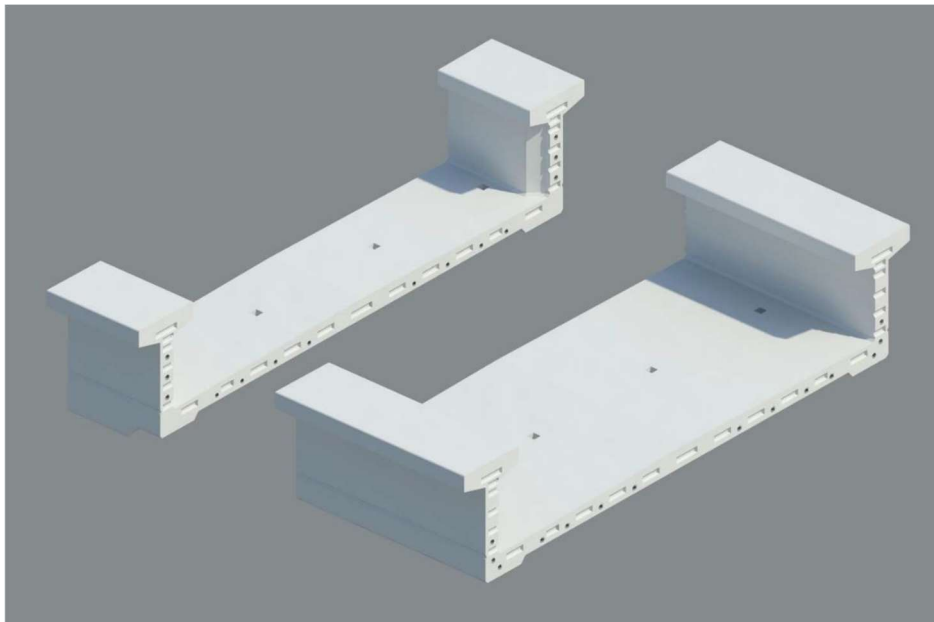




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΧΡΗΣΗ ΑΝΟΙΚΤΩΝ ΣΚΑΦΟΕΙΔΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΓΕΦΥΡΕΣ ΣΥΡΜΩΝ ΜΕΤΡΟ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
Φιλάρετος Φιλαρέτου

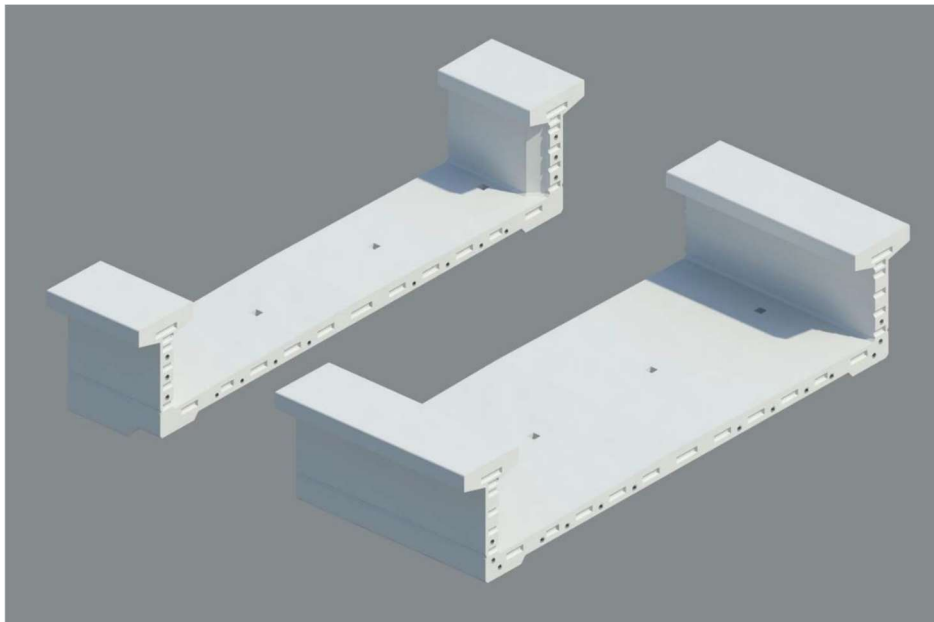
Επιβλέπων: Κωνσταντίνος Τρέζος, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Οκτώβριος 2017



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΧΡΗΣΗ ΑΝΟΙΚΤΩΝ ΣΚΑΦΟΕΙΔΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΓΕΦΥΡΕΣ ΣΥΡΜΩΝ ΜΕΤΡΟ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
Φιλάρετος Φιλαρέτου

Επιβλέπων: Κωνσταντίνος Τρέζος, Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Οκτώβριος 2017

Φιλάρετος Φιλαρέτου (2017)
Χρήση ανοικτών σκαφοειδών διατομών σε γέφυρες συρμών μετρό
Διπλωματική Εργασία
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εκπόνηση αυτής της διπλωματικής εργασίας σηματοδοτεί το πέρας των προπτυχιακών μου σπουδών στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Στην προσπάθεια αυτή συνέβαλαν καθοριστικά ορισμένα άτομα με την επικοινωνιακή συνεργασία και την πολύτιμη καθοδήγησή τους.

Ευχαριστώ θερμά τον κ. Κωνσταντίνο Τρέζο, Αναπληρωτή Καθηγητή του τομέα Δομοστατικής του Ε.Μ.Π., και τον κ. Ιωάννη Σιγάλα, πολιτικό μηχανικό του Εργαστηρίου Ωπλισμένου Σκυροδέματος, για την δυνατότητα που μου έδωσαν να ασχοληθώ με το παρόν θέμα υπό την επίβλεψή τους. Η συστηματική παρακολούθηση της πορείας της εργασίας, καθώς και οι ποιοτικές παρατηρήσεις και διορθώσεις τους συνέβαλαν στη ορθή ολοκλήρωσή της και στην κατανόηση διαφόρων ιδιαίτερων θεμάτων που προέκυψαν.

Ιδιαίτερα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. Γιάννη Μουρελάτο, πολιτικό μηχανικό της εταιρείας “ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ”, για την εξαιρετική συνεργασία και τη βοήθεια που μου προσέφερε σε θέματα προσομοίωσης και ανάλυσης του φορέα με το λογισμικό Sofistik. Η καθοδήγησή του κατά την εξοικίωσή μου με το Sofistik, αλλά και οι μετέπειτα οδηγίες και συμβουλές του στα διάφορα στάδια της εργασίας υπήρξαν καθοριστικές.

Φιλάρετος Φιλαρέτου

Οκτώβριος 2017



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Χρήση ανοικτών σκαφοειδών διατομών σε γέφυρες συρμών μετρό

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με τη χρήση των ανοικτών σκαφοειδών διατομών στη γεφυροποιία και ειδικότερα σε γέφυρες συρμών μετρό. Για το σκοπό αυτό μελετάται μία συνεχής γέφυρα τριών ανοιγμάτων από προεντεταμένο σκυρόδεμα, η οποία κατασκευάζεται με τη μέθοδο των προκατασκευασμένων σπονδύλων. Για τις ανάγκες της εργασίας έχει επιλεγεί ως βάση μια παρόμοια υπάρχουσα μελέτη, που αφορά ένα τμήμα της γραμμής μετρό στη Ντόχα του Κατάρ. Εκτός από τα θέματα ανάλυσης και ελέγχου του φορέα δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στο φαινόμενο της αλληλεπίδρασης του φορέα του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής και στα αυστηρά όρια μετακινήσεων και τάσεων που πρέπει να ικανοποιούνται για την άνετη και ασφαλή λειτουργία του συρμού.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια γενική και συνοπτική ιστορική αναδρομή στον τομέα της γεφυροποιίας και παρουσιάζονται οι διάφορες μορφές γεφυρών.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζεται η ιδέα της χρήσης διατομών σκαφοειδούς μορφής (U-shape) στη γεφυροποιία και ειδικότερα σε σιδηροδρομικές γέφυρες. Αρχικά, γίνεται αναφορά στη μορφή της και στα επιμέρους στοιχεία από τα οποία συντίθεται. Έπειτα παρουσιάζονται και επεξηγούνται τα πλεονεκτήματα που προκύπτουν από τη χρήση τους, τα οποία οδήγησαν στην ευρύτετη χρήση τους τα τελευταία είκοσι χρόνια.

Στο τρίτο κεφάλαιο δίνεται κατ' αρχάς μια σύντομη περιγραφή του υπό εξέταση έργου και στη συνέχεια οι βάσεις σχεδιασμού του. Παρατίθενται οι βασικές ιδιότητες των υλικών, όπως ορίζονται στους Ευρωκώδικες και προσδιορίζονται όλες οι δράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην ανάλυση της κατασκευής. Επιπλέον, ορίζονται οι απαιτήσεις

αντοχής και λειτουργίας των οριακών καταστάσεων του κανονισμού, σύμφωνα με τις οποίες πρέπει να συμμορφώνεται η κατασκευή.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαμήκης ανάλυση της κατασκευής. Στην αρχή περιγράφεται η γεωμετρία του φορέα και της διατομής, η μέθοδος ανέγερσής του, ενώ ακόμα δίνονται βασικά στοιχεία της μηχανικής συμπεριφοράς του στη διαμήκη διεύθυνση. Έπειτα παρουσιάζεται εκτενώς το υπολογιστικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις, η προένταση που εφαρμόστηκε στον φορέα, καθώς και τα στάδια κατασκευής που λήφθηκαν υπόψη κατά τις αναλύσεις. Τέλος παρατίθενται τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών της κατασκευής και γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας και αστοχίας.

Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση της εγκάρσιας ανάλυσης του καταστρώματος. Δίνονται αρχικά στοιχεία για τη λειτουργία του καταστρώματος στην εγκάρσια διεύθυνση και επιπλέον περιγράφεται το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε για τη μελέτη αυτής της λειτουργίας. Έπειτα παρατίθενται διαγραμματικά οι δράσεις που επιβλήθηκαν στο προσομοίωμα και τα εντατικά μεγέθη που αναπτύχθηκαν στην κατασκευή. Στο τέλος γίνεται ο έλεγχος των οριακών καταστάσεων σχεδιασμού και παρουσιάζονται οι απαιτούμενοι οπλισμοί των δομικών στοιχείων.

Στο έκτο κεφάλαιο εξετάζεται το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης του φορέα του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής. Γίνεται μια αρχική περιγραφή του φαινομένου και στη συνέχεια δίνονται οι διατάξεις του κανονισμού που αναφέρονται σε αυτό. Στη συνέχεια περιγράφεται το προσομοίωμα και παρουσιάζονται υπό μορφή διαγραμμάτων τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Τέλος ελέγχονται τα αποτελέσματα σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	ΟΡΙΣΜΟΣ	1
1.2	ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ	1
1.3	ΤΥΠΟΙ ΓΕΦΥΡΩΝ – ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ	13
2	Η ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ U	21
2.1	ΓΕΝΙΚΑ	21
2.2	ΜΟΡΦΗ	29
2.3	ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΓΕΦΥΡΩΝ ΜΕ ΣΚΑΦΟΕΙΔΗ ΔΙΑΤΟΜΗ (U-shape)	29
2.3.1	ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΕΛΕΥΘΕΡΟΥ ΥΨΟΥΣ	29
2.3.2	ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΨΟΜΕΤΡΙΚΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΒΙΒΑΣΗΣ/ΑΠΟΒΙΒΑΣΗΣ	32
2.3.3	ΕΝΣΩΜΑΤΩΣΗ ΤΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ	33
2.3.4	ΠΛΗΡΗΣ ΕΝΣΩΜΑΤΩΣΗ ΤΩΝ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ	34
2.3.5	ΟΙΚΟΝΟΜΙΑ ΣΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ	34
2.3.6	ΧΡΗΣΗ ΑΚΡΑΙΩΝ ΔΟΚΩΝ	35
2.3.7	ΜΕΙΩΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΜΗΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΣΤΡΟΦΗΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	35
3	ΒΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	37
3.1	ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	37
3.2	ΥΛΙΚΑ	38
3.2.1	ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	38
3.2.2	ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ	39
3.2.3	ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ	40
3.2.4	ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ	40
3.3	ΔΡΑΣΕΙΣ	41
3.3.1	ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	41
3.3.2	ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	41
3.3.3	ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΗΣ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ	42
3.3.4	ΔΡΑΣΕΙΣ ΜΗ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΠΕΖΟΔΙΑΔΡΟΜΩΝ	45

3.3.5	ΔΡΑΣΗ ΑΝΕΜΟΥ.....	45
3.3.6	ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	49
3.3.7	ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ/ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ	52
3.3.8	ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ	52
3.3.9	ΕΡΠΥΣΜΟΣ ΚΑΙ ΣΥΣΤΟΛΗ ΞΗΡΑΝΣΗΣ.....	54
3.4	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ	55
3.4.1	ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ.).....	55
3.4.2	ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.).....	57
3.5	ΔΟΜΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ	59
3.5.1	ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ.)	59
3.5.2	ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.).....	62
4	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗ	63
4.1	ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ.....	63
4.2	ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ.....	68
4.3	ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	69
4.3.1	ΜΟΡΦΩΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	69
4.3.2	ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ	74
4.3.3	ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	102
4.4	ΑΝΑΛΥΣΗ.....	104
4.4.1	ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	104
4.4.2	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ	106
4.4.3	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ	112
4.4.4	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΦΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	143
4.4.5	ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	156
4.4.6	ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	166
5	ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗ.....	175
5.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	175
5.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	176
5.3	ΑΝΑΛΥΣΗ.....	179
5.3.1	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ	179
5.3.2	ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	211

5.3.3 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	213
---------------------------------------	-----

6 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ 225

6.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	225
6.2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ	226
6.2.1 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΦΟΡΕΑ.....	226
6.2.2 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ	227
6.2.3 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΦΟΡΕΑ	227
6.2.4 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΗΣ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ.....	227
6.3 ΔΡΑΣΕΙΣ	228
6.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ UIC 774-3R ΚΑΙ EN 1991-2	229
6.4.1 ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗ – ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ	229
6.4.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ	229
6.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ	232
6.6 ΑΝΑΛΥΣΗ.....	237
6.7 ΕΛΕΓΧΟΙ – ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	243
6.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟ.....	245
6.8.1 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΑΣ ΣΤΟΝ ΑΡΜΟ ΔΙΑΔΟΧΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΩΝ.....	245
6.8.2 ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΩΝ ΜΕΤΑΒΟΛΩΝ	247
6.8.3 ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ	248

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ..... 253

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

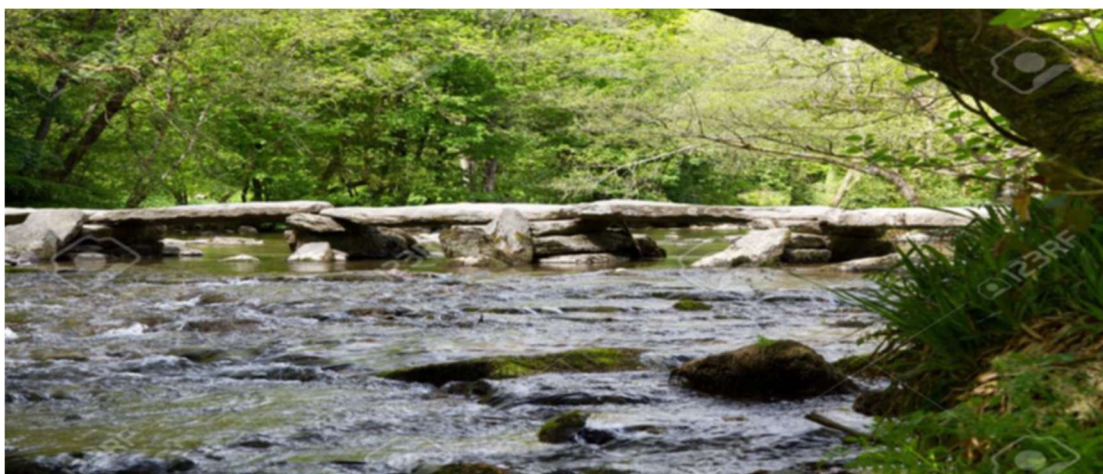
1.1 ΟΡΙΣΜΟΣ

Ως **γέφυρα** ορίζεται εκείνο το τεχνικό έργο με το οποίο επιτυγχάνεται η ζεύξη δύο ή περισσότερων σημείων, όταν ανάμεσα σε αυτά μεσολαβεί κάποιο φυσικό ή τεχνητό εμπόδιο.

Ο τομέας της γεφυροποιίας αποτελεί ίσως τον δυσκολότερο κλάδο των κατασκευών και παράλληλα σημαντική επενδυτική δραστηριότητα. Σημαντικό μέρος του πλούτου μιας χώρας εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τις τεχνικές υποδομές και ιδιαίτερα από τα έργα στον τομέα των μεταφορών. Έτσι, η ανάγκη κυκλοφορίας των ανθρώπων και μεταφοράς των αγαθών δημιούργησε την ανάγκη για υπέρβαση τυχόν φυσικών ή τεχνητών κωλυμάτων τα οποία παρεμβάλλονταν στις αρτηρίες των μεταφορών.

1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ

Στην εξέλιξη της γεφυροποιίας τον κυριότερο ρόλο κατείχαν τα διαθέσιμα, σε κάθε εποχή, υλικά κατασκευής. Ο πρωτόγονος, παραδείγματος χάρη, άνθρωπος κατασκεύαζε γέφυρες ξύλινες, λίθινες ή από σχοινιά.

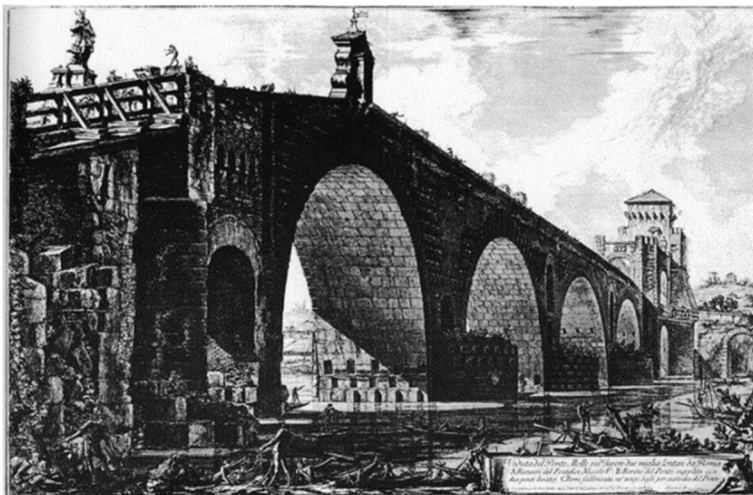


Εικόνα 1.1 Λίθινη γέφυρα



Εικόνα 1.2 Γέφυρα Καζάρμας, Μεταξύ Ναυπλίου – Επιδαύρου(περί 1500π.Χ.)

Με την ανάπτυξη και οργάνωση των κοινωνιών παρουσιάσθηκε η ανάγκη της κάλυψης μεγαλύτερων ανοιγμάτων. Η ανάγκη αυτή οδήγησε στην περαιτέρω ανάπτυξη της γεφυροποιίας με τη δοκιμή και χρήση νέων υλικών, κυρίως των φυσικών λίθων. Από τη ρωμαϊκή εποχή μέχρι τον 20^ο αιώνα οι γέφυρες βασιζόνταν στη στατική λειτουργία του τόξου, το οποίο ως στατικό σύστημα προσέφερε το πλεονέκτημα της παραλαβής των επιβαλλόμενων στον φορέα φορτίων με καθαρά αξονική-θλιπτική λειτουργία, πράγμα επιθυμητό στις κατασκευές από λιθοδομή. Έτσι κατασκευάστηκαν γέφυρες με ανοίγματα από 30m έως 50m οι οποίες εξυπηρετούσαν τις ανάγκες της κυκλοφορίας και της μεταφοράς αγαθών, αλλά και τις ανάγκες υδροδότησης (χρήση ως υδραγωγεία) των αναπτυσσόμενων πόλεων. Χαρακτηριστικά παραδείγματα λίθινων τοξωτών-αψιδωτών γεφυρών αποτελούν η Μουλβία γέφυρα (109π.Χ) μήκους 150.9m στον ποταμό Τίβερη, η γέφυρα Σεν Μαρτίν (70π.Χ.-40π.Χ.) με άνοιγμα 31m στην κοιλάδα Αόστα και τέλος η γέφυρα Αλκάνταρα 103μ.Χ.-104 μ.Χ.), μήκους 190m, στον ποταμό Τάγο στην Ισπανία.



