκη έννοια είναι:

$$I_x = I_{\kappa} + I_{ενισ} = 5410,12 \text{ cm}^2$$

και η αντίστοιχη ακτίνα αδράνειας είναι από την εξ. (4.18):

$$i = \sqrt{\frac{5410,12}{106 \cdot 1,8 + 2 \cdot 15 \cdot 2}} = 4,65 \text{ cm}$$

Ο συντελεστής ατελειών, για άξονα νεύρωσης και άξονα ενισχυμένης πλάκας που ταυτίζονται με τον κεντροβαρικό άξονα της διατομής, προκύπτει από την εξ. (4.19): $\alpha_e = \alpha_o = 0,49$

Η ελαστική κρίσιμη τάση λυγισμού υποστυλώματος, στην περίπτωση αυτή, βρίσκεται από την εξ. (4.17):

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 5410,12}{250,8 \cdot 50^2} = 1788,37 \text{ KN/cm}^2$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα της ισοδύναμης πλάκας προσδιορίζεται από την εξ. (4.20):

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{1 \cdot 27,5}{1788,37}} = 0,124$$

και τότε από την εξ. (4.21): $\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_e \cdot \left(\bar{\lambda}_c - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_c^2 \right] = 0,49$

Ο μειωτικός συντελεστής, κατά συνέπεια, για λυγισμό υποστυλώματος προκύπτει από την εξ. (4.22):

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + (\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2)^{0,5}} = 1,04$$

Ο οριστικός μειωτικός συντελεστής (ρ_c), επομένως, υπολογίζεται από την εξ. (4.8) ως εξής:

$$\rho_c = (1 - 1,037) \cdot \left[\frac{3197,4}{1788,37} - 1 \right] \cdot \left[2 - \frac{3197,4}{1788,37} + 1 \right] + 1,037 = 1$$

Άρα, τελικά δε θα υπάρξει μείωση λόγω κύρτωσης υπό θλίψη και η ενεργός και πλήρης επιφάνεια της θλιβόμενης περιοχής του κορμού θα ταυτίζονται, δηλαδή $A_{eff} = A_c = 288 \text{ cm}^2$.

Στοιχεία Διατομής Κορμού

Το κέντρο βάρους της διατομής της κύριας δοκού βρίσκεται, εξαιτίας των ενισχύσεων, σε απόσταση 0,88 m από το κάτω πέλμα, ενώ ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται αντίστοιχα σε απόσταση 1,12 m. Οι ροπές αδράνειας ως προς το κέντρο βάρους της διατομής και ως προς τον ουδέτερο άξονα, κατά συνέπεια, προκύπτουν: $I_{y-y} = 452151,2 \text{ cm}^4$ και $I_{y_0-y_0} = 2953636,4 \text{ cm}^4$, αντίστοιχα. Η ενεργός ροπή αντίστασης, στην περίπτωση αυτή, λαμβάνεται ίση με: $W_{eff} = 33564,05 \text{ cm}^3$.

Τα αναπτυσσόμενα εντατικά μέγεθρα είναι τα ακόλουθα:

$$N_{sd} = 1478,85 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = -1096,15 \text{ KNm}$$

$$V_{sd} = 617,25 \text{ KN}$$

Ελεγχος

Σύμφωνα με την εξ. (4.1), ισχύει:

$$n_1 = \frac{1478,85}{25 \cdot 33564,05} + \frac{-109615,45 + 1478,85 \cdot (109 - 88)}{25 \cdot 288} = 0,117 < 1$$

Η διατομή της κύριας δοκού της ενδιάμεσης στήριξης, συνεπώς, επαρκεί σε κύρτωση λόγω θλίψης.

4.5.3 Κύρτωση κορμού υπό διάτμηση

Για τη διατομή του κορμού της κύριας δοκού στην ενδιάμεση στήριξη ισχύει:

$$\frac{b_w}{t} = \frac{h_w}{t} = 80 < \frac{72 \cdot \varepsilon}{n} = 50,18$$

Συνεπώς, πρέπει να ελεγχθεί για ανοχή σε κύρτωση και χρειάζονται όντως οι τοποθετούμενες εγκάρσιες νευρώσεις.

Αρχικά, υπολογίζεται η ροπή αδράνειας της διαμήκουσ νεύρωσης ως προς τον άξονα z-z ως εξής:

$$I_{sl} = 2 \cdot I_{\varepsilon\nu\sigma} = 2 \cdot \left(\frac{15^3 \cdot 2}{12} + 15 \cdot 2 \cdot 8,4^2 \right) = 5358,6 \text{ cm}^4$$

Τότε από την εξ. (4.29) προκύπτει:

$$K_{\varepsilon\sigma} = 9 \cdot \left(\frac{1440}{500} \right)^2 \cdot \left(\frac{53586000}{18^3 \cdot 1440} \right)^{\frac{3}{4}} = 299,7$$

αλλά πρέπει:

$$\min K_{\varepsilon\sigma} = \frac{2,1}{18} \cdot \left(\frac{53586000}{1440} \right)^{\frac{1}{3}} = 3,9 < 299,7$$

Ο συντελεστής κύρτωσης, λοιπόν, για $a/h_w = 500/1440 = 0,347 < 1$ λαμβάνεται από την εξ. (4.28) ίσος με:

$$K_{\tau} = 4,0 + 5,34 \cdot 0,347^2 + 299,7 = 304,34$$

και τότε η ανηγμένη λυγηρότητα υπολογίζεται από την εξ. (4.25):

$$\bar{\lambda}_w = \frac{1440}{37,4 \cdot 18 \cdot 0,92 \cdot \sqrt{304,34}} = 0,133$$

Υπάρχει, όμως, μία ελάχιστη τιμή της ανηγμένης λυγηρότητας για κορμούς με διαμήκεις νευρώσεις που προσδιορίζεται βάσει της εξ. (4.26).