Εικόνα 1.3 Μουλβία γέφυρα, Ρώμη (109π.Χ.).(γκραβούρα του Πιρανέζι)



Εικόνα 1.4 Μουλθία γέφυρα, Ρώμη (109π.Χ)



Εικόνα 1.5 Γέφυρα Σεν Μαρτίν (70π.Χ.-40π.Χ.)



Εικόνα 1.6 Γέφυρα Αλκάνταρα, Ισπανία (103μ.Χ.-104μ.Χ.)

Με την “έκρηξη” της βιομηχανικής επανάστασης η γεφυροποιία έλαβε σημαντική ώθηση. Η χρησιμοποίηση του σιδήρου ως δομικού υλικού σε συνδυασμό με τις πρώτες γνώσεις στον τομέα της Στατικής έδωσαν τη δυνατότητα για κατασκευή γεφυρών με μεγέθη ανοιγμάτων απρόσιτα έως τότε. Η πρώτη γέφυρα από χυτοσίδηρο ήταν η γέφυρα Ironbridge στον ποταμό Severn στη Μεγάλη Βρετανία , που κατασκευάσθηκε ανάμεσα στο 1776 και στο 1779. Επίσης στη Μεγάλη Βρετανία κατασκευάζεται η πρώτη σιδηρένια σιδηροδρομική γέφυρα στη γραμμή Stockton-Darlington το 1824.



Εικόνα 1.7 Γέφυρα Ironbridge, Μεγάλη Βρετανία



Εικόνα 1.8 Γέφυρα στη γραμμή Stockton-Darlington

Κατά τον 19^ο αιώνα και ανταποκρινόμενες στις ανάγκες των διαρκώς αναπτυσσόμενων σιδηροδρόμων οι γέφυρες γνωρίζουν μεγάλη άνθιση. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η γέφυρα Forth Rail στο Εδιμβούργο, η οποία κατασκευάστηκε ανάμεσα στο 1883 και στο 1890.



Εικόνα 1.9 Γέφυρα Forth Rail, Εδιμβούργο



Εικόνα 1.10 Γέφυρα Forth Rail, Εδιμβούργο



Εικόνα 1.11 Γέφυρα Forth Rail, Εδιμβούργο

Προς τα τέλη του 19^{ου} αιώνα κάνει την εμφάνιση του ένα νέο υλικό, το οπλισμένο σκυρόδεμα του οποίου η χρήση διαδίδεται γρήγορα. Έτσι ο 20^{ος} αιώνας βρίσκει τους μηχανικούς να έχουν στη διάθεση τους τόσο αυτό το νέο υλικό, όσο και τον χάλυβα, τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οποίου βελτιώνονται συνεχώς. Σημαντικά δείγματα της γεφυροποιίας των αρχών του 20^{ου} αιώνα αποτελούν οι γέφυρες Inn River Bridge (1901) και Salginatobel Bridge (1930) στην Ελβετία, κατασκευασμένες και οι δύο από οπλισμένο σκυρόδεμα, αλλά και η Golden Gate Bridge (1933-1937) στο Σαν Φρανσίσκο, η οποία είναι κατασκευασμένη από χάλυβα.



Εικόνα 1.12 Γέφυρα στο Inn River, Ελβετία



Εικόνα 1.13 Γέφυρα στο Inn River, Ελβετία



Εικόνα 1.14 Γέφυρα στο Inn River, Ελβετία



Εικόνα 1.15 Γέφυρα Salginatobel, Ελβετία



Εικόνα 1.16 Γέφυρα Salginatobel, Ελβετία



Εικόνα 1.17 Γέφυρα Salginatobel, Ελβετία



Εικόνα 1.18 Γέφυρα Golden Gate, Σαν Φρανσίσκο, Ηνωμένες Πολιτείες



Εικόνα 1.19 Γέφυρα Golden Gate, Σαν Φρανσίσκο, Ηνωμένες Πολιτείες



Εικόνα 1.20 Γέφυρα Golden Gate, Σαν Φρανσίσκο, Ηνωμένες Πολιτείες

Με την επινόηση του προεντεταμένου σκυροδέματος, που αποτέλεσε την πιο σημαντική καινοτομία στην ιστορία του οπλισμένου σκυροδέματος, ο τομέας της γεφυροποιίας απέκτησε σημαντικές προοπτικές ανάπτυξης. Με αυτή την τεχνική κατέστη δυνατή η κάλυψη συνηθισμένων, αλλά και μεγάλων ανοιγμάτων, με “λεπτές” και ελαφρές κατασκευές, πράγμα το οποίο θα ήταν αντιοικονομικό έως αδύνατον με τη χρήση του συμβατικά οπλισμένου σκυροδέματος. Παράλληλα, σε αντίθεση με τις χαλύβδινες, οι γέφυρες σκυροδέματος απαιτούν σημαντικά λιγότερα έξοδα συντήρησης, γεγονός που τις καθιστά το κυρίαρχο είδος γεφυρών ανά τον κόσμο.

Η πρώτη στην ιστορία γέφυρα προεντεταμένου σκυροδέματος κατασκευάστηκε το 1937 στο Aue της Γερμανίας από τον Dischinger.



Εικόνα 1.21 Γέφυρα στο Aue, Γερμανία

Από εκείνη την περίοδο και έπειτα ένας μεγάλος αριθμός σημαντικών και πρωτοποριακών γεφυρών έχουν μελετηθεί και κατασκευασθεί με τη χρήση του προεντεταμένου σκυροδέματος. Χαρακτηριστικά παραδείγματα προεντεταμένων γεφυρών της δεκαετίας του 1950 αποτελούν οι γέφυρες Nibelungen (1953 – μελέτη Finsterwalder) στο Worms της Γερμανίας και Untermarchtal (1954 – μελέτη Leonhardt) πάνω από τον Δούναβη, αλλά και η γέφυρα Maracaibo (1958-1962) στη Βενεζουέλα.



Εικόνα 1.22 Γέφυρα Nibelungen, Worms, Γερμανία



Εικόνα 1.23 Γέφυρα Nibelungen, Worms, Γερμανία



Εικόνα 1.24 Γέφυρα Untermarchtal στον Δούναβη, Γερμανία



Εικόνα 1.25 Γέφυρα Μαρακαίβο, Βενεζουέλα



Εικόνα 1.26 Γέφυρα Μαρακαίβο, Βενεζουέλα

1.3 ΤΥΠΟΙ ΓΕΦΥΡΩΝ - ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ

Η κατάταξη μιας γέφυρας δεν είναι πάντα μια απλή και ξεκάθαρη υπόθεση. Πολλοί είναι οι παράγοντες που διαμορφώνουν την τελική μηχανική συμπεριφορά της, όπως για παράδειγμα ο τρόπος κατασκευής της ή τα χρησιμοποιούμενα υλικά.

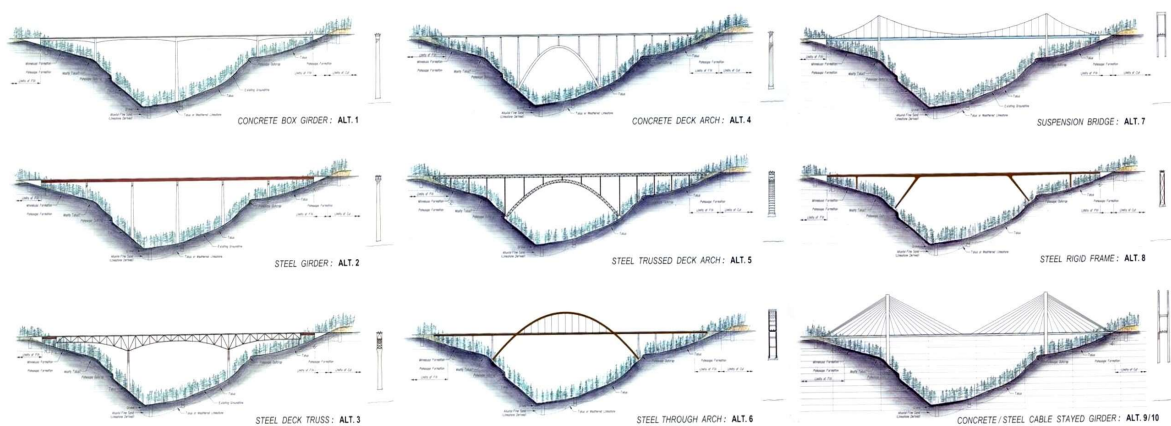
Η ταξινόμηση των γεφυρών μπορεί να γίνει σύμφωνα με την ανωδομή τους, με βάση τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- στατικό σύστημα
- υλικό
- χρήση
- δυνατότητα κίνησης

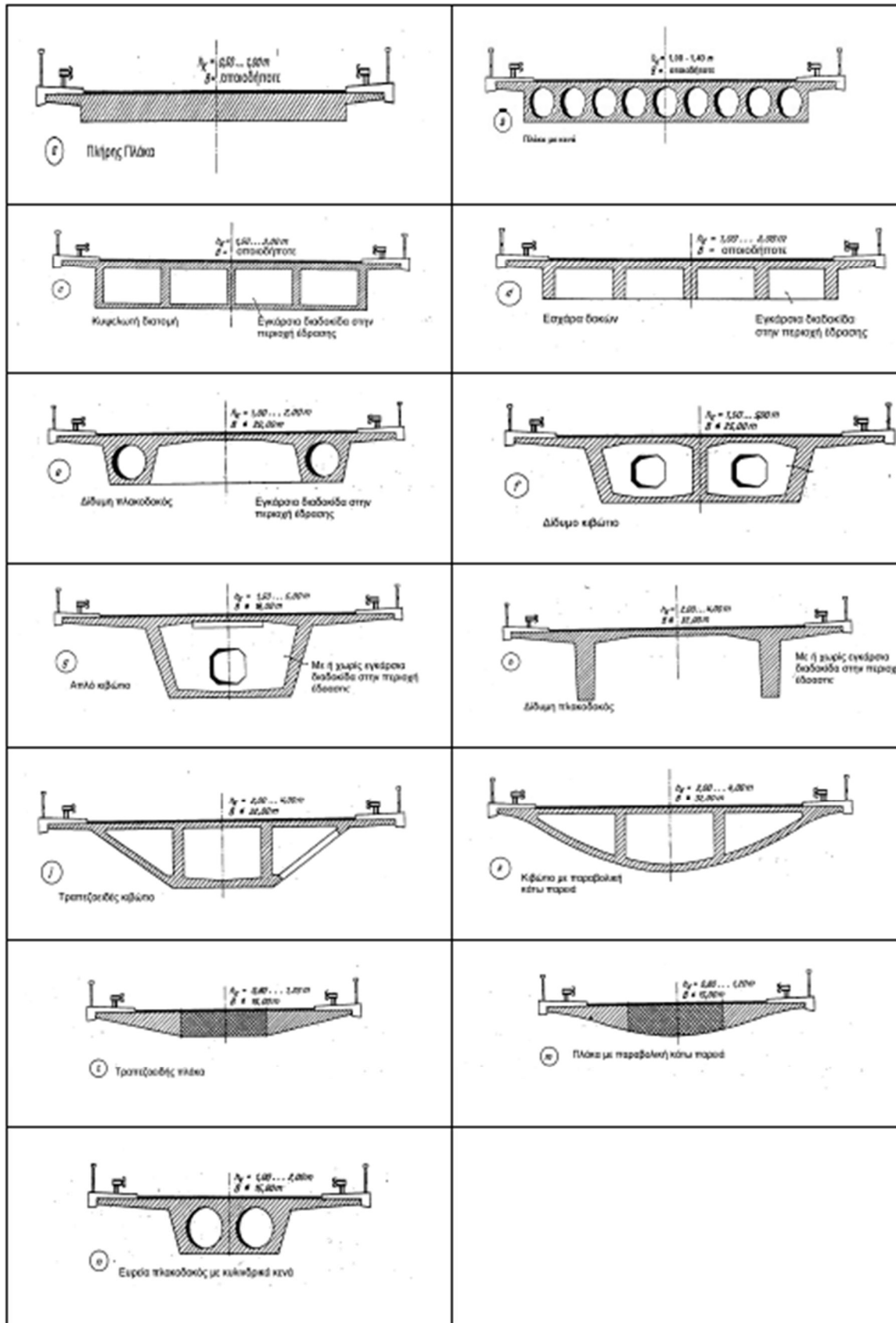
α) Στατική λειτουργία

Ανάλογα με το στατικό τους σύστημα οι γέφυρες διακρίνονται σε:

- γέφυρες φορέων μορφής δοκού (πλακοδοκοί, κιβωτιοειδείς, σκαφοειδείς)
- γέφυρες επιφανειακών φορέων (πλάκες, εσχάρες, πολυκυψελωτές διατομές)
- γέφυρες μορφής πλαισίου
- δικτυωτές γέφυρες
- κρεμαστές γέφυρες
- καλωδιωτές γέφυρες
- τοξωτές γέφυρες



Εικόνα 1.27 Τύποι γεφυρών σύμφωνα με το στατικό σύστημα



Εικόνα 1.28 Χαρακτηριστικές μορφές διατομών

β) Υλικό

Σύμφωνα με το υλικό κατασκευής τους οι γέφυρες κατατάσσονται σε:

- ξύλινες
- λίθινες
- γέφυρες από σκυρόδεμα (σιδηροπαγές , προεντεταμένο)
- μεταλλικές (κυρίως χαλύβδινες)
- σύμμικτες



α. Γέφυρα ξύλινη



β. Γέφυρα λίθινη



γ. Γέφυρα από σκυρόδεμα



δ. Γέφυρα μεταλλική



ε. Γέφυρα σύμμικτη

Εικόνα 1.29 Γέφυρες διαφορετικών υλικών

γ) Χρήση

Ανάλογα με τη χρήση τους οι γέφυρες διακρίνονται σε:

- πεζογέφυρες
- οδικές γέφυρες
- σιδηροδρομικές γέφυρες
- ειδικές γέφυρες



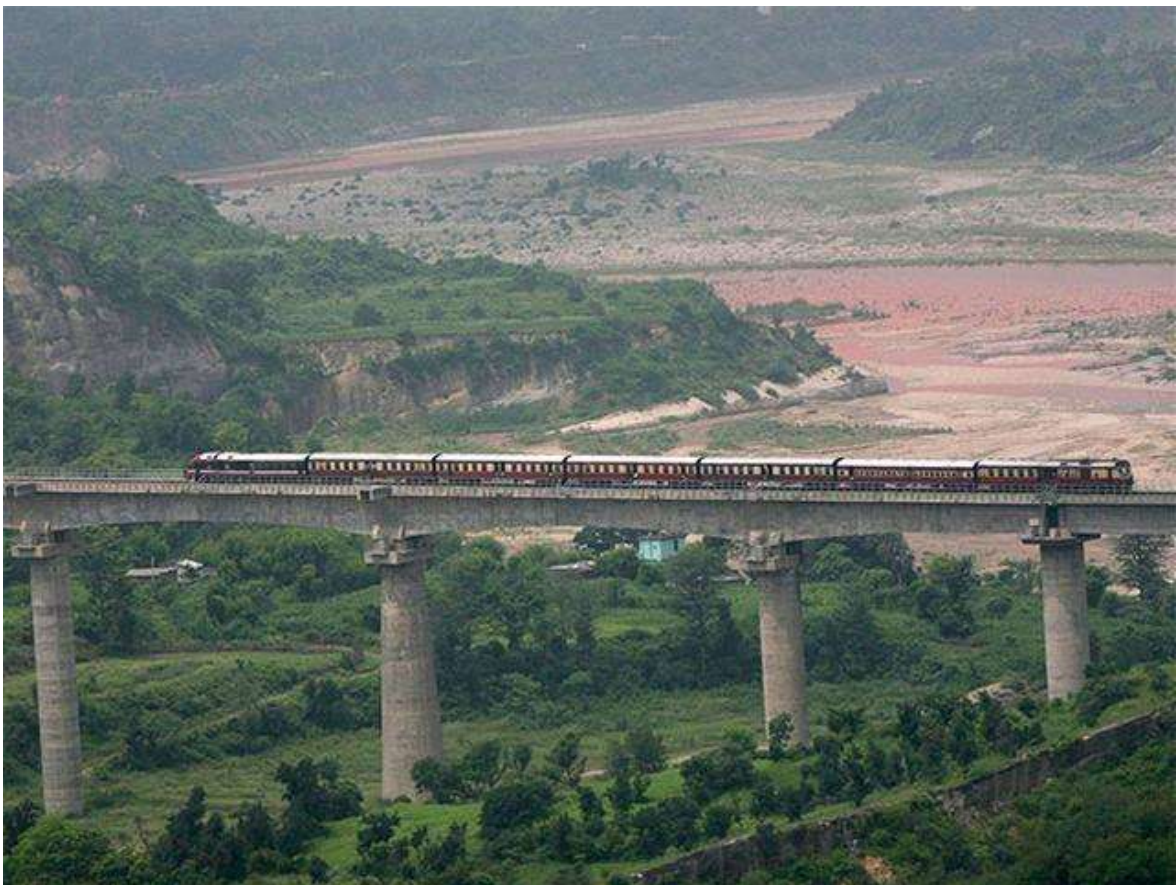
Εικόνα 1.30 Πεζογέφυρα



Εικόνα 1.31 Οδική γέφυρα



Εικόνα 1.32 Σιδηροδρομική γέφυρα



Εικόνα 1.33 Σιδηροδρομική γέφυρα

δ) Δυνατότητα κίνησης

Ανάλογα με τη δυνατότητα κίνησής τους οι γέφυρες διακρίνονται σε:

- σταθερές
- κινητές (κυλιόμενες, οριζόντια ή κατακόρυφα περιστρεφόμενες, ανυψούμενες)



Εικόνα 1.34 Περιστρεφόμενη γέφυρα



Εικόνα 1.35 Περιστρεφόμενη γέφυρα



Εικόνα 1.36 Ανυψούμενη γέφυρα



Εικόνα 1.37 Ανυψούμενη γέφυρα

2 Η ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ U

2.1 ΓΕΝΙΚΑ

Με τη ραγδαία ανάπτυξη των μεγάλων αστικών περιοχών ανά τον κόσμο, προέκυψε η ανάγκη για κατασκευή νέων σύγχρονων υποδομών για την εξυπηρέτηση των συγκοινωνιών. Στον τομέα των αστικών σιδηροδρόμων η ανάγκη για εύκολο και αποδοτικό διαχωρισμό των διαφόρων συστημάτων (Light Rail Transit & Mass Rapid Transit) έστρεψε τους κατασκευαστές στη χρήση των υπέργειων σιδηροδρόμων (railway viaducts), οι οποίοι θα έπρεπε να ικανοποιούν τόσο λειτουργικά κριτήρια, όσο και αισθητικά, αφού αποτελούν τεχνικά έργα τα οποία είναι οπτικά εμφανή μέσα στις αστικές περιοχές. Στην κατεύθυνση αυτή οδήγησαν, επιπλέον, το υψηλό κόστος κατασκευής, αλλά και ο μεγάλος χρόνος αποπεράτωσης που απαιτούσαν οι, παραδοσιακές για τα αστικά συστήματα συγκοινωνιών, σήραγγες.