Ο συντελεστής κύρτωσης, στην περίπτωση αυτή, για $a/b_w=0,55 < 1$, προκύπτει από την εξ. (4.28):

$$K_{\tau_1} = 4,0 + 5,34 \cdot 0,55^2 = 5,62$$

Τότε από την εξ. (4.26) λαμβάνεται:

$$\min \bar{\lambda}_w = \frac{910}{37,4 \cdot 18 \cdot 0,9 \cdot \sqrt{5,62}} = 0,619 > 0,133$$

Επομένως, η τελική ανηγμένη λυγηρότητα είναι: $\bar{\lambda}_w = 0,619 < \frac{0,83}{n} = 0,63$ και από τον πίνακα 4.12 η συνεισφορά του κορμού στην αντοχή σε κύρτωση βρίσκεται : $\chi_w=1,32$.

Έλεγχος

Σύμφωνα με την εξ. (4.3) ισχύει:

$$n_3 = \frac{617,25 \cdot \sqrt{3}}{1,32 \cdot 25 \cdot 1,8 \cdot 144} = 0,125 < 1$$

Άρα, η διατομή επαρκεί σε κύρτωση λόγω διάτμησης και επειδή $n_3 < 0,5$ δε χρειάζεται μείωση της αντοχής σχεδιασμού σε καμπτική ροπή και αξονική δύναμη λόγω τέμνουσας δύναμης.

4.5.4 Απαιτήσεις Ενισχύσεων

Για τις εγκάρσιες ενισχύσεις του φορέα μας ισχύει: $a/h_w = 0,5/1,44 = 0,347 < \sqrt{2} = 1,41$. Οπότε για τις ενδιάμεσες ενισχύσεις από την εξ. (4.34) προκύπτει: $I_{st} \geq 104485552,1 \text{ mm}^2$, ενώ και για τις ακραίες και τις ενδιάμεσες από την εξ. (4.32) και (4.33) ορίζονται, αντίστοιχα:

$$u = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^4 \cdot 209}{25 \cdot 300 \cdot 1440} = 4,01 > 1$$

$$w_0 = \frac{500}{300} = 1,67$$

Τότε από την εξ. (4.31):

$$\sigma_m = 1478,85 \cdot \left(\frac{1788,37}{1440 \cdot 2751,6} \right) \cdot \left(\frac{1}{500} + \frac{1}{500} \right) = 2,7 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

Τελικά η ροπή αδρανείας σύμφωνα με την εξ. (4.30) προκύπτει:

$$I_{st} = 2,7 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{2,1 \cdot 10^4} \cdot \left(\frac{1440}{\pi} \right)^4 \cdot \left(1 + 1,67 \cdot \frac{300}{1440} \cdot 4,01 \right) = 13593,4 \text{ mm}^4 < 53586000 \text{ mm}^4$$

Άρα, οι εγκάρσιες νευρώσεις επαρκούν.

Για τις διαμήκεις ενισχύσεις του φορέα σύμφωνα με την εξ. (4.36):

$$\frac{I_T}{I_p} = \left(\frac{t}{b} \right)^2 = \left(\frac{20}{150} \right)^2 = 0,018 > 5,3 \cdot \frac{f_y}{E} = 0,007$$

Συνεπώς, οι διαμήκεις νευρώσεις επαρκούν έναντι στρεπτικού λυγισμού και εφ' όσον, ακόμα, από τον έλεγχο αντοχής σε κύρτωση υπό διάτμηση η ανηγμένη λυγηρότητα του μεγαλύτερου επιμέρους φαντώματος προέκυψε υψηλότερη σε τιμή από αυτή των διαμήκων νευρώσεων, οι τελευταίες είναι δύσκαμπτες.

4.6 Έλεγχος Εφεδράνων

4.6.1 Εισαγωγή

Τα εφεδράνα σχεδιάζονται και διαστασιολογούνται με τέτοιον τρόπο, ώστε να μεταφέρουν όλες τις επιβαλλόμενες δυνάμεις κατά τα στάδια ανέγερσης και λειτουργίας και να επαρκούν στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Συγκεκριμένα, κατά την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας πρέπει να εξασφαλίζεται, ότι τα εφεδράνα δε θα υποστούν τέτοια βλάβη, ώστε να επηρεαστεί η καλή λειτουργία τους, ή να προκληθεί σημαντική αύξηση του κόστους συντήρησης κατά τη διάρκεια ζωής τους. Κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας δε, η αντοχή και η ευστάθεια των εφεδράνων πρέπει να είναι τέτοιες, ώστε να αντέχουν στα φορτία και τις μετακινήσεις σχεδιασμού της κατασκευής. Κατά το σχεδιασμό, αρχικά γίνεται εκτίμηση των διαστάσεων των εφεδράνων και ακολουθεί ο έλεγχος για την επάρκεια τους. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται μέχρι να καταλήξουμε στα κατάλληλα εφεδράνα.