Η έννοια της U-shape διατομής (σκαφοειδής), για χρήση σε προεντεταμένες γέφυρες, αναπτύχθηκε τη δεκαετία του 1990 (SYSTRA-πρώτη εφαρμογή στο Santiago της Χιλής, 1993-1997) με στόχο την επίτευξη συστημάτων (υπέργειοι σιδηρόδρομοι, LRT&MRT) τα οποία θα εντάσσονταν αρμονικά στο αστικό περιβάλλον. Τα πλεονεκτήματα που προσφέρουν αυτού του είδους οι φορείς, τόσο από οικονομική άποψη, όσο και από την κατασκευαστική πλευρά, οδήγησαν στην ευρύτατη χρήση τους την τελευταία δεκαετία σε όλο τον κόσμο. Συνοπτικά, θα ήταν σκόπιμο να αναφερθούν η οπτική ενσωμάτωση στο αστικό περιβάλλον και η μείωση των αισθητικών επιπτώσεων σε αυτό, η μείωση της ηχορύπανσης, αλλά και η παρεχόμενη ασφάλεια κατά τη φάση λειτουργίας.



Εικόνα 2.1 Τυπική όψη φορέα σκαφοειδούς μορφής



Εικόνα 2.2 Χρήση φορέα διατομής U στις αστικές σιδηροδρομικές συγκοινωνίες (Dubai)



Εικόνα 2.3 Φωτορεαλιστική άποψη τμήματος της γραμμής ΜΕΤΡΟ στη Ντόχα του Κατάρ



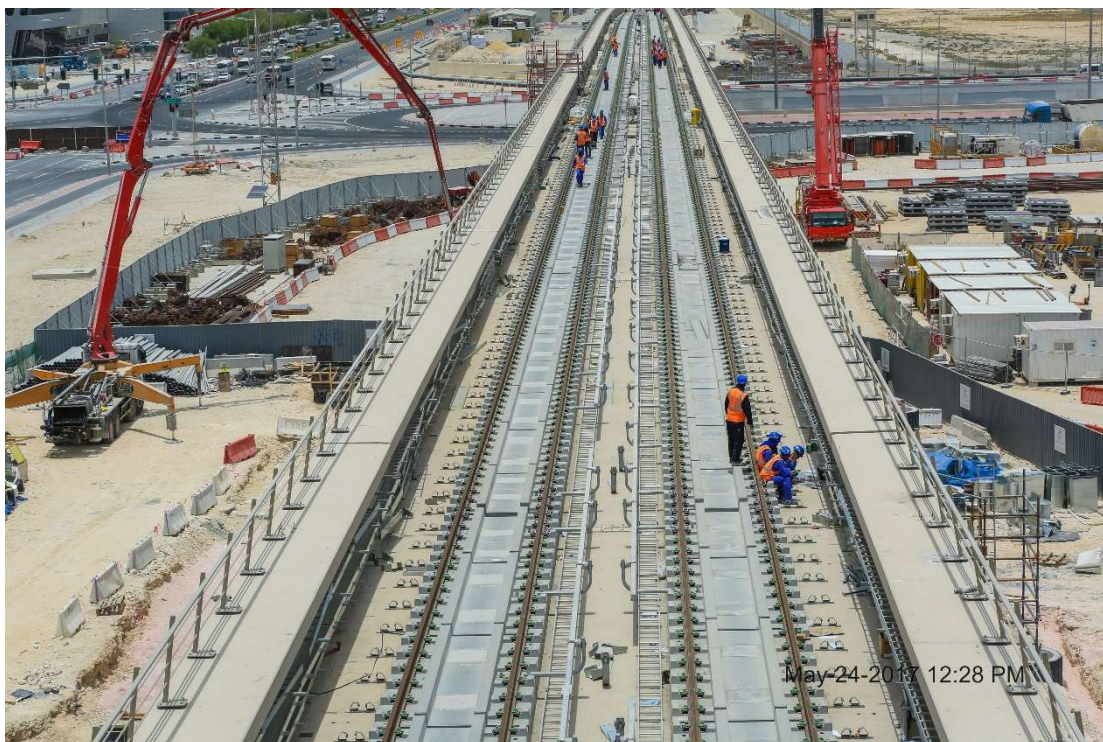
Εικόνα 2.4 Κατασκευή τμήματος της γραμμής ΜΕΤΡΟ στη Ντόχα



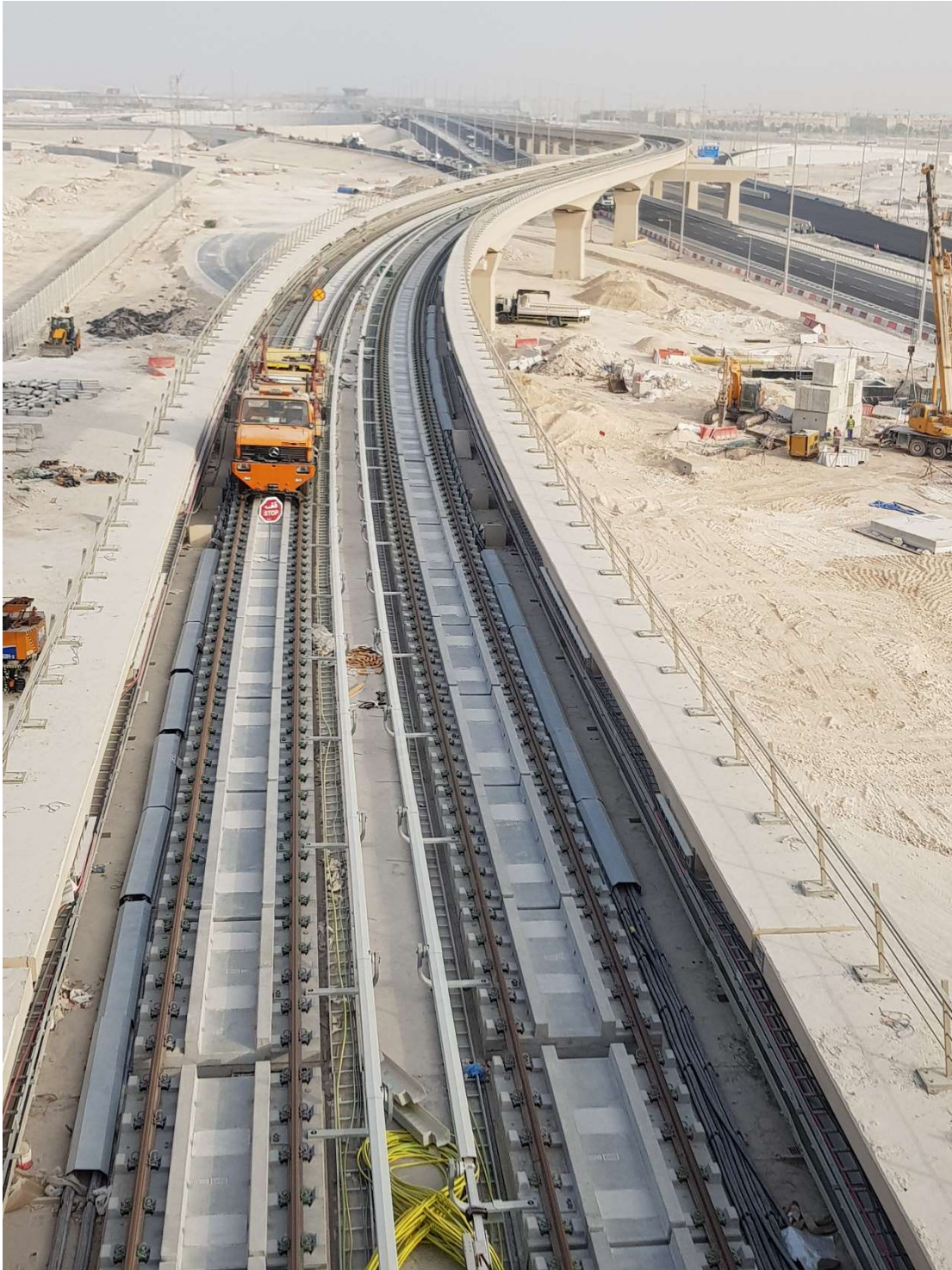
Εικόνα 2.5 Κατασκευή τμήματος της γραμμής ΜΕΤΡΟ στη Ντόχα



Εικόνα 2.6 Κατασκευή τμήματος της γραμμής ΜΕΤΡΟ στη Ντόχα



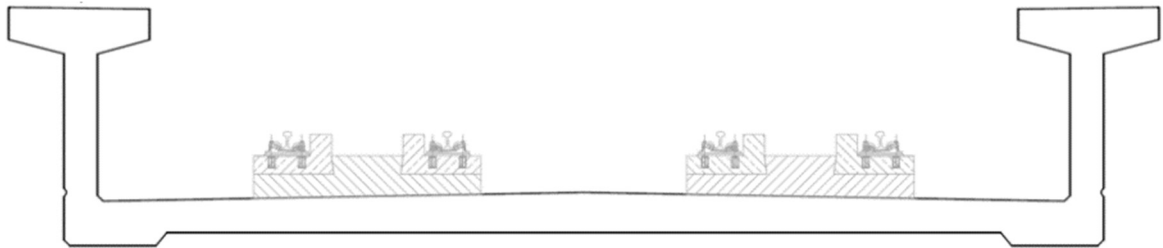
Εικόνα 2.7 Άποψη ολοκληρωμένων έργων στη γραμμή ΜΕΤΡΟ της Ντόχα



Εικόνα 2.8 Ολοκληρωμένο κατάστρωμα γέφυρας στη γραμμή ΜΕΤΡΟ της Ντόχα

2.2 ΜΟΡΦΗ

Ένα τυπικό κατάστρωμα γέφυρας με σκαφοειδή διατομή συντίθεται από τις δύο πλευρικές δοκούς και την πλάκα πυθμένα ανάμεσα τους. Οι δοκοί αποτελούνται από τον κορμό και το άνω πέλμα, ενώ η πλάκα πυθμένα είναι το τμήμα πάνω στο οποίο στηρίζεται η σιδηρογραμμή. Η πλάκα, εάν το απαιτεί η μελέτη, προεντίνεται στην εγκάρσια διεύθυνση. Η διαμήκης προένταση πραγματοποιείται με τένοντες τοποθετημένους τόσο στις δοκούς, όσο και στην πλάκα. Αυτού του είδους ο φορέας μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την κάλυψη ανοιγμάτων έως 35m, ενώ έχει χρησιμοποιηθεί και σε περιπτώσεις συνεχών γεφυρών. Επιπλέον, είναι δυνατόν να μεταφέρει μία ή δύο σιδηρογραμμές, ενώ το πλάτος και το ύψος της διατομής επιλέγονται κατάλληλα κάθε φορά από τους μελετητές, με στόχο την ικανοποίηση των ιδιαιτεροτήτων και των ειδικών απαιτήσεων κάθε ξεχωριστού έργου.



Εικόνα 2.9 Τυπική διατομή U με δύο σιδηρογραμμές

2.3 ΠΛΕΟΝΕΚΤΗΜΑΤΑ ΓΕΦΥΡΩΝ ΜΕ ΣΚΑΦΟΕΙΔΗ ΔΙΑΤΟΜΗ (U-shape)

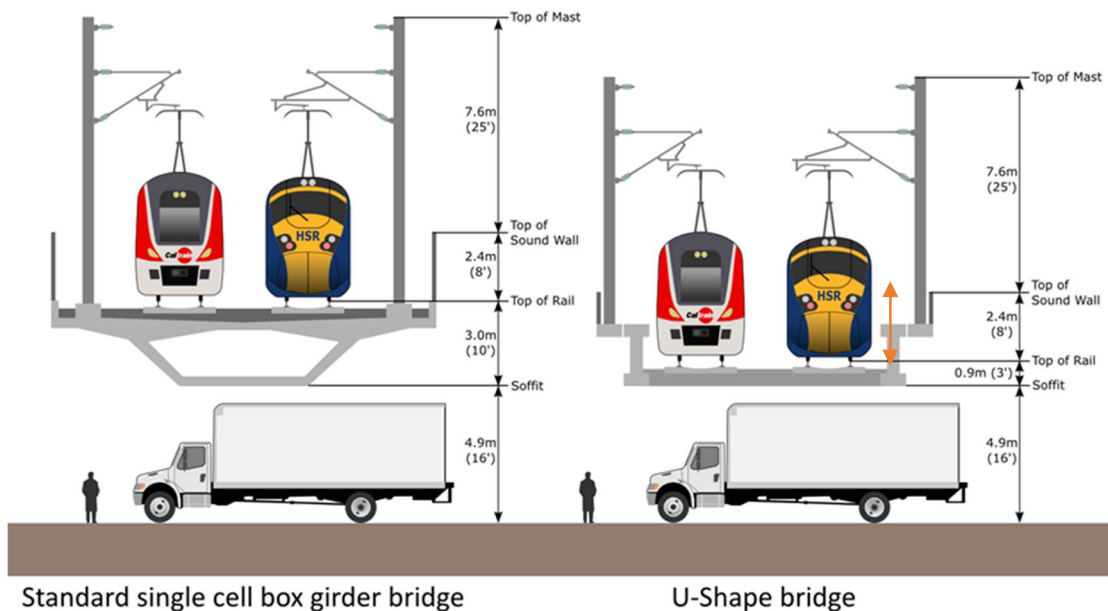
Τα πλεονεκτήματα της χρήσης γεφυρών με σκαφοειδή διατομή, έναντι αυτών με τυπικές διατομές (κιβωτιοειδής, πλάκα, κτλ), στα αστικά συστήματα σιδηροδρομικών συγκοινωνιών είναι αρκετά.

2.3.1 ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΑΠΑΙΤΗΣΗΣ ΕΛΕΥΘΕΡΟΥ ΥΨΟΥΣ

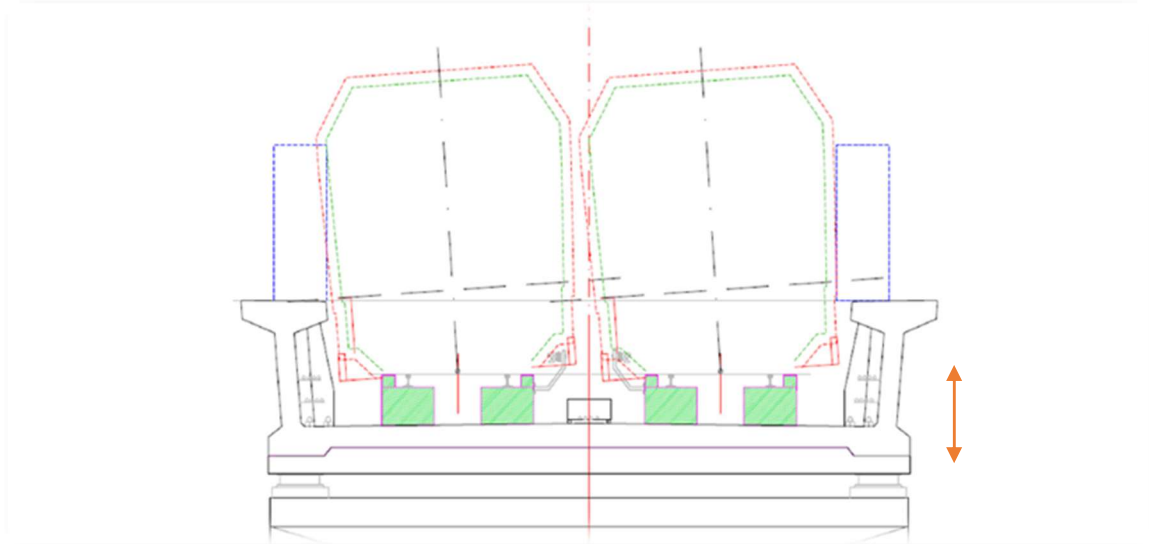
Η υψομετρική χάραξη των γεφυρών των γραμμών μετρό καθορίζεται κυρίως από το απαιτούμενο ελεύθερο ύψος κυκλοφορίας κάτω από αυτές. Έτσι η υψομετρική στάθμη της σιδηρογραμμής απορρέει από αυτό το ελεύθερο ύψος, συν το συνολικό ύψος από την κάτω παρεία της πλάκας πυθμένα του καταστρώματος (αναφέρεται είτε σε κιβωτιοειδή είτε σε σκαφοειδή διατομή) μέχρι την τελική διαμορφωμένη θέση της σιδηροτροχιάς.

Σε ένα τυπικό φορέα μορφής κιβωτίου το ύψος της διατομής κάτω από τη σιδηρογραμμή κυμαίνεται από 1.25m έως 2.00m, τη στιγμή που το αντίστοιχο ύψος μιας σκαφοειδούς διατομής είναι ίσο με το πάχος της πλάκας πυθμένα, το οποίο κυμαίνεται μεταξύ 0.22m και 0.35m. Ως εκ τούτου είναι δυνατόν να μειωθεί η υψομετρική στάθμη της σιδηρογραμμής κατά 1.00m με 1.80m, πράγμα το οποίο έχει τις εξής συνέπειες:

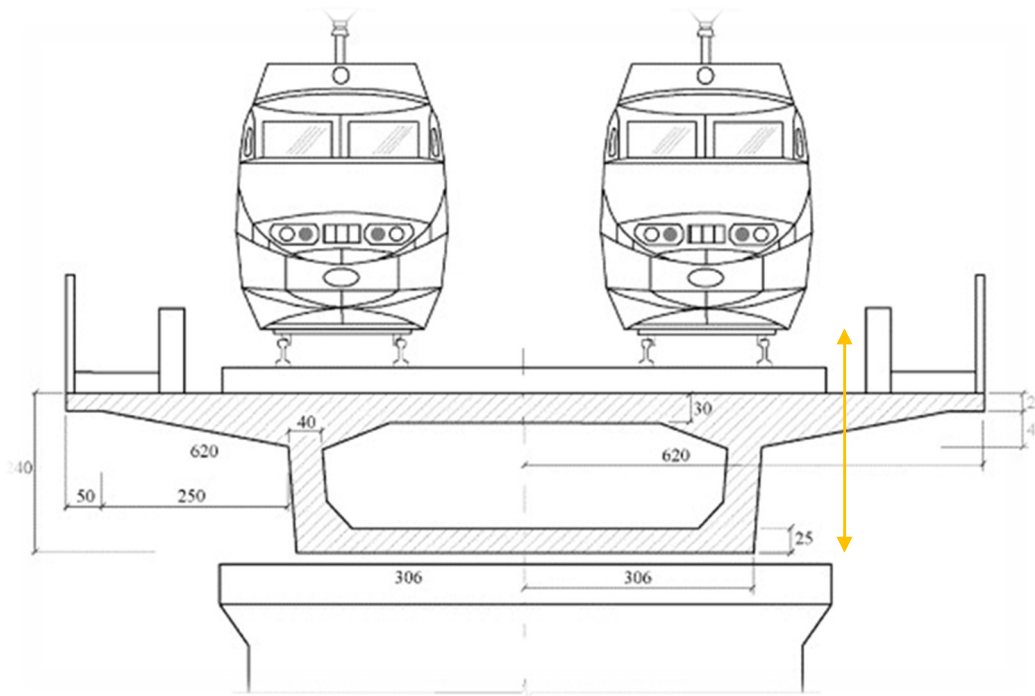
- η στάθμη των εφαρμοζόμενων οριζόντιων δυνάμεων (πέδηση/έλξη, ανεμοφόρτιση, σεισμικές δράσεις) μειώνεται, επομένως μειώνονται και οι ροπές κάμψης που επιβάλλονται στα βάθρα και στη θεμελίωση. Ως αποτέλεσμα μειώνεται το κόστος κατασκευής τους.
- οι οπτικές-αισθητικές επιπτώσεις της γέφυρας στο αστικό τοπίο μειώνονται.