Τα ελαστομερή εφεδράνα τα οποία αναλαμβάνουν σεισμικές δράσεις πρέπει να διαθέτουν απαραίτητως ενσωματωμένες πλάκες ενίσχυσης και οι τιμές των χαρακτηριστικών τους να είναι οι εξής:

- Απόσβεση : 5%
- Μέτρο Διάτμησης για $\gamma_{sd} \leq 1,2$: $G = 1,2 \text{ N/mm}^2$
- αυξανόμενο γραμμικά μέχρι $\gamma_{sd} = 2,0$ σε : $G = 1,6 \text{ N/mm}^2$
- Μήκυνση Θραύσης : $\gamma_{bu} = 5,0$

Οι έλεγχοι επάρκειας των ελαστομεταλλικών εφεδράνων ορίζονται ως εξής:

- ✚ Για μη σεισμικά φορτία:
 - Έλεγχος εφεδράνου σε κατακόρυφα φορτία

$$\sigma_{Ed} = \frac{R_{Ed}}{ab} \leq \max \sigma, \quad (4.37)$$

- Έλεγχος διατμητικών παραμορφώσεων εφεδράνου

$$\Sigma \tan \gamma \leq \max(\tan \gamma) = 0,7, \quad (4.38)$$

- ✚ Για σεισμικά φορτία:
 - Έλεγχος συνολικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

$$\gamma_{id} \leq 0,75\gamma_{bu}, \quad (4.39)$$

- Έλεγχος σεισμικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

$$\gamma_s \leq 2,0, \quad (4.40)$$

όπου: R_{Ed} η αντίδραση στήριξης εφεδράνων για το σπάνιο συνδυασμό στην Ο.Κ.Α
 a, b οι διαστάσεις του εφεδράνου
 $\tan \gamma$ η συνολική διατμητική παραμόρφωση του εφεδράνου για τον ακόλουθο συνδυασμό στην Ο.Κ.Α:

$$\sum G_{ki} + P_k + \Delta T_{Mk} + \Delta T_{Nk} + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki} + \delta_{csk} + \delta_{cck}, \quad (4.41)$$

$\gamma_s = d_{Ed} / \Sigma t_i$ η διατμητική παραμόρφωση λόγω της συνολικής οριζόντιας μετακίνησης για το σεισμό σχεδιασμού
 $\gamma_c = (1,5\sigma_e) / (GS)$ η διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψης
 γ_a η διατμητική παραμόρφωση λόγω γωνίας στροφής
 $\gamma_{id} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_a$ η συνολική διατμητική παραμόρφωση σχεδιασμού
 d_{Ed} η συνολική σεισμική μετακίνηση σχεδιασμού
 Σt_i το συνολικό πάχος ελαστομερούς
 $\sigma_e = N_{sd} / A_r$ η μέγιστη ενεργή ορθή τάση του εφεδράνου
 $S = b_x b_y / (2(b_x + b_y)t_i)$ ο συντελεστής σχήματος για ορθογωνικά εφέδρανα
 N_{sd} το μέγιστο θλιπτικό φορτίο εφεδράνου υπό το σεισμικό συνδυασμό
 $A_r = (b_x - d_{Edx})(b_y - d_{Edy})$ η ελάχιστη ενεργός επιφάνεια ορθογωνικών εφεδράνων

Επιπλέον, για την εξασφάλιση της ευστάθειας του εφεδράνου ως στερεού σώματος θα πρέπει να ικανοποιείται ένα τουλάχιστον από τα παρακάτω κριτήρια:

$$b_{\min} \geq 4\Sigma t_i, \quad (4.42)$$

$$\sigma_e \leq \frac{2b_{\min}}{3\Sigma t_i} GS, \quad (4.43)$$

Τέλος, θα πρέπει να πραγματοποιείται έλεγχος μεταφοράς τέμνουσας του εφεδράνου μέσω τριβής:

$$\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq a + \frac{\beta}{\sigma_e}, \quad (4.44)$$

$$\sigma_e \geq 3,0N / mm^2, \quad (4.45)$$

όπου: $\alpha = 0,10$ για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού
 $0,50$ για εφέδρανα με εξωτερικά ανάγλυφα χαλυβδόφυλλα
 $\beta = 0,60$ για έδραση του εφεδράνου σε σκυρόδεμα
 $0,20$ για έδραση του εφεδράνου σε μεταλλική ή άλλη επιφάνεια
και V_{Ed}, N_{Ed} η τέμνουσα και η αξονική δύναμη σχεδιασμού του εφεδράνου

Σε περίπτωση που ο έλεγχος αυτός δεν ικανοποιείται, επιβάλλεται η μεταφορά της τέμνουσας δύναμης στο σύνολό της με μηχανικά μέσα αγκύρωσης.

4.6.2 1^{ος} Έλεγχος Εφεδράνων

4.6.2.1 Στοιχεία εφεδράνων

Εκτιμώ, αρχικά, εφέδρανα Gumba τύπου B 450x600x159 για τις ακραίες στηρίξεις και 500x600x159 για την ενδιάμεση. Για αυτά ισχύουν, κατ' αντιστοιχία:

- $\alpha = 0,45 \text{ m} / 0,50 \text{ m}$
- $b = 0,60 \text{ m}$
- Αριθμός στρώσεων $n = 10$
- Πάχος ελαστομερούς $t_{en} = 115 \text{ mm}$
- Πάχος πλάκας ενίσχυσης $t_i = t_{en}/n = 11,5 \text{ mm}$
- Πάχος εφεδράνου $t_{ol} = 159 \text{ mm}$
- Μέτρο διάτμησης $G = 1,0 \text{ MPa}$
- Δυστημσία εφεδράνου: $K_H = 2348 \text{ KN/m} / 2609 \text{ KN/m}$
- Συντελεστής σχήματος: $S = 11,18 / 11,86$
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_c = 841,20 \text{ Ma} / 946,64 \text{ MPa}$
- Δυστένεια εφεδράνου: $K_V = 1975000 \text{ KN/m} / 2470000 \text{ KN/m}$
- $\min \sigma \geq 5 \text{ MPa}$

4.6.2.2 Έλεγχος εφεδράνου σε κατακόρυφα φορτία

Οι αντιδράσεις στήριξης των εφεδράνων κατά το σπάνιο συνδυασμό σε Ο.Κ.Λ και οι προκύπτουσες τάσεις είναι οι εξής:

Πίνακας 4.13: Αντιδράσεις στήριξης των εφεδράνων R_{Ed} και τάσεις σ_{Ed} κατά το σπάνιο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Αριθμός Εφεδράνων	R_{Ed} (KN)	σ_{Ed} (MPa)
5001	2006,2	7,43
5002	981,8	3,64
5003	1624,4	6,02
5011	2148,6	7,16
5012	1331,1	4,43
5013	1273,3	4,24
5021	1324,3	4,91
5022	333	1,23
5023	1246,9	4,62

Παρατηρούμε πως για όλα τα εφέδρανα ισχύει $\sigma_{Ed} < \max\sigma = 12,5$ MPa, ενώ δεν ισχύει $\sigma_{Ed} \geq \min\sigma = 5$ MPa. Επομένως, τα εφέδρανα επαρκούν μεν έναντι των κατακόρυφων φορτίων, πρέπει όμως να είναι αγκυρούμενα.

4.6.2.3 Έλεγχος διατμητικών παραμορφώσεων εφεδράνου

Οι μετατοπίσεις των εφεδράνων κατά τη διεύθυνση x λόγω των στατικών φορτίων είναι οι εξής:

Πίνακας 4.14: Μετατοπίσεις δ_x των εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	LC1 (mm)	max(LC2,LC3) (mm)	max(LC4,LC5,LC6) (mm)	LC7 (mm)	LC8 (mm)	LC9 (mm)	LC10 (mm)
5001	-0,97	-1,02	-1,24	22,59	0,02	-9,26	0,02
5002	-0,96	-0,77	-1,14	22,32	0	-9,33	0,24
5003	-0,97	-0,47	-0,87	22,05	-0,02	-9,26	0,02
5011	0	0,94	1,15	22,65	0	0	0
5012	0	0,77	1,06	22,38	0	0	0
5013	0	0,59	0,94	22,11	0	0	0
5021	0,97	0,85	-0,13	22,59	-0,02	9,26	-0,02
5022	0,96	0,66	-0,08	22,32	0	9,33	-0,24
5023	0,97	0,44	-0,07	22,05	0,02	9,26	-0,02

Οι μετατοπίσεις των εφεδράνων κατά τη διεύθυνση y λόγω των στατικών φορτίων είναι οι εξής:

Πίνακας 4.15: Μετατοπίσεις δ_y των εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	LC1 (mm)	max(LC2,LC3) (mm)	max(LC4,LC5,LC6) (mm)	LC7 (mm)	LC8 (mm)	LC9 (mm)	LC10 (mm)
5001	-0,09	-0,10	-0,28	-2,13	6,65	-1,21	0,19
5002	0	0,01	0,04	-2,15	6,67	0	0
5003	0,09	0,05	0,24	-2,13	6,64	1,21	-0,19
5011	-0,16	-0,12	-0,24	0	6,90	-1,23	0,25
5012	0	0,07	0,04	0	6,90	0	0

5013	0,16	0,12	0,20	0	6,85	1,23	-0,25
5021	-0,09	-0,09	0,01	2,13	6,65	-1,21	0,19
5022	0	0,01	0	2,15	6,67	0	0
5023	0,09	0,04	-0,01	2,13	6,64	1,21	-0,19

Οι συνολικές μετατοπίσεις και οι διατμητικές παραμορφώσεις των εφεδράνων κατά x και y, βάσει του συνδυασμού της εξ. (4.41) προκύπτουν ως εξής:

Πίνακας 4.16: Μετατοπίσεις και διατμητικές παραμορφώσεις των εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	δ_x (mm)	$\tan\gamma_x$	δ_y (mm)	$\tan\gamma_y$	$\Sigma\tan\gamma$
5001	10,14	0,09	3,03	0,03	0,09
5002	10,36	0,09	4,57	0,04	0,10
5003	10,48	0,09	5,91	0,05	0,10
5011	24,74	0,22	5,40	0,05	0,23
5012	24,21	0,21	7,01	0,06	0,22
5013	23,64	0,21	8,31	0,07	0,22
5021	33,50	0,29	7,59	0,07	0,30
5022	32,95	0,29	8,83	0,08	0,30
5023	32,65	0,28	9,91	0,09	0,29

Παρατηρούμε πως για όλα τα εφέδρανα ικανοποιείται ο περιορισμός:

$$\Sigma\tan\gamma \leq \max\tan\gamma = 0,7.$$

Επομένως, αυτά επαρκούν.