Εικόνα 2.10 Σύγκριση συνολικού απαιτούμενου ύψους, οπτική επίπτωση στο αστικό περιβάλλον



Εικόνα 2.11 Διατομή U με δύο σιδηρογραμμές, συνολικό ύψος



Εικόνα 2.12 Κιβωτιοειδής διατομή με δύο σιδηρογραμμές, συνολικό ύψος

2.3.2 ΜΕΙΩΣΗ ΤΗΣ ΥΨΟΜΕΤΡΙΚΗΣ ΘΕΣΗΣ ΤΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΕΠΙΒΙΒΑΣΗΣ/ΑΠΟΒΙΒΑΣΗΣ

Η μείωση του διαμήκους προφίλ της γέφυρας έχει σαν αποτέλεσμα τη μείωση της τελικής καθ' ύψος θέσης των σταθμών. Αυτό οδηγεί τελικά σε μείωση του κόστους κατασκευής, αφού οι επιβαλλόμενες δυνάμεις (ανεμοφορτίσεις και σεισμικές δυνάμεις) στην κατασκευή μειώνονται. Η διαμόρφωση αυτή είναι ωφέλιμη και για τους επιβάτες, καθώς μειώνεται η απόσταση που πρέπει να διανύσουν από το επίπεδο της οδού μέχρι το χώρο επιβίβασης. Επιπλέον, το χαμηλό ύψος των σταθμών ελαττώνει το κόστος εγκατάστασης των ανελκυστήρων και του παρελκόμενου εξοπλισμού, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις είναι δυνατή η αποφυγή της εγκατάστασης τους (σταθμοί αρκετά κοντά στο επίπεδο του δρόμου) και του συνεπαγόμενου κόστους συντήρησης.



Εικόνα 2.13 Υψομετρική θέση σταθμών επιβίβασης/αποβίβασης

2.3.3 ΕΝΣΩΜΑΤΩΣΗ ΤΩΝ ΣΤΑΘΜΩΝ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΤΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ

Στις θέσεις των σταθμών επιβίβασης/αποβίβασης είναι δυνατόν να διατηρηθεί η διατομή του καταστρώματος όπως είναι και στα εκτός σταθμών τμήματα. Οι σιδηρογραμμές, έτσι, συνεχίζουν να υποστηρίζονται από το “τυπικό” κατάστρωμα του σχεδιασμού, το οποίο περνά μέσα από την κατασκευή του σταθμού και παραμένει ανεξάρτητο από αυτόν δομικό σύστημα. Αυτό δίνει τη δυνατότητα για τυποποίηση της διατομής της γέφυρας σε όλο το μήκος της, ενώ είναι δυνατόν οι κεφαλές των βάθρων να διαθέτουν ειδικούς προβόλους για την υποστήριξη ορισμένων δομικών στοιχείων του σταθμού. Οι υπόλοιπες εγκαταστάσεις (εκδοτήρια, χώροι τεχνικού προσωπικού, κτλ) αποτελούν ανεξάρτητες κατασκευές από τη γέφυρα.



Εικόνα 2.14 Κατασκευή σταθμού, ανεξάρτητη δομή από τη γέφυρα.

2.3.4 ΠΛΗΡΗΣ ΕΝΣΩΜΑΤΩΣΗ ΤΩΝ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΣΥΣΤΗΜΑΤΩΝ

Ο φορέας με σκαφοειδή διατομή δίνει τη δυνατότητα της οικονομικής και πρακτικής εγκατάστασης όλων των τεχνικών συστημάτων (μηχανολογικός εξοπλισμός, καλώδια ηλεκτροδότησης, συστήματα ελέγχου κίνησης και επικοινωνίας, εξοπλισμός σήμανσης) που είναι απαραίτητα για την κίνηση του συρμού και γενικά για την ομαλή λειτουργία της γραμμής. Επιπλέον, με τη συγκεκριμένη διάταξη διευκολύνονται οι απαιτούμενες διαδικασίες συντήρησης των παραπάνω συστημάτων.

2.3.5 ΟΙΚΟΝΟΜΙΑ ΣΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Η επιφάνεια μιας διατομής σκαφοειδούς μορφής σε σχέση με την αντίστοιχη απαιτούμενη μιας τυπικής κιβωτιοειδούς είναι μικρότερη, επομένως μειώνεται το χρησιμοποιούμενο σκυρόδεμα. Επιπλέον, η μείωση του διαμήκους προφίλ της γέφυρας οδηγεί σε ελάττωση των δυνάμεων που παραλαμβάνονται από τα βάθρα και τη θεμελίωση και ως εκ τούτου σε μείωση του όγκου τους. Έτσι, οι απαιτούμενες ποσότητες υλικών περιορίζονται, γεγονός το οποίο ρίχνει σημαντικά το οικονομικό κόστος του έργου, μείωση που μπορεί να φτάσει την τάξη του 20%-40%.



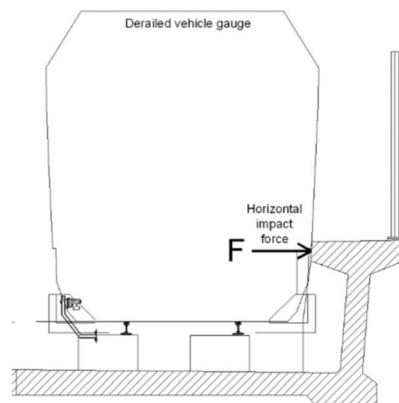
Εικόνα 2.15 "Λεπτά" – οικονομικά δομικά στοιχεία

2.3.6 ΧΡΗΣΗ ΑΚΡΑΙΩΝ ΔΟΚΩΝ

Οι πλευρικές δοκοί αποτελούν αφενός μέρος του δομικού συστήματος, αφετέρου εξυπηρετούν και σημαντικές λειτουργικές απαιτήσεις.

Λειτουργούν ως ηχοπετάσματα, παγιδεύοντας το θόρυβο του συρμού προτού “διαφύγει” στις γύρω περιοχές. Είναι μάλιστα πολύ αποτελεσματικές λόγω του σημαντικού πάχους τους και της κοντινής στο συρμό θέσης τους, ενώ το συνολικό ύψος του καταστρώματος περιορίζεται, σε αντίθεση με ένα τυπικό κατάστρωμα κιβωτιοειδούς μορφής όπου η χρήση ηχοπετασμάτων είναι αναπόφευκτη.

Επιπλέον, οι πλευρικές δοκοί προσφέρουν αυξημένη ασφάλεια σε περίπτωση εκτροχιασμού της αμαξοστοιχίας ή σοβαρού σεισμού. Σε αυτές τις καταστάσεις οι δοκοί λειτουργούν ως φράγματα τα οποία θα συγκρατήσουν το συρμό πάνω στη γέφυρα.

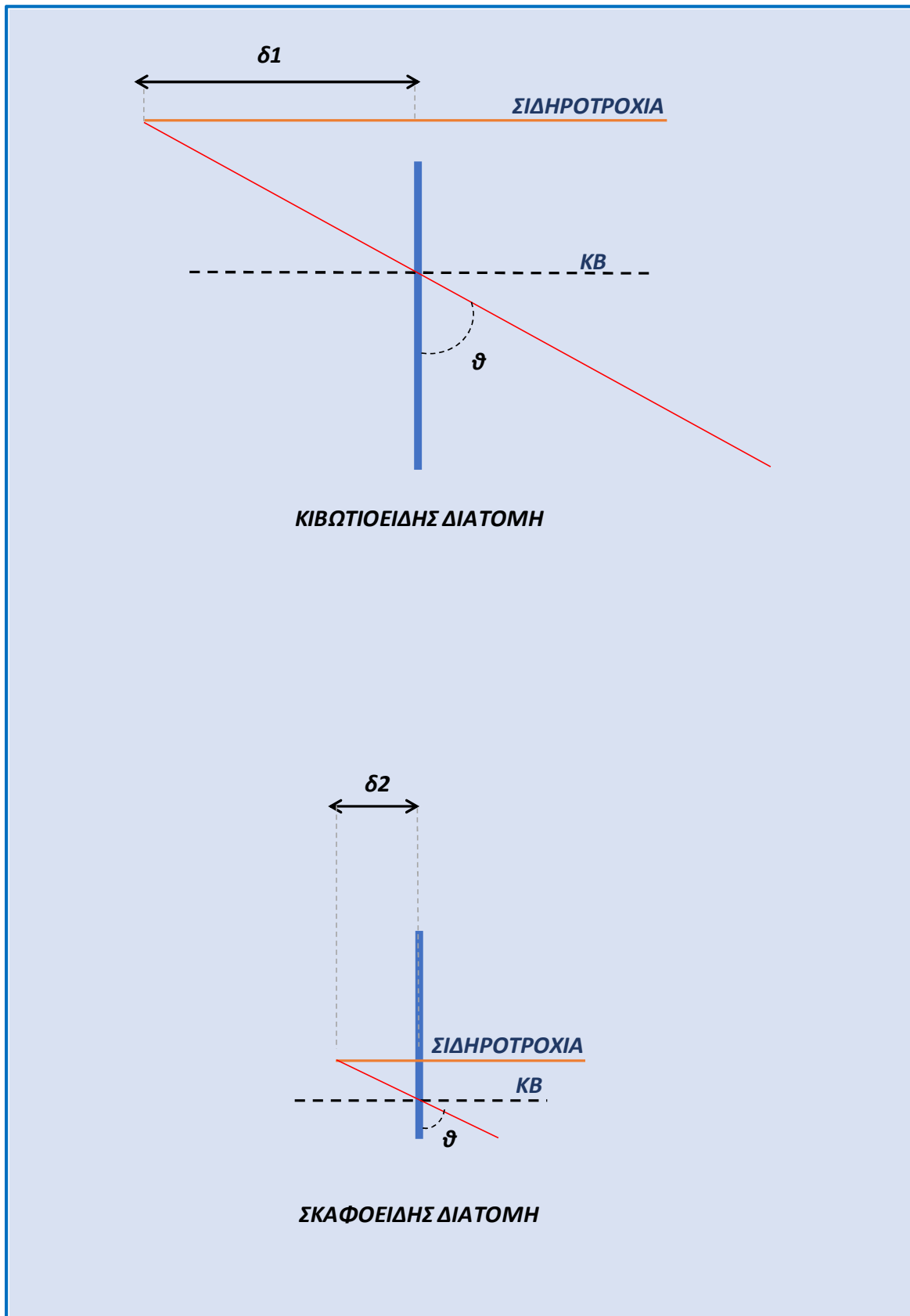


Εικόνα 2.16 Εκτροχιασμός, συγκράτηση από τις πλευρικές δοκούς.

Τέλος, τα άνω πέλματα των δοκών έχουν πολλαπλό ρόλο, καθώς μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε σαν διάδρομοι εκτάκτου ανάγκης/εκκένωσης του συρμού, είτε ως διάδρομοι συντήρησης και χρήσης από το τεχνικό προσωπικό της γραμμής, αφού βρίσκονται περίπου στο ίδιο επίπεδο με το πάτωμα του βαγονιού.

2.3.7 ΜΕΙΩΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΜΗΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΛΟΓΩ ΣΤΡΟΦΗΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Σε μια σκαφοειδή διατομή η απόσταση μεταξύ του κεντροβαρικού της άξονα και του άξονα της σιδηρογραμμής είναι μικρή. Ως αποτέλεσμα οι αναπτυσσόμενες διαμήκεις μετακινήσεις της σιδηρογραμμής, οι οποίες οφείλονται στην κάμψη του καταστρώματος, είναι σημαντικά μικρότερες από τις αντίστοιχες μιας τυπικής κιβωτιοειδούς διατομής. Αυτό είναι επιθυμητό όταν γίνεται έλεγχος των μετακινήσεων λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση γέφυρας και σιδηρογραμμής.



Εικόνα 2.17 Σύγκριση διαμήκων μετακινήσεων λόγω στροφής της διατομής.

3 ΒΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.1 ΣΥΝΟΠΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Σκοπός του παρόντος κεφαλαίου είναι να δοθούν βασικά στοιχεία για τις παραμέτρους σχεδιασμού και τη φύση του εξεταζόμενου έργου.

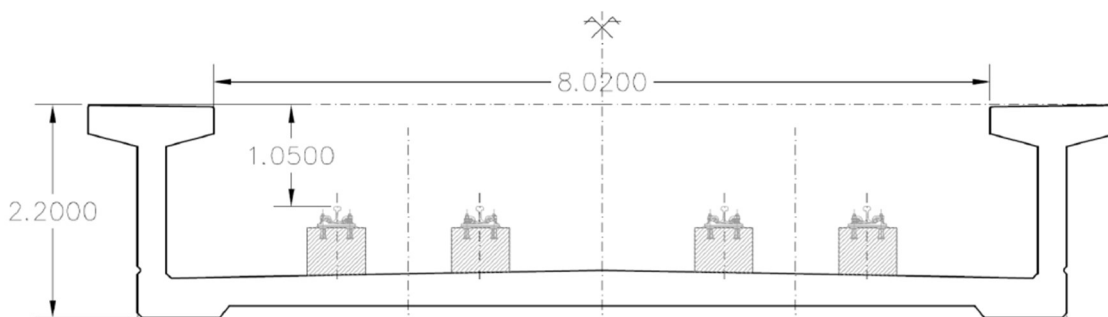
Το συγκεκριμένο έργο αποτελεί μια προεντεταμένη γέφυρα τριών ανοιγμάτων, συνολικού μήκους 95.90m (31.95m+32.00m+31.95m), η οποία θα χρησιμοποιηθεί για την κυκλοφορία συρμών μετρό.

Η γέφυρα κατασκευάζεται με τη μέθοδο των προκατασκευασμένων σπονδύλων.

Ως διάρκεια ζωής του έργου ορίζονται τα 120 έτη.

Η γέφυρα σχεδιάζεται για μέγιστη ταχύτητα συρμού ίση με 150 km/hr, ενώ η υπηρεσιακή ταχύτητα θα είναι τα 130 km/hr.

Η διατομή καταστρώματος που υιοθετείται στον σχεδιασμό της γέφυρας, λαμβάνοντας υπόψη τις απαιτήσεις κίνησης του πραγματικού συρμού που θα την διατρέχει, είναι η εξής:



Σχήμα 3.1 Τυπική διατομή καταστρώματος γέφυρας (στο άνοιγμα)

Η διατομή υποστηρίζει δύο σιδηρογραμμές σε απόσταση, από τον άξονά τους, 4.00 m. Το συνολικό πλάτος της διατομής είναι 10.62 m

3.2 ΥΛΙΚΑ

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά και οι ιδιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών καθορίζονται στον *Ευρωκώδικα 2- Σχεδιασμός κατασκευών από σκυρόδεμα*.

3.2.1 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

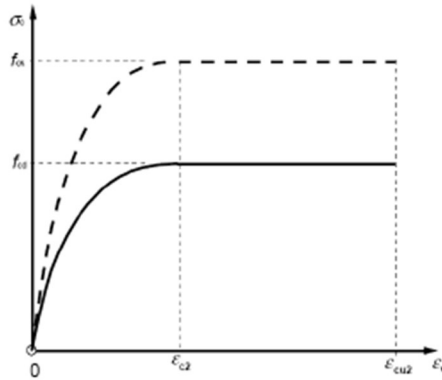
Τα μηχανικά χαρακτηριστικά και η αντοχή του σκυροδέματος λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Αντοχή															Αναλυτική σχέση / Εξήγηση
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck} (2/3) \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \text{ fl} \ln(1+(f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5% οριακό ποσοστό (fractile)
$F_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95% οριακό ποσοστό (fractile)
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} σε MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	βλ. Σχήμα 3.2 $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 0,7 f_{cm} / 0,31 < 28$
ϵ_{cu1} (‰)		3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	βλ. Σχήμα 3.2 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c1} (\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 -$
ϵ_{c2} (‰)		2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	βλ. Σχήμα 3.3 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2} (\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50) / 0,53$
ϵ_{cu2} (‰)		3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	βλ. Σχήμα 3.3 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100] / 4$
N		2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	για $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100] / 4$
ϵ_{c3} (‰)		1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	βλ. Σχήμα 3.4 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3} (\text{‰}) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)		3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	βλ. Σχήμα 3.4 για $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100] / 4$

Πίνακας 3.1 Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος (EN 1992-1-1, ΠΙΝΑΚΑΣ 3.1)

Χρησιμοποιείται σκυρόδεμα **C50/60** με συντελεστή θερμικής διαστολής $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$ και λαμβάνοντας υπόψη μέση ετήσια σχετική υγρασία περιβάλλοντος RH=70%.

Για τον σχεδιασμό των διατομών χρησιμοποιείται το παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων του κανονισμού.



Σχήμα 3.2 Παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα για σκυρόδεμα υπό θλίψη (EN 1992-1-1)

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

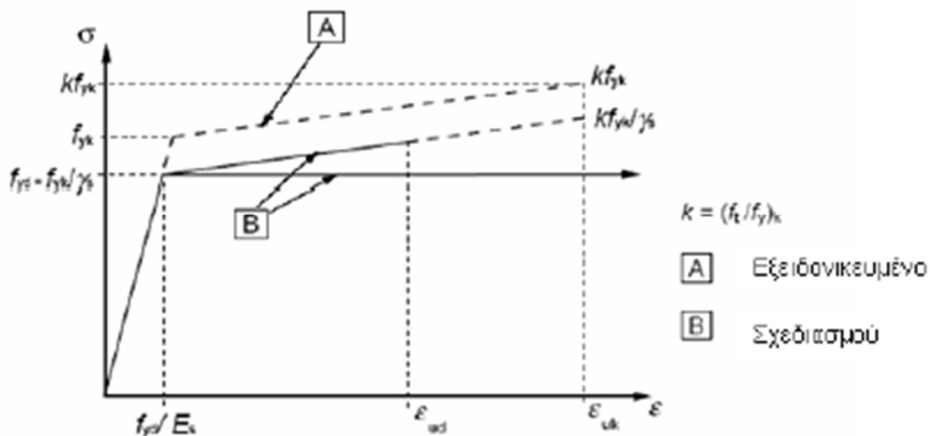
όπου $\alpha_{cc}=0.85$

3.2.2 ΧΑΛΥΒΑΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ

Επιλέγεται χάλυβας οπλισμού **B500 B** με ιδιότητες όπως παρακάτω:

- χαρακτηριστική ανηγμένη παραμόρφωση στη μέγιστη δύναμη: $\epsilon_{uk} > 5 \%$
- χαρακτηριστικό όριο διαρροής: $f_{y,k} = 500 \text{ MPa}$
- μέτρο ελαστικότητας: $E=200000 \text{ MPa}$
- συντελεστής θερμικής διαστολής: $\alpha=1.2 \times 10^{-5}$

Το διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης όπως ορίζεται στον κανονισμό είναι το παρακάτω:



Σχήμα 3.3 Εξειδονικευμένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και διάγραμμα σχεδιασμού χάλυβα οπλισμού (EN 1992-1-1)

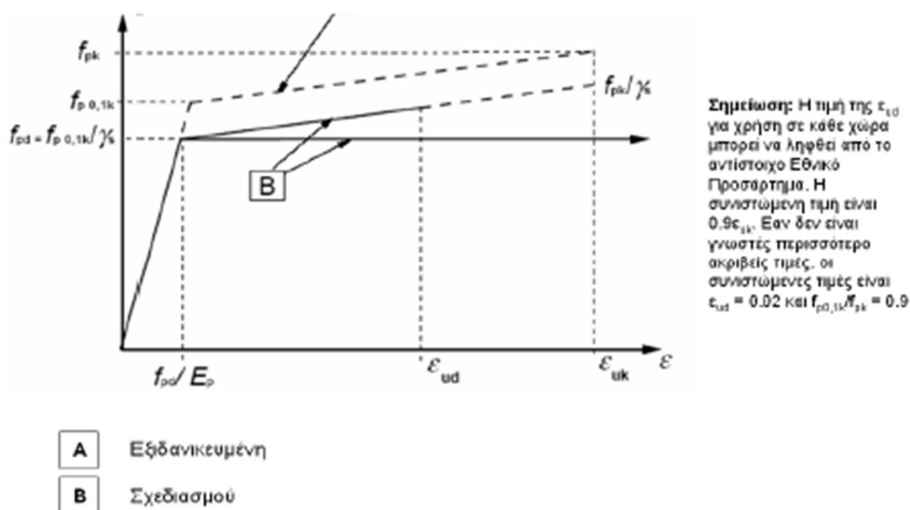
Στον σχεδιασμό χρησιμοποιείται το ελαστοπλαστικό διάγραμμα χωρίς κράτυνση.

3.2.3 ΧΑΛΥΒΑΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ

Επιλέγεται χάλυβας ποιότητας **Y1860** και γίνεται χρήση 7-κλωνων συρματοσχοίνων.

- χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$
- συμβατικό όριο διαρροής: $f_{p0.1k} = 1600 \text{ MPa}$
- ονομαστική διάμετρος συρματοσχοίνου: 16 mm
- ονομαστικό εμβαδόν συρματοσχοίνου: 150 mm^2
- αντοχή συρματοσχοίνου: $F_{pk} = 1.5 \text{ cm}^2 \cdot 186 \text{ kN/cm}^2 = 279 \text{ kN}$
- μέτρο ελαστικότητας: 195000 MPa
- χαλάρωση: κατηγορία 2 (στις 1000 ώρες μετά την τάνυση σε 20°C και σε $0.7 f_{pk}$)

Για το σχεδιασμό των διατομών λαμβάνεται υπόψη το παρακάτω διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων:



Σχήμα 3.4 Εξιδανικευμένο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων και διάγραμμα σχεδιασμού χάλυβα προέντασης (EN 1992-1-1)

3.2.4 ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΥΛΙΚΩΝ

ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	Σκυρόδεμα (γ_c)	Χάλυβας οπλισμού (γ_s)	Χάλυβας προέντασης (γ_s)
Μόνιμες & Παροδικές	1.5	1.15	1.15
Τυχηματικές	1.2	1.0	1.0

Πίνακας 3.2 Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υλικών για οριακές καταστάσεις αστοχίας (EN 1992-1-1, ΠΙΝΑΚΑΣ 2.1N)

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας οι επιμέρους συντελεστές λαμβάνονται ίσοι με 1.00.

3.3 ΔΡΑΣΕΙΣ

3.3.1 ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Αυτή η κατηγορία δράσεων περιλαμβάνει το ίδιο βάρος όλων των δομικών-φερόντων στοιχείων της κατασκευής.

Η τιμή του ίδιου βάρους υπολογίζεται σύμφωνα με τις παρακάτω πυκνότητες των υλικών:

ΥΛΙΚΟ	ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ
Άοπλο σκυρόδεμα	24.00 KN/m ³
Οπλισμένο σκυρόδεμα	25.00 KN/m ³
Χάλυβας	78.50 KN/m ³

Πίνακας 3.3 Πυκνότητες υλικών για χρήση στον σχεδιασμό

3.3.2 ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΜΟΝΙΜΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

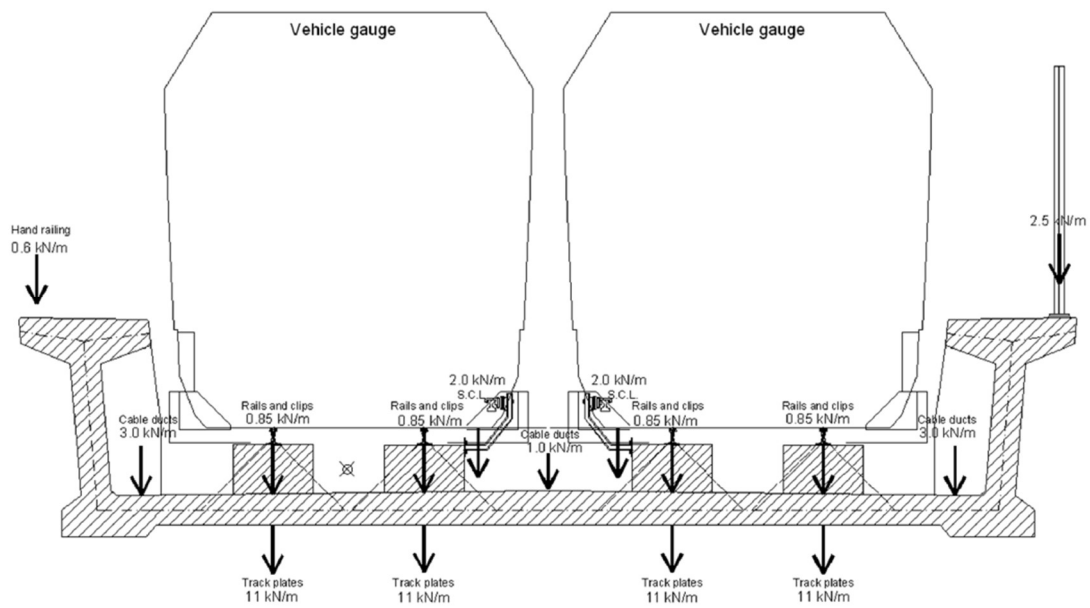
Οι πρόσθετες μόνιμες δράσεις αποτελούνται από το ίδιο βάρος όλων των δευτερευόντων στοιχείων που στηρίζονται πάνω στον φορέα. Τέτοια φορτία προέρχονται από τις σιδηρογραμμές, τις αγκυρώσεις των τενόντων προεντάσεως, τον βοηθητικό εξοπλισμό λειτουργίας, τα καλώδια ηλεκτροδότησης, τους αγωγούς των τενόντων, τις διάφορες επιστρώσεις και επενδύσεις του φορέα.

Χαρακτηριστικές, ανά μονάδα μήκους, τιμές αυτών των φορτίων είναι οι εξής:

πλάκες σιδηρογραμμής:	22.00 KN/m
ράγες και συστήματα στερέωσης:	1.70 KN/m ανά γραμμή
οπτικά/αντιθορυβικά πετάσματα και φωτισμός:	2.50 KN/m ανά πέτασμα
βοηθητικοί αγωγοί και καλώδια:	3.00 KN/m ανά γραμμή
αγωγοί καλωδίων:	1.00 KN/m
skid contact railing:	2.00 KN/m ανά γραμμή
συστήματα επένδυσης:	1.20 KN/m ανά πλευρά
λοιπός εξοπλισμός σιδηρογραμμής	22.00 KN/m
<u>Συνολικό φορτίο για τις δύο γραμμές:</u>	87.80 KN/m

Πίνακας 3.4 Πρόσθετες μόνιμες δράσεις ανά μονάδα μήκους του φορέα.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται σχηματικά που αναφέρεται το κάθε επιμέρους φορτίο πάνω στη διατομή.

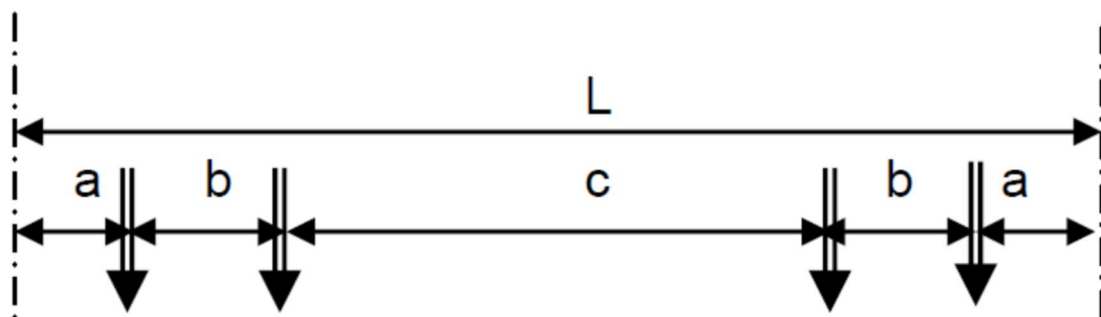


Σχήμα 3.5 Πρόσθετα μόνιμα φορτία- θέση πάνω στη διατομή

3.3.3 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΗΣ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ

A) ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ

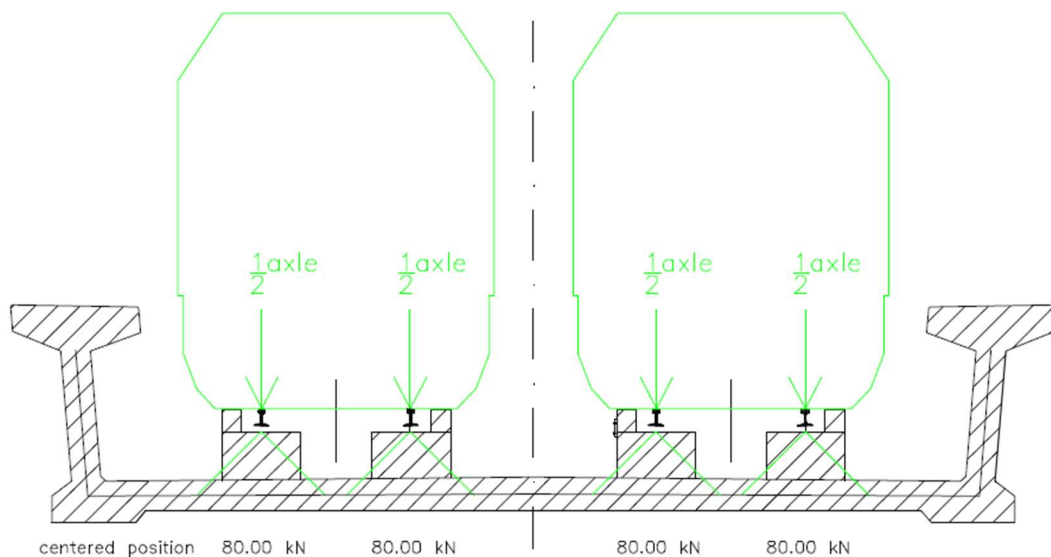
Χρησιμοποιείται ο παρακάτω τύπος συρμού, με τα αντίστοιχα χαρακτηριστικά:



Σχήμα 3.6 Τυπικό θαγόνη συρμού σχεδιασμού

- αξονικό φορτίο: 160 kN (16 τόνοι)
- μέγιστο πλήθος διαδοχικών οχημάτων (βαγονιών): 6
- $L = 19.40\text{m}$
- $a = 2.35\text{m}$
- $b = 2.10\text{m}$ (αξονική απόσταση τροχών)
- $c = 10.50\text{m}$ (απόσταση εσωτερικών αξόνων του βαγονιού)

Ο φορέας φέρει δύο σιδηρογραμμές και έτσι εφαρμόζεται ο μέγιστος αριθμός βαγονιών στις δυσμενέστερες θέσεις για κάθε εξεταζόμενο εντατικό μέγεθος.



Σχήμα 3.7 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας ανά τροχή

B) ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΑ

Τα φορτία τροχοπέδησης και έλξης λαμβάνονται ίσα με το 30% των κατακορύφων φορτίων του διερχόμενου συρμού. Δεδομένου ότι από τη γέφυρα μπορούν να διέρχονται δύο συρμοί προς αντίθετες κατευθύνσεις, πρέπει να θεωρηθεί ότι στη δυσμενέστερη περίπτωση βρίσκονται ταυτόχρονα πάνω στη γέφυρα και ότι ο ένας επιβάλλει δύναμη πέδησης στον φορέα, ενώ ο άλλος δύναμη έλξης. Έτσι οι οριζόντιες δυνάμεις θα έχουν ίδια κατεύθυνση και θα προκύψουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη στα δομικά στοιχεία.

Κάθε όχημα έχει συνολικό φορτίο $F_{car} = 4 \cdot 160 = 640 \text{ kN}$

Επομένως προκύπτει δύναμη πέδησης/έλξης $F_{tr} = F_{br} = 0.30 \cdot 640 = 192 \text{ kN}$ ανά όχημα

Γ) ΔΥΝΑΜΙΚΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ

Ο δυναμικός συντελεστής Φ λαμβάνει υπόψη τη δυναμική επαύξηση των τάσεων και των αποτελεσμάτων της ταλάντωσης του φορέα, δεν λαμβάνει όμως υπόψη τις επιδράσεις του συντονισμού. Οι στατικές αναλύσεις πραγματοποιούνται, με τα φορτία του συρμού πολλαπλασιασμένα με αυτόν τον συντελεστή.

Σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1991-2(Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες) ο δυναμικός επαυξητικός συντελεστής δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις, ανάλογα με την ποιότητα συντήρησης της σιδηρογραμμής:

(α) Για επιμελώς συντηρημένη σιδηρογραμμή:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82$$

με: $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$

(β) Για σιδηρογραμμή με τυπική συντήρηση:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73$$

με: $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,0$

όπου L_Φ = “Καθοριστικό μήκος”, το οποίο δίνεται από τον παρακάτω πίνακα:

Περίπτωση	Δομικό στοιχείο	Καθοριστικό μήκος L_Φ								
Κύριες δοκοί										
5.1	Απλά στηριζόμενες δοκοί και πλάκες (συμπεριλαμβανομένων χαλύβδινων δοκών ενσωματωμένων σε σκυρόδεμα)	Άνοιγμα κατά τη διεύθυνση της κύριας δοκού								
5.2	Συνεχείς δοκοί και πλάκες επί n ανοιγμάτων με $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$ (6.6)	$L_\Phi = k \times L_m$ (6.7) Όμως όχι μικρότερο από το $\max L_i$ ($i = 1, \dots, n$) <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>$n = 2$</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>≥ 5</td> </tr> <tr> <td>$k = 1,2$</td> <td>$1,3$</td> <td>$1,4$</td> <td>$1,5$</td> </tr> </table>	$n = 2$	3	4	≥ 5	$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$
$n = 2$	3	4	≥ 5							
$k = 1,2$	$1,3$	$1,4$	$1,5$							
5.3	Απλά πλαίσια και κλειστά πλαίσια ή κιβώτια: - ενός ανοίγματος - πολλαπλών ανοιγμάτων	Να λαμβάνονται υπόψη ως συνεχείς δοκός τριών ανοιγμάτων (χρήση του 5.2, με κατακόρυφα και οριζόντια μήκη των μελών του πλαισίου ή του κιβωτίου) Να λαμβάνονται υπόψη ως συνεχείς δοκός πολλαπλών ανοιγμάτων (χρήση του 5.2, με τα μήκη των ακραίων κατακόρυφων και οριζόντιων μελών)								
5.4	Μονά τόξα, αντιριδωτά τόξα, ενισχυμένης ακαμψίας δοκοί ανηρημένων τόξων	Μισό άνοιγμα								
5.5	Σειρές από τόξα με συμπαγείς πτερυγότοιχους για συγκράτηση επιχώματος	Δύο φορές το ελεύθερο άνοιγμα								
5.6	Αναρτήρες (σε συνδυασμό με δοκούς που ενισχύουν την ακαμψία)	4 φορές η διαμήκης απόσταση των αναρτήρων								

Πίνακας 3.5 Καθοριστικά μήκη L_Φ (EN 1991-2, ΠΙΝΑΚΑΣ 6.2)

Θεωρώντας επιμελώς συντηρημένη σιδηρογραμμή και τα παρακάτω μήκη ανοιγμάτων, λαμβάνουμε:

$$L_1=31.35\text{m} \quad L_2=32\text{m} \quad L_3=31.35\text{m}$$

$$L_m = \frac{1}{3} (L_1 + L_2 + L_3) = \frac{1}{3} (31.35 + 32 + 31.35) = 31.56\text{m}$$

για $n=3$ προκύπτει $k=1.3$

$$L_\Phi = 1.3 \times 31.56 = 41.03 > L_{\max} = 32$$

$$L_\Phi = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.86 = \frac{1.44}{\sqrt{41.03 - 0.2}} + 0.86 = 1.0504$$

3.3.4 ΔΡΑΣΕΙΣ ΜΗ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΠΕΖΟΔΙΑΔΡΟΜΩΝ

Μη δημόσιοι πεζοδιάδρομοι είναι αυτοί που προορίζονται για χρήση μόνο από εξουσιοδοτημένο προσωπικό.

Τα φορτία των πεζών, των δικύκλων και τα γενικά φορτία συντήρησης αντιπροσωπεύονται από ένα ομοιόμορφα καταμεμημένο φορτίο με χαρακτηριστική τιμή $q_k = 5.00 \text{ KN/m}^2$.

3.3.5 ΔΡΑΣΗ ΑΝΕΜΟΥ

Τα φορτία ανέμου υπολογίζονται σύμφωνα με τον EN 1991-1-4. Η ταχύτητα ανέμου σχεδιασμού (ταχύτητα αιχμής) λαμβάνεται ίση με την τιμή $V_p = 160 \text{ km/hr}$.

Η βασική ταχύτητα ανέμου v_b (η οποία ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους στα 10m πάνω από έδαφος κατηγορίας II) για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού του έργου (120 έτη) προκύπτει από την ταχύτητα αιχμής v_p .

Ως ταχύτητα αιχμής ορίζεται αυτή που αντιστοιχεί στην πίεση αιχμής: $q_p(z) = \frac{1}{2} \rho v_p^2$

Σύμφωνα με τις αναλυτικές σχέσεις του EN 1991 1-4 έχουμε :

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \rho v_p^2 \quad (\text{πίεση ταχύτητας αιχμής})$$

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2 \quad (\text{πίεση ταχύτητας αιχμής})$$

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b \quad (\text{μέση ταχύτητα ανέμου})$$

οπότε προκύπτει:

$$v_p(z) = \sqrt{(1 + 7I_v(z) c_r(z))} v_b$$

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (\text{συντελεστής τραχύτητας})$$

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_o(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (\text{ένταση στροβιλισμού})$$

όπου:

η συνιστώμενη τιμή του k_l είναι 1.00

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους})$$

$$c_o(z) = 1.00 \quad (\text{εκτός αν ορίζεται διαφορετικά}) \quad (\text{συντελεστής ανάγλυφου})$$

Για κατηγορία εδάφους II και ύψος 10m πάνω από το έδαφος, σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα έχουμε:

Κατηγορία εδάφους	z_0 m	z_{min} m
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	1,0	10

Πίνακας 3.6 Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους (EN 1991-1-4, ΠΙΝΑΚΑΣ 4.1)

$$z_0 = 0.05$$

$$z_{min} = 0.05$$

Άρα προκύπτουν:

$$k_r = 0.19 \left(\frac{0.05}{0.05}\right)^{0.07} = 0.19$$

$$c_r(z) = 0.19 \ln\left(\frac{10}{0.05}\right) = 1.007$$

$$I_v(z) = \frac{1.00}{1.00 \ln\left(\frac{10}{0.05}\right)} = 0.189$$

$$v_p(z) = \sqrt{(1 + 7 \cdot 0.189) \cdot 1.007 \cdot v_b}$$

$$v_b = \frac{v_p(z)}{1.53}$$

Η βασική ταχύτητα ανέμου προκύπτει:

$$v_b = \frac{160}{1.53} = 104.4 \frac{km}{hr} = 29.00 m/s$$

Ο πιθανοτικός παράγοντας c_{prob} για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού του έργου (120 έτη) είναι:

$$c_{prob} = 1.05$$

άρα τελικά η βασική ταχύτητα ανέμου σχεδιασμού είναι: $v_b = 30.5 m/s$

A) ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΗΝ ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

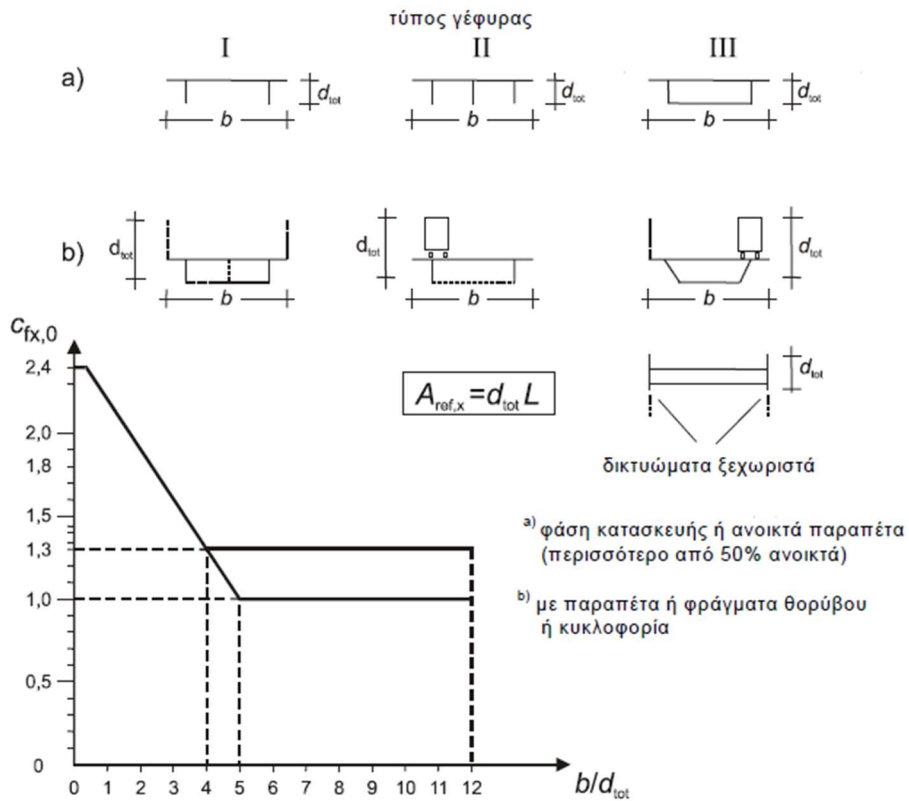
Η συνολική δύναμη που επιβάλλεται στο κατάστρωμα στην εγκάρσια διεύθυνση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_w = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref} = q_p c_{f,x} A_{ref}$$