4.6.2.4 Έλεγχος σεισμικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

Οι μετατοπίσεις κατά x, y λόγω των σεισμικών διεγέρσεων E_x , E_y και E_z φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4.17: Μετατοπίσεις δ_x και δ_y των εφεδράνων λόγω των σεισμικών διεγέρσεων

Αριθμός Εφεδράνων	δ_x (mm)			δ_y (mm)		
	E_x	E_y	E_z	E_x	E_y	E_z
5001	210,16	35,69	3,05	32,79	262,64	1,23
5002	209,50	30,38	1,78	32,97	264,04	1,12
5003	208,84	26,76	1,72	32,79	262,63	1,14
5011	210,51	36,52	2,34	31,03	204,07	0,56
5012	209,98	30,44	1,24	31,20	205,20	0,35
5013	209,46	26,31	1,10	31,03	204,06	0,47
5021	209,74	37,27	3,66	30,38	141,92	1,39
5022	209,36	30,35	2,12	30,54	142,68	1,24
5023	208,98	25,72	2,28	30,36	141,92	1,29

Οι μετατοπίσεις κατά x, y λόγω των σεισμικών συνδυασμών $E_1 = E_x + 0,30E_y + 0,30E_z$, $E_2 = 0,30E_x + E_y + 0,30E_z$ και $E_3 = 0,30E_x + 0,30E_y + E_z$, επομένως, προκύπτουν:

Πίνακας 4.18: Μετατοπίσεις εφεδράνων λόγω των σεισμικών συνδυασμών

Αριθμός Εφεδράνων	E ₁			E ₂			E ₃		
	δ _x (mm)	δ _y (mm)	d _{Ed} (mm)	δ _x (mm)	δ _y (mm)	d _{Ed} (mm)	δ _x (mm)	δ _y (mm)	d _{Ed} (mm)
5001	221,78	111,95	248,43	99,65	272,85	290,48	76,81	89,86	118,21
5002	219,15	112,52	246,35	93,76	274,27	289,85	73,74	90,22	116,52
5003	217,38	111,92	244,50	89,93	272,81	287,25	72,40	89,77	115,32
5011	222,17	92,42	240,63	100,38	213,55	235,97	76,50	71,09	104,43
5012	219,48	92,87	238,32	93,81	214,67	234,27	73,37	71,27	102,29
5013	217,68	92,39	236,48	89,48	213,51	231,50	71,83	71,00	101,00
5021	222,02	73,37	238,83	101,30	151,45	182,21	77,76	53,08	94,15
5022	219,10	73,72	231,17	93,79	152,21	178,79	74,03	53,21	91,17
5023	217,38	73,32	229,41	89,10	151,42	176,69	72,69	52,97	89,94

Η μέγιστη μετατόπιση d_{Ed} εμφανίζεται στο εφέδρανο «5001» για το σεισμικό συνδυασμό E_2 , με $\max d_{Ed} = 290,48$ mm και, συνεπώς, το εφέδρανο θα ελεγχθεί για αυτόν το συνδυασμό. Επομένως, η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω σεισμού είναι:

$$\gamma_s = 2,52 > 2.$$

Κατά συνέπεια, η επιλογή εφεδράνων 450x600x115 και 500x600x115, για τις ακραίες και την ενδιάμεση στήριξη αντίστοιχα, ήταν λανθασμένη.

4.6.3 2^{ος} Έλεγχος Εφεδράνων

4.6.3.1 Στοιχεία εφεδράνων

Επιλέγω, τώρα, εφέδρανα Gumba τύπου B 600x700x170 για τις ακραίες στηρίξεις και 700x800x170 για την ενδιάμεση. Για αυτά ισχύουν, κατ' αντιστοιχία:

- $a = 0,6$ m / 0,7 m
- $b = 0,7$ m / 0,8 m
- Αριθμός στρώσεων $n = 8$
- Πάχος ελαστομερούς $t_{ev} = 125$ mm
- Πάχος πλάκας ενίσχυσης $t_i = t_{ev}/n = 15,63$ mm
- Πάχος εφεδράνου $t_{ol} = 170$ mm
- Μέτρο διάτμησης $G = 1,0$ MPa
- Δυστημσία εφεδράνου: $K_H = 3360$ KN/m / 4480 KN/m
- Συντελεστής σχήματος: $S = 10,34$ / 11,94
- Μέτρο ελαστικότητας: $E_c = 719,542$ MPa / 959,453 MPa
- Δυστένεια εφεδράνου: $K_V = 2417661$ KN/m / 4298349 KN/m
- $\min \sigma \geq 5$ MPa

4.6.3.2 Έλεγχος εφεδράνου σε κατακόρυφα φορτία

Οι αντιδράσεις στήριξης των εφεδράνων κατά το σπάνιο συνδυασμό σε Ο.Κ.Λ και οι προκύπτουσες τάσεις είναι οι εξής:

Πίνακας 4.19: Αντιδράσεις στήριξης των εφεδράνων R_{Ed} και τάσεις σ_{Ed} κατά το σπάνιο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Αριθμός Εφεδράνων	R_{Ed} (KN)	σ_{Ed} (MPa)
5001	2023,2	4,82
5002	965,9	2,30
5003	1635,0	3,89
5011	2183,4	3,90
5012	1332,6	2,38
5013	1316,6	2,35
5021	1343,8	3,20
5022	323,3	0,77
5023	1260,0	3,00

Παρατηρούμε πως για όλα τα εφέδρανα ισχύει $\sigma_{Ed} < \max\sigma = 12,5 \text{ MPa}$, ενώ δεν ισχύει $\sigma_{Ed} \geq \min\sigma = 5 \text{ MPa}$. Τα εφέδρανα, επομένως, επαρκούν έναντι των κατακόρυφων φορτίων, αλλά πρέπει να είναι αγκυρούμενα.

4.6.3.3 Έλεγχος διατμητικών παραμορφώσεων εφεδράνου

Οι μετατοπίσεις των εφεδράνων κατά τη διεύθυνση x λόγω των στατικών φορτίων είναι οι εξής:

Πίνακας 4.20: Μετατοπίσεις δ_x των εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	LC1 (mm)	max(LC2,LC3) (mm)	max(LC4,LC5,LC6) (mm)	LC7 (mm)	LC8 (mm)	LC9 (mm)	LC10 (mm)
5001	-0,96	-1,07	-1,30	14,75	0,01	-9,24	0,02
5002	-0,96	-0,81	-1,21	14,56	0	-9,31	0,24
5003	-0,96	-0,52	-0,93	14,36	-0,02	-9,24	0,02
5011	0	0,89	1,08	14,79	0	0	0
5012	0	0,72	0,97	14,60	0	0	0
5013	0	0,53	0,87	14,40	0	0	0
5021	0,96	0,84	-0,20	14,75	-0,01	9,24	-0,02
5022	0,96	0,66	-0,15	14,56	0	9,31	-0,24
5023	0,96	0,44	-0,11	14,36	0,02	9,24	-0,02

Οι μετατοπίσεις των εφεδράνων κατά τη διεύθυνση y λόγω των στατικών φορτίων είναι οι εξής:

Πίνακας 4.21: Μετατοπίσεις δ_y των εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	LC1 (mm)	max(LC2,LC3) (mm)	max(LC4,LC5,LC6) (mm)	LC7 (mm)	LC8 (mm)	LC9 (mm)	LC10 (mm)
5001	-0,09	-0,10	-0,30	-1,49	4,32	-1,20	0,18
5002	0	0,02	0,04	-1,50	4,34	0	0
5003	0,09	0,05	0,23	-1,49	4,31	1,20	-0,18
5011	-0,15	-0,13	-0,22	0	4,51	-1,21	0,21
5012	0	0,06	0,04	0	4,51	0	0

5013	0,15	0,10	0,18	0	4,47	1,21	-0,21
5021	-0,09	-0,09	0,01	1,49	4,32	-1,20	0,18
5022	0	0,02	0	1,50	4,34	0	0
5023	0,09	0,05	-0,01	1,49	4,31	1,20	-0,18

Οι συνολικές μετατοπίσεις και οι διατμητικές παραμορφώσεις των εφεδράνων κατά x και y, βάσει του συνδυασμού της εξ. (4.41) προκύπτουν ως εξής:

Πίνακας 4.22: Μετατοπίσεις και διατμητικές παραμορφώσεις των εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	δ_x (mm)	$\tan\gamma_x$	δ_y (mm)	$\tan\gamma_y$	$\Sigma\tan\gamma$
5001	2,21	0,02	1,32	0,01	0,02
5002	2,51	0,02	2,90	0,02	0,03
5003	2,71	0,02	4,21	0,03	0,04
5011	16,76	0,13	3,01	0,02	0,13
5012	16,29	0,13	4,61	0,04	0,14
5013	15,80	0,13	5,90	0,05	0,14
5021	25,56	0,20	4,62	0,04	0,20
5022	25,10	0,20	5,86	0,05	0,21
5023	24,89	0,20	6,95	0,06	0,21

Παρατηρούμε πως για όλα τα εφέδρανα ικανοποιείται ο περιορισμός της εξ. (4.38):

$$\Sigma\tan\gamma \leq \max\tan\gamma = 0,7.$$

Επομένως, αυτά επαρκούν.

4.6.3.4 Έλεγχος σεισμικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

Οι μετατοπίσεις κατά x, y λόγω των σεισμικών διεγέρσεων E_x , E_y και E_z φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4.23: Μετατοπίσεις δ_x και δ_y των εφεδράνων λόγω των σεισμικών διεγέρσεων

Αριθμός Εφεδράνων	δ_x (mm)			δ_y (mm)		
	E_x	E_y	E_z	E_x	E_y	E_z
5001	158,28	26,10	3,03	23,28	201,73	1,29
5002	157,65	21,60	1,77	23,46	203,27	1,19
5003	157,02	18,92	1,71	23,29	201,72	1,20
5011	158,53	26,83	2,32	22,10	151,92	0,65
5012	158,03	21,64	1,22	22,31	153,36	0,45
5013	157,53	18,53	1,08	22,10	151,92	0,56
5021	157,84	27,58	3,62	22,51	101,24	1,44
5022	157,49	21,57	2,10	22,68	102,00	1,30
5023	157,13	18,05	2,25	22,50	101,24	1,35

Οι μετατοπίσεις κατά x, y λόγω των σεισμικών συνδυασμών $E_1 = E_x + 0,30E_y + 0,30E_z$, $E_2 = 0,30E_x + E_y + 0,30E_z$ και $E_3 = 0,30E_x + 0,30E_y + E_z$, επομένως, προκύπτουν:

Πίνακας 4.24: Μετατοπίσεις εφεδράνων λόγω των σεισμικών συνδυασμών

Αριθμός Εφεδράνων	E_1			E_2			E_3		
	δ_x (mm)	δ_y (mm)	d_{Ed} (mm)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	d_{Ed} (mm)	δ_x (mm)	δ_y (mm)	d_{Ed} (mm)
5001	167,02	84,19	187,04	74,49	209,10	221,97	58,34	68,79	90,20
5002	164,66	84,80	185,21	69,43	210,67	221,82	55,55	69,21	88,75
5003	163,21	84,17	183,64	66,54	209,07	219,40	54,49	68,70	87,69
5011	167,28	67,87	180,52	75,09	158,75	175,61	57,93	52,86	78,42
5012	164,89	68,45	178,53	69,42	160,19	174,59	55,12	53,15	76,57
5013	163,41	67,84	176,93	66,11	158,72	171,94	53,90	52,77	75,43
5021	167,20	53,31	175,49	76,02	108,43	132,42	59,25	38,57	65,51
5022	164,59	53,67	173,12	69,45	109,19	129,41	55,82	38,70	67,92
5023	163,22	53,28	171,70	65,86	108,40	126,84	54,80	38,47	66,96

Η μέγιστη μετατόπιση d_{Ed} εμφανίζεται στο εφέδρανο «5001» για το σεισμικό συνδυασμό E_2 , με $\max d_{Ed} = 221,97$ mm. Άρα, το εφέδρανο θα ελεγχθεί για αυτόν το συνδυασμό. Η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω σεισμού, τότε, είναι: $\gamma_s = 1,78 < 2$. Επομένως, τα εφέδρανα επαρκούν.