όπου:

$c_{f,x}$ = συντελεστής δύναμης

A_{ref} = η επιφάνεια αναφοράς



Σχήμα 3.8 Συντελεστής σχήματος για γέφυρες, $c_{f,x}$ (EN 1991-1-4)

Για τη γεωμετρία της εξεταζόμενης γέφυρας προκύπτει ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο ανέμου στην εγκάρσια διεύθυνση ίσο με:

$$q_{\text{wind,transversal}} = 15.21 \text{ KN/m}$$

B) ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ

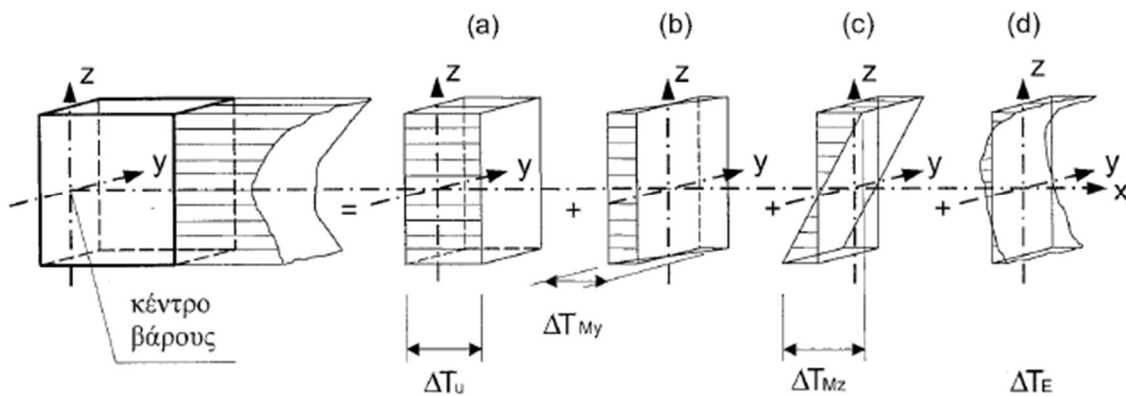
Με παρόμοια διαδικασία προκύπτει και το κατανεμημένο φορτίο ανέμου στην κατακόρυφη διεύθυνση:

$$q_{\text{wind,vertical}} = 18.27 \text{ KN/m}$$

3.3.6 ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

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

- μια συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔT_u
- μια γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα z-z ΔT_{My}
- μια γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής περί τον άξονα y-y ΔT_{Mz}
- μια μη γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής ΔT_E , η οποία οδηγεί σε ένα σύστημα αυτοϊσορροπων τάσεων που δεν οφείλεται στην εξωτερική ένταση του στοιχείου



Σχήμα 3.9 Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής της θερμοκρασίας (EN 1991-1-5)

Το κατάστρωμα της γέφυρας θεωρείται Τύπου 3 (κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα) για τον υπολογισμό των θερμοκρασιακών δράσεων.

A) ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗΣ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΣ (ΔT_u)

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

Οι επιδράσεις που θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη σε κάθε περίπτωση είναι:

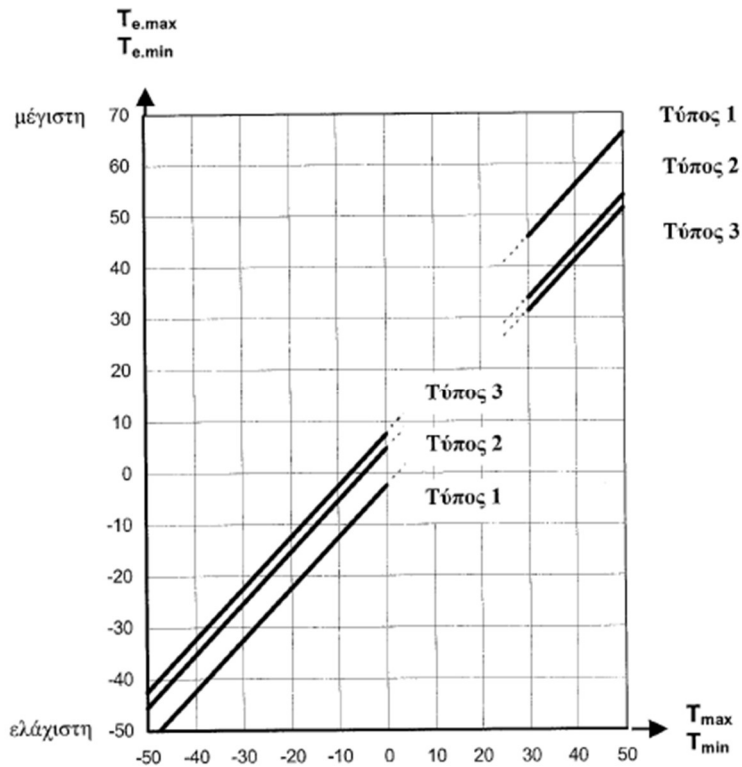
- παρεμπόδιση της συναφούς συστολής ή διαστολής ανάλογα με το είδος της κατασκευής
- τριβή σε κυλιόμενα ή ολισθαίνοντα εφέδρανα
- μη γραμμικές γεωμετρικές επιδράσεις
- σε σιδηροδρομικές γέφυρες, τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης μεταξύ των σιδηροτροχιών και της γέφυρας, λόγω της διαφοράς θερμοκρασίας του καταστρώματος και των τροχιών, μπορεί να εισάγουν πρόσθετες δράσεις στα εφέδρανα και πρόσθετες οριζόντιες δράσεις στις σιδηροτροχιές.

Για τη δεδομένη περιοχή του έργου η ελάχιστη και μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά λαμβάνουν τις παρακάτω τιμές:

$$T_{\min}=7\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max}=53\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Με βάση αυτές τις τιμές προσδιορίζονται η ελάχιστη και μέγιστη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας, με χρήση του παρακάτω διαγράμματος (για κατηγορία καταστρώματος 3):



Σχήμα 3.10 Σχέση μεταξύ ελάχιστης/μέγιστης θερμοκρασίας περιβάλλοντος υπό σκιά (T_{\min}/T_{\max}) και ελάχιστης/μέγιστης συνιστώσας ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας ($T_{e,min}/T_{e,max}$), (EN 1991-1-5)

Ελάχιστη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας: $T_{e,min}=15\text{ }^{\circ}\text{C}$

Μέγιστη συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας γέφυρας: $T_{e,max}=55\text{ }^{\circ}\text{C}$

Η αρχική θερμοκρασία της γέφυρας λαμβάνεται ίση με $T_0=35\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Το συνολικό εύρος της ομοιόμορφης θερμοκρασίας της γέφυρας προκύπτει:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 55 - 15 = 40\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Τελικά, δεδομένου ότι η θερμοκρασία μεταβάλλεται στη διάρκεια του έτους, για τις ομοιόμορφες μεταβολές θερμοκρασίας λαμβάνονται υπόψη οι τιμές:

$$\frac{2}{3} \Delta T_N = \pm 27\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Β) ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΣ (ΔT_{M1} & ΔT_{M2})

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

Τύπος καταστρώματος	Άνω επιφάνεια θερμότερη από την κάτω	Κάτω επιφάνεια θερμότερη από την άνω
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Τύπος 1: Χαλύβδινο κατάστρωμα	18	13
Τύπος 2: Σύμμικτο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα από Ω.Σ.: - κιβωτοειδής διατομή - δοκός - πλάκα	10 15 15	5 8 8

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

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Οι τιμές που δίνονται στον πίνακα βασίζονται σε πάχος επιφανειακής στρώσης 50mm για οδογέφυρες και σιδηροδρομικές γέφυρες. Για διαφορετικού πάχους επιφανειακές στρώσεις οι τιμές αυτές θα πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή k_{sur} . Συνιστώμενες τιμές για τον k_{sur} δίνονται στον Πίνακα 6.2.

Πίνακας 3.7 Συνιστώμενες τιμές της γραμμικής θερμοκρασιακής διαφοράς για διάφορους τύπους καταστρωμάτων, (EN 1991-1-5, ΠΙΝΑΚΑΣ 6.1)

Σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα, για καταστρώματα με πλάκα από σπλισμένο σκυρόδεμα λαμβάνουμε:

$$\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8 \text{ }^\circ\text{C}$$

Αυτές οι τιμές προκύπτουν με θεώρηση πάχους επιφανειακής στρώσης 50 mm, σύμφωνα με τον πίνακα:

Πάχος επιφανειακής στρώσης	Οδογέφυρες, πεζογέφυρες και σιδηροδρομικές γέφυρες					
	Τύπος 1		Τύπος 2		Τύπος 3	
	Άνω θερμότερο από κάτω	Κάτω θερμότερο από άνω	Άνω θερμότερο από κάτω	Κάτω θερμότερο από άνω	Άνω θερμότερο από κάτω	Κάτω θερμότερο από άνω
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
χωρίς επιφανειακή στρώση	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
στεγανοποιημένο ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
έρμα (750mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0

¹⁾ Οι τιμές αυτές αντιπροσωπεύουν άνω οριακές τιμές για επιφάνειες με σκούρο χρώμα

Πίνακας 3.8 Συνιστώμενες τιμές του k_{sur} για να ληφθεί υπόψη η επιρροή του διαφορετικού πάχους οδοστρώματος, (EN 1991-1-5, ΠΙΝΑΚΑΣ 6.2)

Για κατάστρωμα χωρίς επιφανειακή στρώση έχουμε:

$$k_{sur}=0.8 \quad (\text{θερμότερη άνω ίνα})$$

$$k_{sur}=1.1 \quad (\text{θερμότερη κάτω ίνα})$$

Τελικά οι γραμμικές συνιστώσες της θερμοκρασιακής διαφοράς λαμβάνονται υπόψη με τιμές:

$$\Delta T_{M,heat} = 0.8 \cdot 15 = 12.0 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 1.1 \cdot 8 = 8.8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

3.3.7 ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΙΣ/ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

Οι διαφορικές καθιζήσεις/μετακινήσεις εξαιτίας εδαφικής υποχώρησης κατηγοριοποιούνται ως μόνιμες δράσεις και οι επιπτώσεις τους χρησιμοποιούνται στον έλεγχο των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.).

Σύμφωνα με τις εδαφοτεχνικές παραμέτρους της περιοχής κατασκευής λαμβάνεται υπόψη υποχώρηση στήριξης ενός εσωτερικού βάρους ίση με:

$$\delta=10 \text{ mm}$$

3.3.8 ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

Οι συνέπειες της προέντασης μπορούν να θεωρηθούν είτε ως δράσεις είτε ως αντοχή, η οποία προκαλείται από την προτάνυση και προκαμπύλωση του τένοντα. Η φέρουσα ικανότητα πρέπει να υπολογίζεται αντίστοιχα.

Γενικά, η προένταση εισάγεται στους συνδυασμούς δράσεων ως μέρος των φορτιστικών καταστάσεων και οι επιδράσεις της πρέπει να περιλαμβάνονται στην αναπτυσσόμενη εσωτερική ροπή και αξονική δύναμη.

Με βάση τις ανωτέρω παραδοχές, η συμβολή των τενόντων προέντασης στην αντοχή των διατομών πρέπει να περιορίζεται στην πρόσθετη αντοχή τους πέραν της προέντασης. Αυτό μπορεί να υπολογιστεί με την παραδοχή ότι η αρχή των αξόνων στο διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων των τενόντων είναι μετατοπισμένη κατά το μέγεθος προμήκυνσης-προέντασης του τένοντα.

Σε γραμμικές αναλύσεις τόσο οι πρωτογενείς, όσο και οι δευτερογενείς επιδράσεις της προέντασης εφαρμόζονται και τα αποτελέσματά τους συμπεριλαμβάνονται στους εξεταζόμενους συνδυασμούς.

A) ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΤΑΝΥΣΗ-ΜΕΓΙΣΤΗ ΔΥΝΑΜΗ ΤΑΝΥΣΗΣ

Η δύναμη που εφαρμόζεται σε έναν τένοντα, P_{max} (η δύναμη επί του ενεργού άκρου κατά την τάνυση) δεν θα πρέπει να υπερβαίνει την παρακάτω τιμή:

$$P_{max}=A_p \cdot \sigma_{p,max}$$

όπου

A_p είναι το εμβαδόν της διατομής του τένοντα

$\sigma_{p,max}$ είναι η μέγιστη τάση που εφαρμόζεται στον τένοντα, $\min\{k_1 f_{pk}, k_2 f_{p0,1k}\}$

Οι συνιστώμενες τιμές των k_1 και k_2 είναι 0.8 και 0.9 αντίστοιχα.

B) ΜΕΣΗ ΔΥΝΑΜΗ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ

Σε δεδομένη χρονική στιγμή και t και απόσταση x (ή μήκος τόξου) από το ενεργό άκρο του τένοντα, η μέση τάση προέντασης $P_{m,t}(x)$ είναι ίση προς τη μέγιστη δύναμη P_{max} η οποία επιβάλλεται στο ενεργό άκρο, μείον τις άμεσες απώλειες και τις χρόνιες απώλειες.

Η τιμή της αρχικής δύναμης προέντασης $P_{m0}(x)$ (τη χρονική στιγμή $t=t_0$) η οποία εφαρμόζεται στο σκυρόδεμα αμέσως μετά την τάνυση και αγκύρωση (προένταση μετά τη σκλήρυνση του σκυροδέματος) προκύπτει αφαιρώντας από τη δύναμη κατά την τάνυση P_{max} τις άμεσες απώλειες $\Delta P_i(x)$. Η $P_{m0}(x)$ δεν πρέπει να υπερβαίνει την παρακάτω τιμή:

$$P_{m0}(x)=A_p \cdot \sigma_{pm0}(x)$$

όπου:

$\sigma_{pm0}(x)$ είναι η τάση στον τένοντα αμέσως μετά την τάνυση ή τη μεταφορά της δύναμης, $\min\{k_7 f_{pk}, k_8 f_{p0,1k}\}$

Οι συνιστώμενες τιμές των k_7 και k_8 είναι 0.75 και 0.85 αντίστοιχα.

Κατά τον υπολογισμό των άμεσων απωλειών $\Delta P_i(x)$ πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, όπου απαιτείται, οι παρακάτω άμεσες επιδράσεις:

- απώλειες λόγω ελαστικών παραμορφώσεων του σκυροδέματος ΔP_{el}
- απώλειες λόγω βραχυχρόνιας χαλάρωσης ΔP_r
- απώλειες λόγω τριβών $\Delta P_{\mu}(x)$
- απώλειες λόγω ολίσθησης της αγκύρωσης ΔP_{sl}

Η μέση τιμή της δύναμης προέντασης $P_{m,t}(x)$ τη χρονική στιγμή $t > t_0$ πρέπει να καθορίζεται ανάλογα με τη μέθοδο προέντασης. Επιπροσθέτως των άμεσων απωλειών πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι χρόνιες απώλειες προεντάσεως $\Delta P_{c+s+r}(x)$, οι οποίες οφείλονται στον ερπυσμό και τη συστολή, καθώς και στη μακροχρόνια χαλάρωση του χάλυβα προέντασης, οπότε:

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$$

Για το εξεταζόμενο έργο έχουν χρησιμοποιηθεί οι εξής παράμετροι για τον υπολογισμό των μειώσεων προεντάσεως:

$$\mu = 0.19$$

ο συντελεστής τριβής

$$k = 0.01 \text{ rad/m} \quad (\theta = 0.01 \text{ rad} / 180 = 0.573 \text{ } ^\circ/\text{m})$$

η αθέλητη γωνία εκτροπής

	Εσωτερικοί τένοντες ¹⁾	Εξωτερικοί τένοντες χωρίς συνάφεια			
		Μεταλλικός σωλήνας / χωρίς λίπανση	Σωλήνας HDPE / χωρίς λίπανση	Μεταλλικός σωλήνας / με λίπανση	Σωλήνας HDPE / με λίπανση
Σύρμα εξελασμένο εν ψυχρώ	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Συρματόσχοινο	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Παρμορφωμένη ράβδος	0,65	-	-	-	-
Κυκλική λεία ράβδος	0,33	-	-	-	-
1) για τένοντες που πληρούν περίπου το ήμισυ του σωλήνα					

Πίνακας 3.9 Συντελεστες τριβής μ εσωτερικών τενόντων προεντάσεως μετά τη σκλήρυνση και εξωτερικών τενόντων χωρίς συνάφεια, (EN 1991-1-1)

3.3.9 ΕΡΠΥΣΜΟΣ ΚΑΙ ΣΥΣΤΟΛΗ ΞΗΡΑΝΣΗΣ

Η συστολή ξήρανσης και ο ερπυσμός είναι ιδιότητες του σκυροδέματος χρονικά μεταβαλλόμενες. Οι επιρροές τους πρέπει γενικά να συμπεριλαμβάνονται στους ελέγχους των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας, αλλά και στις οριακές καταστάσεις αστοχίας, όταν κρίνεται ότι οι επιρροές αυτές είναι σημαντικές.

Οι δυνάμεις που οφείλονται στον ερπυσμό και στη συστολή ξήρανσης υπολογίζονται σύμφωνα με τη μέθοδο του κανονισμού με χρήση του μακροχρόνιου μέτρου ελαστικότητας:

$$E_{c,\infty} = \frac{E_{cm}}{[1 + \varphi(t, t_0)]}$$

Για τους υπολογισμούς το μέσο ποσοστό σχετικής υγρασίας θεωρείται RH=70 % και η μέση ετήσια θερμοκρασία περιβάλλοντος T=35 °C.

Ο ερπυσμός και η συστολή ξήρανσης υπολογίζονται για τα δομικά στοιχεία λαμβάνοντας υπόψη το πάχος τους, την ηλικία του σκυροδέματος τη στιγμή της φόρτισης και το είδος του επιβαλλόμενου φορτίου, σύμφωνα με την προτεινόμενη από τον κανονισμό μεθοδολογία.

3.4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

Οι συνδυασμοί των δράσεων βασίζονται στις διατάξεις του EN 1990-1.

Οι δράσεις λαμβάνονται κάθε φορά υπόψη με τέτοιο τρόπο ώστε να προκύψει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση στον φορέα.

3.4.1 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ.)