4.6.3.5 Έλεγχος συνολικής ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης

Οι ενεργές επιφάνειες των ακραίων και μεσαίων εφεδράνων, για $\delta_x = 74,49$ mm και $\delta_y = 209,10$ mm λόγω συνδυασμού E_2 , προκύπτουν: $A_r = 2579,72$ cm² και $A_r = 3696,14$ cm², αντίστοιχα.

Οι θλιπτικές δυνάμεις (N_{Ed}) για το δυσμενέστερο σεισμικό συνδυασμό, δηλαδή για $E_d = G + 0,2Q + E_2$ και οι προκύπτουσες ορθές τάσεις των εφεδράνων φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 4.25: Θλιπτικές δυνάμεις N_{Ed} και ορθές τάσεις σ_e εφεδράνων για το σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού $E_d = G + 0,2Q + E_2$

Αριθμός Εφεδράνων	N_{Ed} (KN)	A_r (cm ²)	σ_e (KN/cm ²)
5001	604,8	2579,72	0,23
5002	674,3	2579,72	0,26
5003	430,5	2579,72	0,17
5011	1357,4	3696,14	0,37
5012	1445,6	3696,14	0,39
5013	1031,5	3696,14	0,28
5021	289,5	2579,72	0,11
5022	294,6	2579,72	0,11
5023	238,0	2579,72	0,09

Η μέγιστη ορθή τάση σημειώνεται για το εφεδράνο «5012» και είναι:

$$\max \sigma_e = 0,37 \text{ KN/cm}^2$$

Συνεπώς, η ανηγμένη διατμητική παραμόρφωση λόγω θλίψης υπολογίζεται: $\gamma_c = 0,47$.

Η μέγιστη ισοδύναμη διατμητική παραμόρφωση του εφεδράνου προκύπτει³:

$$\gamma_{id} = 2,25 < \varepsilon_{uk} / \gamma_m = 7 / 1,15 = 6,09$$

Επομένως, η επιλογή εφεδράνων 600x700 για τις ακραίες στηρίξεις και 700x800 για την ενδιάμεση κρίνεται σωστή.

4.6.3.6 Έλεγχος ευστάθειας εφεδράνων

Από την εξ. (4.43) ισχύει: $\sigma_e = 0,37 \text{ KN/cm}^2 < 4,45 \text{ KN/cm}^2$

Άρα, τα εφεδράνα δεν ολισθαίνουν.

4.6.3.7 Έλεγχος μεταφοράς τέμνουσας

Η ελάχιστη θλιπτική δύναμη στο εφεδράνο υπολογίζεται για θέση οχήματος με την ελάχιστη αντίδραση στήριξης. Η θλιπτική αυτή δύναμη σε κάθε εφεδράνο προκύπτει για το σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού $E_d = G + 0,2Q + E_3$. Από το σεισμικό συνδυασμό E_3 , για $\delta_x = 58,34 \text{ mm}$ και $\delta_y = 68,79 \text{ mm}$, υπολογίζονται οι ενεργές επιφάνειες των ακραίων και μεσαίων εφεδράνων: $A_r = 3419,01 \text{ cm}^2 / A_r = 3960,67 \text{ cm}^2$.

Οι ελάχιστες θλιπτικές δυνάμεις των εφεδράνων και οι προκύπτουσες ορθές τάσεις τους φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.26: Ελάχιστες θλιπτικές τάσεις και ορθές τάσεις εφεδράνων για το σεισμικό συνδυασμό σχεδιασμού $E_d = G + 0,2Q + E_3$

Αριθμός Εφεδράνων	$\min N_{Ed}$ (KN)	A_r (cm ²)	σ_e (KN/cm ²)
5001	195,5	3419,01	0,06
5002	212,6	3419,01	0,06
5003	195,5	3419,01	0,06
5011	639,1	3960,67	0,16
5012	695,3	3960,67	0,18
5013	639,1	3960,67	0,16
5021	169,7	3419,01	0,05
5022	190,9	3419,01	0,06
5023	180,2	3419,01	0,05

Επομένως, η ελάχιστη θλιπτική δύναμη των εφεδράνων έχει τιμή: $\min N_{Ed} = 169,7 \text{ KN}$.

Οι μέγιστες τέμνουσες που αναλαμβάνουν τα εφεδράνα είναι οι εξής:

Πίνακας 4.27: Μέγιστες τέμνουσες εφεδράνων

Αριθμός Εφεδράνων	V_{Ex} (KN)	V_{Ey} (KN)	$\sqrt{V_{Ex}^2 + (0,3 \cdot V_{Ey})^2}$	$\sqrt{V_{Ey}^2 + (0,3 \cdot V_{Ex})^2}$	max (KN)
-------------------	---------------	---------------	--	--	----------

³ Η επιρροή της διατμητικής παραμόρφωσης λόγω γωνίας στροφής είναι πολύ μικρή και αμελείται.