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας απαιτείται ο έλεγχος των παρακάτω συνδυασμών των δράσεων:

Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Οι συντελεστές συνδυασμού των διαφόρων δράσεων προκύπτουν από τον πίνακα:

Actions		ψ_1	ψ_2	$\psi_3^{(5)}$
Individual components of traffic actions ⁵⁾	LM 71	0,80	1)	0
	SW/0	0,80	1)	0
	SW/2	0	1,00	0
	Unloaded train	1,00	-	-
	HSLM	1,00	1,00	0
	Traction and braking Centrifugal forces Interaction forces due to deformation under vertical traffic loads	Individual components of traffic actions in design situations where the traffic loads are considered as a single (multi-directional) leading action and not as groups of loads should use the same values of ψ factors as those adopted for the associated vertical loads		
	Nosing forces	1,00	0,80	0
	Non public footpaths loads	0,80	0,50	0
	Real trains	1,00	1,00	0
	Horizontal earth pressure due to traffic load surcharge Aerodynamic effects	0,80	0,50	0
Main traffic actions (groups of loads)	gr11 (LM71 + SW/0)	0,80	0,80	0
	gr12 (LM71 + SW/0)			
	gr13 (Braking/traction)			
	gr14 (Centrifugal/nosing)			
	gr15 (Unloaded train)			
	gr16 (SW/2)	0,80	0,70	0
	gr17 (SW/2)			
	gr21 (LM71 + SW/0)			
	gr22 (LM71 + SW/0)	0,80	0,70	0
	gr23 (Braking/traction)			
	gr24 (Centrifugal/nosing)			
	gr26 (SW/2)			
	gr27 (SW2)			
gr31 (LM71 + SW/0)	0,80	0,60	0	
Other operating actions	Aerodynamic effects	0,80	0,50	0
	General maintenance loading for non public footpaths	0,80	0,50	0
Wind forces ²⁾	F_{w1}	0,75	0,50	0
	F_{w2}	1,00	0	0
<i>Table continued on next page</i>				
<i>Table continued from previous page</i>				
Thermal actions ³⁾	T_2	0,60	0,60	0,50
Snow loads	$Q_{s,e}$ (during execution)	0,8	-	0
Construction loads	Q_c	1,0	-	1,0
1) 0,8 if 1 track only is loaded 0,7 if 2 tracks are simultaneously loaded 0,6 if 3 or more tracks are simultaneously loaded. 2) When wind forces act simultaneously with traffic actions, the wind force $\psi_2 F_{w1}$ should be taken as no greater than F_{w2} (see EN 1991-1-4). See A2.2.4(4). 3) See EN 1991-1-5. 4) If deformation is being considered for Persistent and Transient design situations, ψ_2 should be taken equal to 1,00 for rail traffic actions. For seismic design situations, see Table A2.5. 5) Minimum coexistent favourable vertical load with individual components of rail traffic actions (e.g. centrifugal, traction or braking) is 0,5LM71, etc.				

Πίνακας 3.10 Συνιστώμενες τιμές των συντελεστών ψ για σιδηροδρομικές γέφυρες, (EN 1990, ΠΙΝΑΚΑΣ A2.3)

Άρα προκύπτουν οι εξής συνδυασμοί:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$1.00 \cdot (DL+SDL)+0.90 \cdot P+1.00 \cdot (SH+CR)+1.00 \cdot LL+0.60 \cdot T+0.75 \cdot W$$

- Συχνός συνδυασμός

$$1.00 \cdot (DL+SDL)+0.90 \cdot P+1.00 \cdot (SH+CR)+1.00 \cdot LL+0.50 \cdot T$$

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$1.00 \cdot (DL+SDL)+0.90 \cdot P+1.00 \cdot (SH+CR)+0.50 \cdot T$$

όπου:

DL: μόνιμα φορτία

SDL: πρόσθετα μόνιμα φορτία

P: φορτία προέντασης

SH+CR: συστολή ξήρανσης και ερπυσμός

LL: φορτία κυκλοφορίας

T: φορτία θερμοκρασίας (μεμονωμένες φορτίσεις και συνδυασμοί)

W: φορτία ανέμου

3.4.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.)

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας ελέγχονται οι συνδυασμοί για μόνιμες ή παροδικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{kj,sup} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,inf} \cdot G_{kj,inf} + \gamma_P \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

όπου:

ξ : ο συντελεστής απομείωσης για τα δυσμενή μόνιμα φορτία

$$\gamma_{Gj,sup} = 1.35 \quad (\text{για μόνιμα φορτία με δυσμενή επιρροή})$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1.00 \quad (\text{για μόνιμα φορτία με ευμενή επιρροή})$$

$$\gamma_Q = 1.45 \quad (\text{για φορτία πραγματικών συρμών με δυσμενή επιρροή})$$

$$\gamma_Q = 0 \quad (\text{για φορτία πραγματικών συρμών με ευμενή επιρροή})$$

$$\gamma_Q = 1.50 \quad (\text{για άλλες μεταβλητές δράσεις με δυσμενή επιρροή})$$

$$\gamma_Q = 0 \quad (\text{για άλλες μεταβλητές δράσεις με ευμενή επιρροή})$$

$$\gamma_P = 1.00 \quad (\text{για τις δράσεις της προέκτασης})$$

Με βάση τα παραπάνω οι συνδυασμοί που πρέπει να ελεγχθούν στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι παρακάτω:

- κύρια δράση: φορτία κυκλοφορίας

$$1.35 \cdot (DL+SDL) + 1.00 \cdot P + 1.00 \cdot (SH+CR) + 1.45 \cdot LL + 0.90 \cdot T + 1.125 \cdot W$$

$$1.15 \cdot (DL+SDL) + 1.00 \cdot P + 1.00 \cdot (SH+CR) + 1.45 \cdot LL + 0.90 \cdot T + 1.125 \cdot W$$

- κύρια δράση: άνεμος

$$1.35 \cdot (DL+SDL) + 1.00 \cdot P + 1.00 \cdot (SH+CR) + 0.90 \cdot T + 1.125 \cdot W$$

$$1.15 \cdot (DL+SDL) + 1.00 \cdot P + 1.00 \cdot (SH+CR) + 0.90 \cdot T + 1.50 \cdot W$$

- κύρια δράση: θερμοκρασία

$$1.35 \cdot (DL+SDL) + 1.00 \cdot P + 1.00 \cdot (SH+CR) + 1.45 \cdot LL + 0.90 \cdot T + 1.125 \cdot W$$

$$1.15 \cdot (DL+SDL) + 1.00 \cdot P + 1.00 \cdot (SH+CR) + 1.45 \cdot LL + 1.50 \cdot T + 1.125 \cdot W$$

όπου:

DL: μόνιμα φορτία

SDL: πρόσθετα μόνιμα φορτία

P:	φορτία προέντασης
SH+CR:	συστολή ξήρανσης και ερπυσμός
LL;	φορτία κυκλοφορίας
T:	φορτία θερμοκρασίας (μεμονωμένες φορτίσεις και συνδυασμοί)
W:	φορτία ανέμου

3.5 ΔΟΜΙΚΕΣ ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ

Μια κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται και να εκτελείται με τέτοιον τρόπο ώστε, κατά τη διάρκεια της επιθυμητής ζωής της, με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και με οικονομικό τρόπο, να μπορεί αντισταθεί σε όλες τις πιθανές δράσεις και επιρροές αυτών που θα προκύψουν. Παράλληλα πρέπει να ικανοποιεί συγκεκριμένες απαιτήσεις αντοχής, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας.

Ακολουθείται ο σχεδιασμός σύμφωνα με τις οριακές καταστάσεις, όπως αυτές προσδιορίζονται στο EN 1990.

3.5.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ (Ο.Κ.Λ.)

Είναι οι καταστάσεις οι οποίες σχετίζονται με:

- τη λειτουργικότητα της κατασκευής και των δομικών στοιχείων υπό τη συνήθη χρήση της.
- την άνεση των ανθρώπων
- την εξωτερική εμφάνιση του έργου

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας πρέπει να αποτιμώνται με βάση τα παρακάτω κριτήρια:

- α. παραμορφώσεις, οι οποίες επηρεάζουν την εμφάνιση και τη λειτουργία της κατασκευής, καθώς και την άνεση των χρηστών, ή προκαλούν βλάβες στα δομικά μέλη του φορέα.
- β. δονήσεις, οι οποίες προκαλούν δυσφορία στους ανθρώπους ή μειώνουν την αποτελεσματικότητα του έργου
- γ. βλάβες, οι οποίες ενδέχεται να επηρεάσουν δυσμενώς την εμφάνιση, την αντοχή και τη λειτουργία της δομής.

ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ**A) ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ**

Η θλιπτική δύναμη στο σκυρόδεμα πρέπει να περιορίζεται με στόχο την αποφυγή ρωγμών στη διαμήκη διεύθυνση, μικρο-ρηγμάτωση, ή υψηλά επίπεδα ερπυσμού, όπου αυτά είναι δυνατόν να επιφέρουν μη ανεκτές συνέπειες στη λειτουργία της κατασκευής.

Υπό τον *χαρακτηριστικό συνδυασμό* της ΟΚΛ είναι σκόπιμο οι θλιπτικές τάσεις στο σκυρόδεμα να περιορίζονται στη τιμή:

$$0.60 f_{ck}$$

με στόχο τη αποφυγή της διαμήκου ρηγμάτωσης, η οποία μπορεί να οδηγήσει στη μείωση της ανθεκτικότητας του σκυροδέματος σε διάρκεια

Υπό τον *οιονεί μόνιμο συνδυασμό* της ΟΚΛ πρέπει οι θλιπτικές τάσεις στο σκυρόδεμα να περιορίζονται στην τιμή:

$$0.45 f_{ck}$$

έτσι ώστε να είναι δυνατή η θεώρηση γραμμικού ερπυσμού.

Επιπλέον λόγω της μεθόδου κατασκευής (μέθοδος προκατασκευασμένων σπονδύλων) δεν πρέπει να αναπτυχθούν σε καμία περίπτωση εφελκυστικές τάσεις στον φορέα.

B) ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΡΗΓΜΑΤΩΣΗΣ

Η ρηγμάτωση πρέπει να περιορίζεται σε τέτοιο βαθμό ώστε να μην παρεμποδίζει την ομαλή λειτουργία ή την ανθεκτικότητα σε διάρκεια μιας κατασκευής, ή να οδηγεί σε μη αποδεκτό αισθητικό αποτέλεσμα σε σχέση με την εμφάνισή της.

Ορίζεται έτσι μια υπολογιστική τιμή του ανεκτού εύρους ρωγμής (w_{max}), λαμβάνοντας υπόψη την προτεινόμενη λειτουργία και τη φύση της κατασκευής, καθώς και το κόστος του περιορισμού της ρηγμάτωσης.

Το εύρος ρωγμής υπολογίζεται σύμφωνα με τη μεθοδολογία του EN 1992-1 και πρέπει να περιορίζεται βάσει των τιμών που δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Κατηγορία περιβαλλοντικών συνθηκών	Οπλισμένα και προεντεταμένα στοιχεία με τένοντες χωρίς συνάφεια	Προεντεταμένα στοιχεία με τένοντες με συνάφεια
	Οιονεί-μόνιμος συνδυασμός δράσεων	Συχνός συνδυασμός δράσεων
X0, XC1	0,3 ^a	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^b
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		Απόθλιψη
<p>a Για τις κατηγορίες περιβαλλοντικών συνθηκών X0, XC1, το εύρος της ρωγμής δεν επηρεάζει την ανθεκτικότητα σε διάρκεια, και το σχετικό όριο τίθεται για την εξασφάλιση αποδεκτής αισθητικής εμφάνισης. Εφόσον δεν τίθενται απαιτήσεις αισθητικής, το όριο αυτό μπορεί να αυξηθεί.</p> <p>b Για αυτές τις κατηγορίες περιβαλλοντικών συνθηκών, πρέπει, επιπλέον, να ελέγχεται η απόθλιψη υπό τον οιονεί-μόνιμο συνδυασμό δράσεων.</p>		

Το όριο της απόθλιψης απαιτεί όπως το σκυρόδεμα μέχρι μια συγκεκριμένη απόσταση από τους τένοντες με συνάφεια ή τους σωλήνες τους θα πρέπει να τελεί υπό θλίψη για τον συγκεκριμένο συνδυασμό δράσεων.

Πίνακας 3.11 Συνιστώμενες τιμές του w_{max} (EN 1992-2, ΠΙΝΑΚΑΣ 7.101N)

Οι τιμή του w_{max} για την κατασκευή προκύπτει:

ΣΤΟΙΧΕΙΟ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΚΘΕΣΗΣ	ΜΕΓΙΣΤΟ ΕΥΡΟΣ ΡΩΓΜΗΣ (mm)
Κατάστρωμα σκυροδέματος, διαμήκης κάμψη (συχνός συνδυασμός)	XS1	ΑΠΟΘΛΙΨΗ
Κατάστρωμα σκυροδέματος, εγκάρσια κάμψη (οιονεί μόνιμος συνδυασμός)	XS1	0.3

Πίνακας 3.12 Μέγιστο εύρος ρωγμών για την εξεταζόμενη κατασκευή

Παρατηρήσεις

Το όριο “απόθλιψη” απαιτεί ότι σε καμία θέση του φορέα δεν θα εμφανιστεί εφελκυστική τάση για οποιονδήποτε συνδυασμό στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Ως κατηγορία έκθεσης XS1 ορίζεται αυτή η οποία θεωρεί την κατασκευή “εκτεθειμένη σε άλατα θαλάσσης αερομεταφερόμενα αλλά χωρίς άμεση επαφή με θαλασσινό νερό” (δηλαδή κοντά ή επί της ακτής).

Γ) ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Η παραμόρφωση του φορέα δεν πρέπει να είναι τέτοια ώστε να επηρεάζει δυσμενώς την απρόσκοπτη λειτουργία ή την εμφάνισή του.

- κατακόρυφη παραμόρφωση

Η μέγιστη κατακόρυφη εκτροπή του καταστρώματος υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό της ΟΚΛ δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή $L/600$ (EN 1990 A2 4.4.2.3)

- στροφές στα άκρα των ανοιγμάτων

Οι κατακόρυφες στροφές οι οποίες προκαλούνται στα άκρα των ανοιγμάτων λόγω των δράσεων κυκλοφορίας, θερμοκρασίας, ερπυσμού και συστολής ξήρανσης πρέπει να περιορίζονται στις τιμές $\theta_1 = \theta_3 = 0.002$ rad στα ακρόβαθρα και $\theta_2 = 0.003$ rad στα μεσόβαθρα.

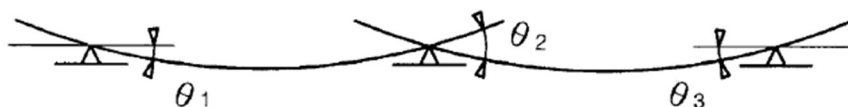


Figure A2.2 - Definition of angular rotations at the end of decks

Σχήμα 3.11 Ελεγχόμενες στροφές στα άκρα των ανοιγμάτων

3.5.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (Ο.Κ.Α.)

Είναι οι καταστάσεις οι οποίες σχετίζονται με:

- την ασφάλεια των χρηστών
- την ασφάλεια της κατασκευής
-

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν:

- α. απώλεια της στατικής ισορροπίας του φορέα, θεωρώντας τον άκαμπτο σώμα
- β. αστοχία λόγω υπερβολικής παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό, θραύση, απώλεια σταθερότητας
- γ. αστοχία λόγω κόπωσης ή άλλων χρονικά εξαρτώμενων φαινομένων

ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1992.

Η αντίσταση σε καμπτικές ροπές, αξονική δύναμη, τέμνουσα δύναμη και στρεπτικές ροπές υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τους συνδυασμούς δράσεων της ΟΚΑ όπως ορίζονται παραπάνω.

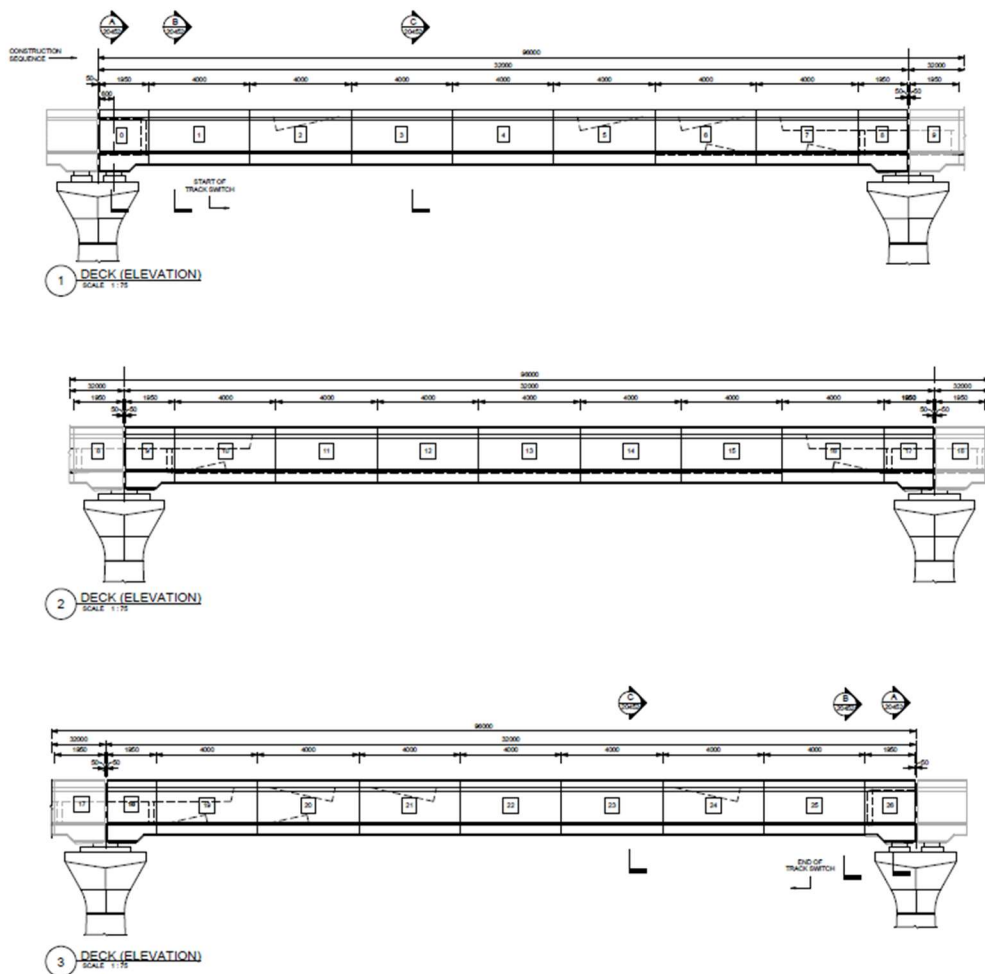
Κατά τον προσδιορισμό της καμπτικής αντοχής οπλισμένων ή προεντεταμένων διατομών, γίνονται οι παρακάτω παραδοχές:

- οι επίπεδες, πριν τη φόρτιση, διατομές παραμένουν επίπεδες και μετά τη φόρτιση
- η παραμόρφωση χαλαρών οπλισμών με συνάφεια ή τενόντων με συνάφεια, υπό εφελκυσμό ή θλίψη, είναι ίδια με εκείνη του περιβάλλοντος σκυροδέματος
- η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος αγνοείται
- οι τάσεις του θλιβόμενου σκυροδέματος υπολογίζονται βάσει του διαγράμματος τάσεων-παραμορφώσεων που παρατίθεται σε προηγούμενη παράγραφο
- οι τάσεις του χαλαρού ή προεντεταμένου οπλισμού υπολογίζονται βάσει των καμπύλων σχεδιασμού του κανονισμού
- η αρχική παραμόρφωση των τενόντων προέντασης λαμβάνεται υπόψη κατά τον προσδιορισμό των τάσεων τους

4 ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗ

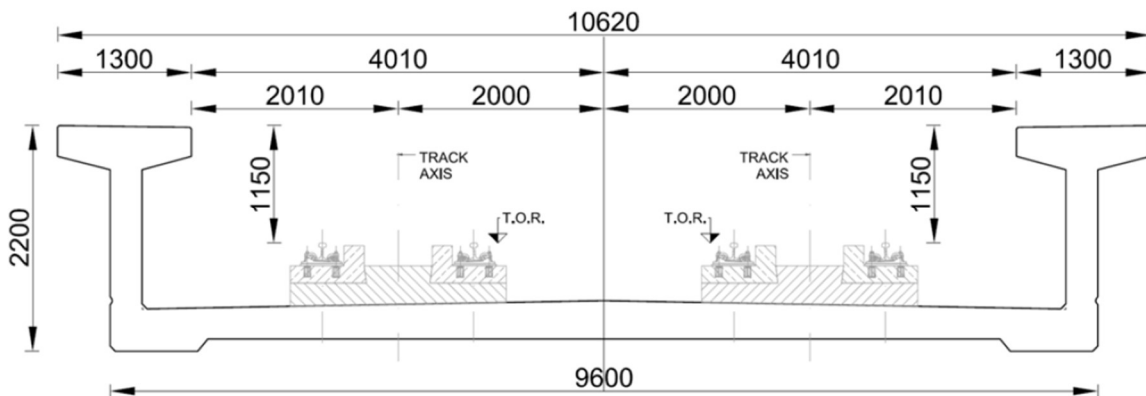
4.1 ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Η υπό μελέτη σιδηροδρομική γέφυρα αποτελεί έναν συνεχή φορέα τριών ανοιγμάτων, συνολικού μήκους 95.90 m, με μήκη ανοιγμάτων 31.95m+32.00m+31.95m. Η χάραξη είναι ευθεία, ενώ το κατάστρωμα της γέφυρας φέρει δύο σιδηρογραμμές.