5001	537,5	683,4	575,3	702,2	702,2
5002	535,5	686,8	573,8	705,3	705,3
5003	533,4	680,8	571,2	699,4	699,4
5011	717,1	691,1	746,6	723,8	746,6
5012	715,0	693,9	744,7	726,30	744,7
5013	712,6	685,6	741,7	718,2	741,7
5021	535,7	352,5	546,0	387,4	546,0
5022	534,6	350,3	544,8	385,3	544,8
5023	533,4	345,5	543,4	380,8	543,4

Άρα, η μέγιστη τέμνουσα που πρέπει να αναληφθεί έχει τιμή: $\max V_{Ed} = 746,6 \text{ KN}$.

Για εφέδρανα με εξωτερική επιφάνεια ελαστικού ($\alpha=0,1$) και έδραση σε σκυρόδεμα ($\beta=0,6$) ισχύει:

$$\max V_{Ed} / \min N_{Ed} = 4,40 > \alpha + \beta / \sigma_e = 1,3$$

Όπως, λοιπόν, είχαμε συμπεράνει και από τον έλεγχο εφεδράνου για κατακόρυφα φορτία, απαιτούνται μηχανικά μέσα αγκύρωσης, δηλαδή αγκυρούμενα εφέδρανα.

Συμπερασματικά, τα εφέδρανα 600x700 για τις ακραίες και τα εφέδρανα 700x800 για την ενδιάμεση στήριξη επαρκούν για την ανάληψη και μεταφορά των φορτίων. Πρέπει, όμως, αυτά να είναι αγκυρούμενα.

5 Συμπεράσματα

Η κατασκευή μιας γέφυρας ως σύμμικτης ενδείκνυται για πολλούς λόγους, όπως καθίσταται σαφές από τα παρακάτω.

Καταρχάς, στην περίπτωση των σύμμικτων γεφυρών συνδυάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα και του σκυροδέματος, καθώς οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις παραλαμβάνονται από την τσιμεντένια πλάκα του καταστρώματος και οι χαλύβδινες κύριες δοκοί αυξάνουν σημαντικά την εφελκυστική αντοχή του φορέα, με αποτέλεσμα να αποτρέπεται η αστοχία, ήτοι να εξασφαλίζεται η μεγάλη διάρκεια ζωής του έργου. Καταδεικνύεται, συνεπώς, ότι οι σύμμικτες γέφυρες υπερτερούν έναντι των μεταλλικών και των προεντεταμένων.

Επίσης, με τη χρήση των χαλύβδινων κύριων δοκών στις σύμμικτες γέφυρες μειώνεται το βάρος της κατασκευής, με συνέπεια να είναι μικρότερες σε μέγεθος οι σεισμικές δονήσεις που καταπονούν τη γέφυρα, γεγονός που επίσης συντείνει στην εξασφάλιση της μη αστοχίας του έργου και συνακόλουθα της μεγαλύτερης διάρκειας ζωής του.

Επιπρόσθετα, είναι αλήθεια, ότι το κόστος κατασκευής μιας σύμμικτης γέφυρας αυξάνεται, δεδομένου ότι η τιμή του χάλυβα στην αγορά είναι μεγαλύτερη από αυτήν του σκυροδέματος. Εξισορροπείται, ωστόσο, από το σύντομο χρόνο κατασκευής, καθώς μείζον μέρος των εργασιών λαμβάνει χώρα σε εργοστασιακούς χώρους. Περαιτέρω πρέπει να σημειωθεί, ότι το κόστος συντήρησης των σύμμικτων γεφυρών ενδεχομένως να είναι αυξημένο λόγω των ειδικών βαφών που απαιτούνται για την αντιμετώπιση του προβλήματος σκωρίασης του χάλυβα.

Από αισθητικής απόψεως, οι χαλύβδινες διατομές που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή σύμμικτων γεφυρών είναι λεπτές, με συνέπεια να εξασφαλίζεται η δημιουργία ενός κομψού, εξωτερικά, έργου και να επιτυγχάνεται η οικονομία χώρου. Επιπλέον, υπάρχει μεγάλο εύρος μορφών γεφυρών, ώστε δίνεται η δυνατότητα επιλογής εκείνης της μορφής που εναρμονίζεται όσο το δυνατόν περισσότερο με τον περιβάλλοντα χώρο.

Κατόπιν όσων προεκτέθηκαν, γίνεται κατανοητός ο λόγος για τον οποίο οι σύμμικτες γέφυρες έχουν κυριαρχήσει τις τελευταίες δεκαετίες στον τομέα της γεφυροποιίας.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2001). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α. (2006). «Σύμμικτες γέφυρες – Οδηγός σχεδιασμού με βάση τα DIN-Fachbericthe και τους Ευρωκώδικες». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1997). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι, 2^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες, ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες 1 έως 8, 2^η έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές δράσεις – Δράσεις ανέμου, 2003.
8. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές δράσεις – Θερμικές δράσεις, 2003.
9. Ευρωκώδικας 1: Δράσεις, Μέρος 2: Φορτία Κυκλοφορίας σε γέφυρες, 2003.
10. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, 2005.
11. Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, 2006.
12. Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, 2004.
13. Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες, 2005.
14. Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός σχεδιασμός, Μέρος 2: Γέφυρες, 2005.
15. Υ.Π.Ε.Χ.Ω.Δ.Ε. (2000). «Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών».
16. Υ.Π.Ε.Χ.Ω.Δ.Ε. (2004). «Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση».
17. Gumba. (2011). “Bridge bearings and bridge expansion joints”, Germany.