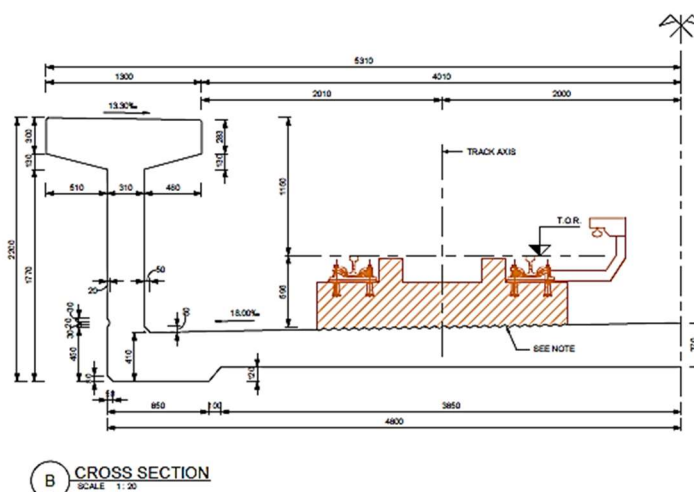
Σχήμα 4.1 Όψη γέφυρας

Η τυπική διατομή του καταστρώματος είναι μορφής U, μέσα στην οποία τοποθετούνται οι σιδηρογραμμές. Η απόσταση μεταξύ των αξόνων των σιδηρογραμμών είναι 4.00m, ενώ αντίστοιχα κάθε σιδηρογραμμή απέχει από το πέλμα-πεζοδιάδρομο απόσταση 2.01m (απόσταση μετρημένη από τον άξονα της γραμμής). Κάθε πέλμα έχει πλάτος 1.30m, το οποίο χωρίζεται σε πεζοδιάδρομο πλάτους 0.80m και χώρο πλάτους 0.50m για την τοποθέτηση των ηχοπετασμάτων και άλλων απαραίτητων συστημάτων. Το πλήρες πλάτος του καταστρώματος είναι 10.62m και το βάθος της διατομής 2.20m (στο άνοιγμα). Η κατακόρυφη απόσταση από την σιδηροτροχιά μέχρι το επίπεδο του πεζοδιαδρόμου είναι 1.15m.

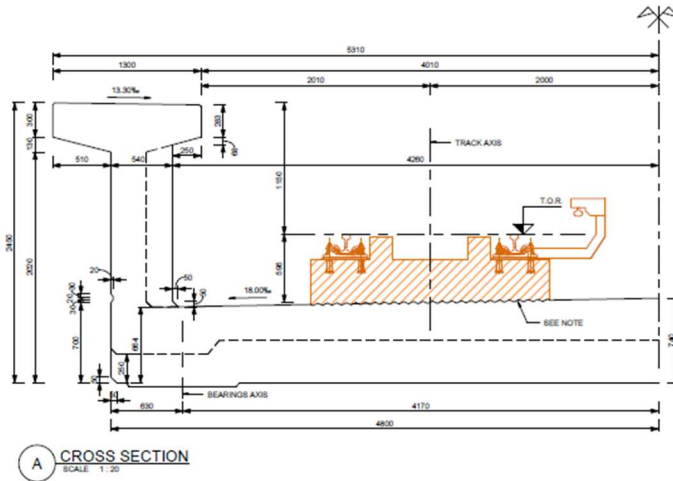


Σχήμα 4.2 Διατομή καταστρώματος (άνοιγμα)

Το πάχος των κορμών έχει επιλεγεί με τέτοιο τρόπο ώστε να παρέχει επαρκή αντίσταση σε τέμνουσα, αλλά και την απαραίτητη επικάλυψη στους αγωγούς των τενόντων και στον χαλαρό οπλισμό. Το πάχος του κορμού στην διατομή του ανοίγματος είναι 0.31m και αυξάνεται σε 0.54m στα άκρα των ανοιγμάτων, έτσι ώστε να υπάρχει αρκετός χώρος για τις αγκυρώσεις των τενόντων, αλλά και για να αυξηθεί η ικανότητα ανάληψης τέμνουσας στις θέσεις αυτές.

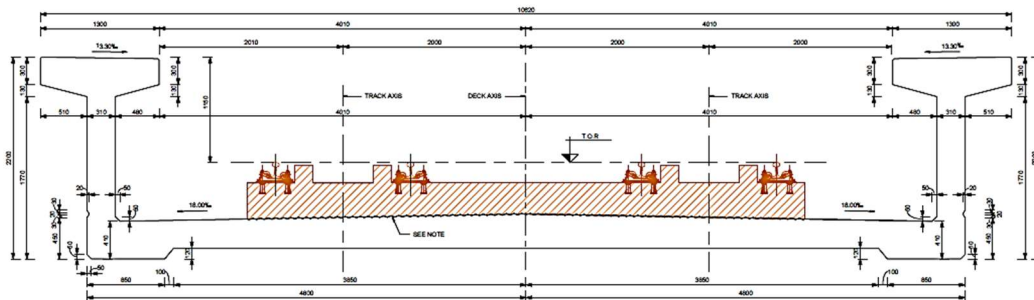


Σχήμα 4.3 Λεπτομέρεια διατομής ανοίγματος



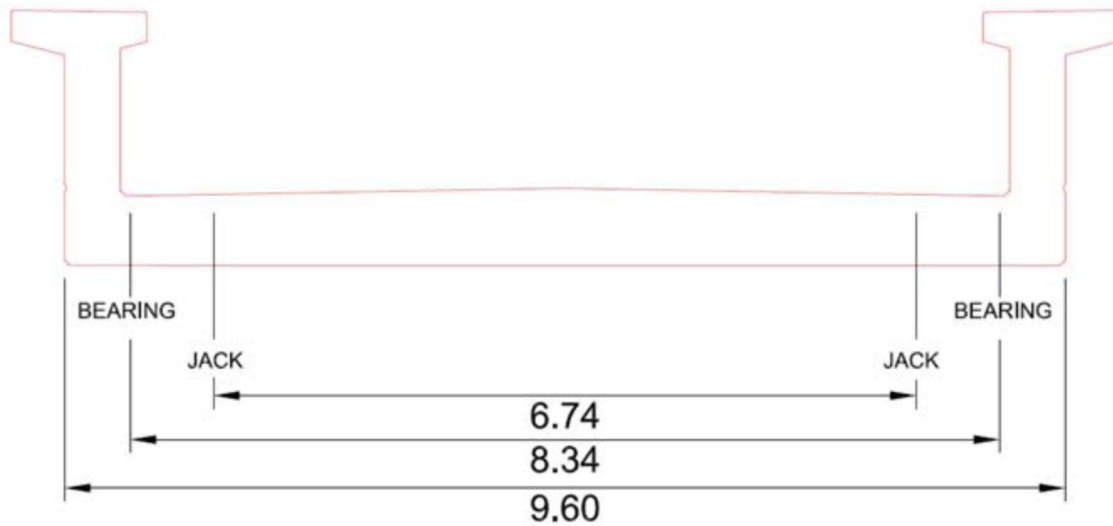
Σχήμα 4.4 Λεπτομέρεια διατομής στήριξης

Το συνολικό πλάτος της πλάκας πυθμένα είναι 9.60m, ενώ το πάχος της μεταβάλλεται από 0.30m σε 0.37m (διατομή ανοίγματος), με το μεγαλύτερο πάχος να βρίσκεται στο κέντρο της, όπου αναπτύσσονται οι μεγαλύτερες δυνάμεις λόγω των εξωτερικών φορτίσεων. Στις θέσεις σύνδεσης των κορμών και της πλάκας το πάχος αυξάνεται φτάνοντας τα 0.41m. Στις διατομές πάνω από τις στηρίξεις το πάχος της πλάκας είναι αυξημένο και κυμαίνεται από 0.74m (στο κέντρο) μέχρι 0.67m στην άκρη, ώστε να επιτευχθεί καλύτερη μεταφορά των δυνάμεων από το κατάστρωμα στα εφάδρανα. Στις θέσεις αυτές το συνολικό βάθος της διατομής είναι 2.45m.



Σχήμα 4.5 Χαρακτηριστικά διατομής ανοίγματος

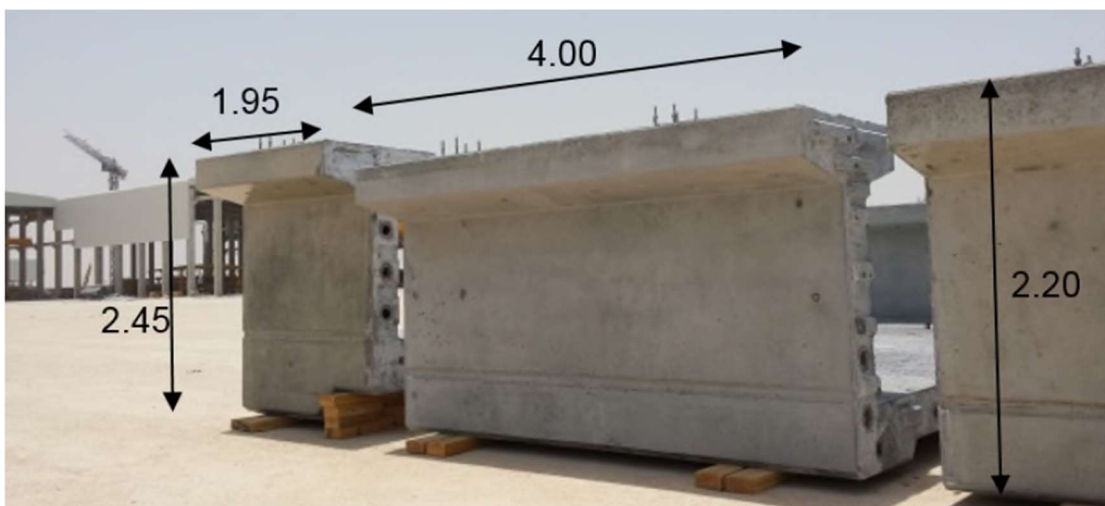
Για τη στήριξη του φορέα χρησιμοποιούνται εφέδρανα τόσο στη φάση ανέγερσης του, όσο και στην τελική μορφή του. Χρησιμοποιούνται δύο εφέδρανα στην εγκάρσια διεύθυνση σε κάθε θέση στήριξης. Τα τελικά εφέδρανα τοποθετούνται σε απόσταση 0.63m από την άκρη της πλάκας, άρα σε μεταξύ τους απόσταση 8.34m.



Σχήμα 4.6 Διάταξη εφεδράνων

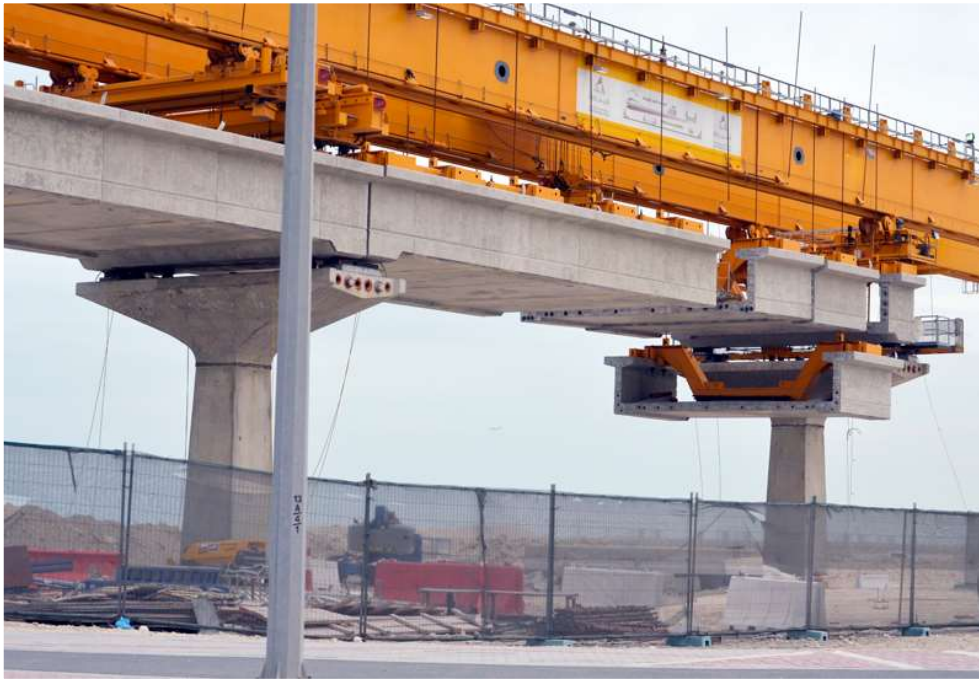
Η ανέγερση του φορέα γίνεται με τη χρήση προκατασκευασμένων σπονδύλων οπλισμένου σκυροδέματος. Συνολικά, η γέφυρα αποτελείται από 27 σπονδύλους, 9 σε κάθε άνοιγμα, οι οποίοι είναι δύο ειδών, αυτοί που τοποθετούνται στις θέσεις των στηρίξεων και εκείνοι της ενδιάμεσης περιοχής.

Οι ακραίοι σπόνδυλοι έχουν μήκος 1.95m και συνολικό ύψος μεταβαλλόμενο από 2.45m σε 2.20m, ενώ οι υπόλοιποι έχουν μήκος 4.00m και ύψος 2.20m.



Σχήμα 4.7 Προκατασκευασμένοι σπόνδυλοι ανέγερσης γέφυρας

Κάθε άνοιγμα ανεγείρεται ξεχωριστά και στη συνέχεια γίνεται η αποκατάσταση της συνέχειας μεταξύ τους, οπότε ο φορέας αποκτά την τελική μορφή του (στατικό σύστημα συνεχούς δοκού τριών ανοιγμάτων).



Σχήμα 4.8 Διαδικασία ανέγερσης

4.2 ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

Η γέφυρα συμπεριφέρεται ως συνεχής δοκός στη διαμήκη διεύθυνση. Τα άνω πέλματα και τμήμα της πλάκας πυθμένα αντιστέκονται στις ροπές κάμψης, ενώ οι κορμοί παραλαμβάνουν τις τέμνουσες δυνάμεις.



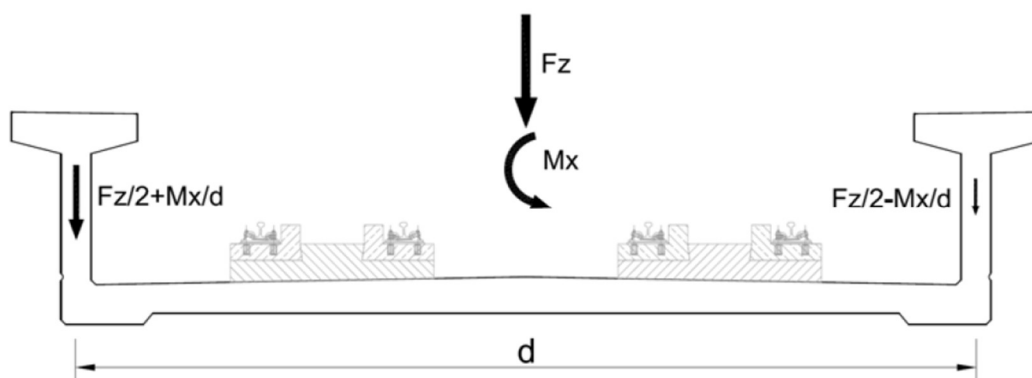
Σχήμα 4.9 Επιμέρους τμήματα της διατομής

Η διαμήκης ανάλυση είναι αυτή που καθορίζει την απαιτούμενη προένταση, ούτως ώστε ο φορέας να ικανοποιεί τις απαιτήσεις τόσο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, όσο και της οριακής κατάστασης αστοχίας, αφού δεν υπάρχει συνεχής διαμήκης χαλαρός οπλισμός στη διεύθυνση αυτή.

Με τη διαμήκη ανάλυση καθορίζεται ο απαιτούμενος οπλισμός τέμνουσας και στρέψης, για τον υπολογισμό του οποίου, ωστόσο, πρέπει να ληφθούν υπόψη και άλλα φαινόμενα, που έχουν να κάνουν με την εγκάρσια κάμψη του καταστρώματος.

Η τέμνουσα δύναμη, που υπολογίζεται με το γραμμικό προσομοίωμα του φορέα, κατανέμεται εξίσου στους δύο κορμούς της διατομής. Παράλληλα, επειδή η σκαφοειδής διατομή είναι "ανοικτή", η κατανομή της ροπής στρέψης δεν ακολουθεί τη θεωρία του Saint Venant, αλλά τη θεωρία της στρέβλωσης. Έτσι, η ροπή στρέψης μπορεί να αναλυθεί σε ένα ζεύγος ίσων και αντίθετων δυνάμεων οι οποίες παραλαμβάνονται από τους κορμούς επιπλέον της τέμνουσας δύναμης.

Επιπροσθέτως, η διατομή είναι αρκετά άκαμπτη με σκοπό να μην δημιουργούνται αξιόλογες ροπές κάμψης στην πλάκα λόγω της στρέβλωσης.



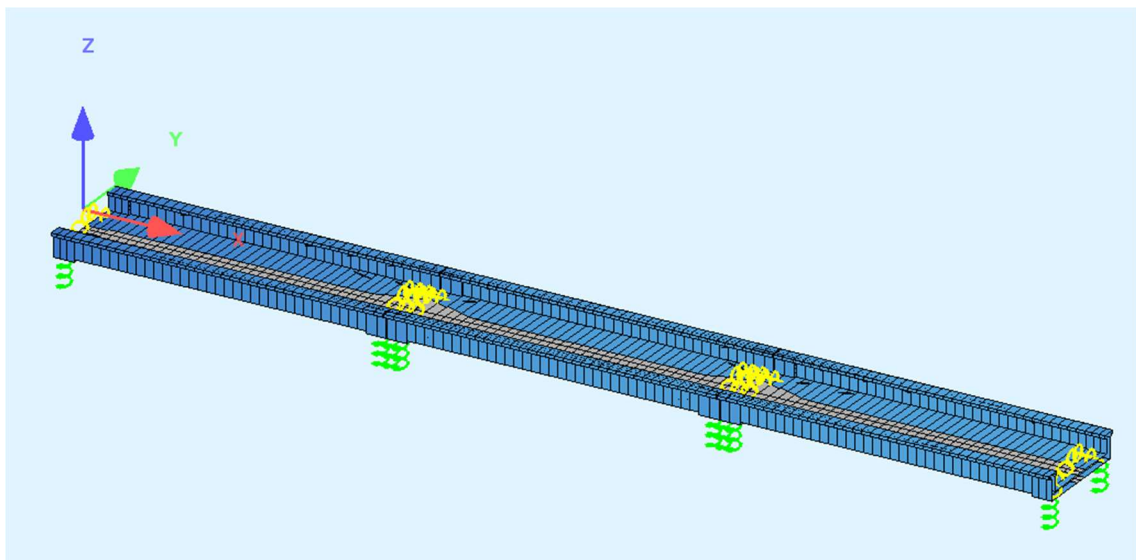
Σχήμα 4.10 Μηχανισμός αντίστασης της διατομής U σε τέμνουσα και στρέψη

4.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

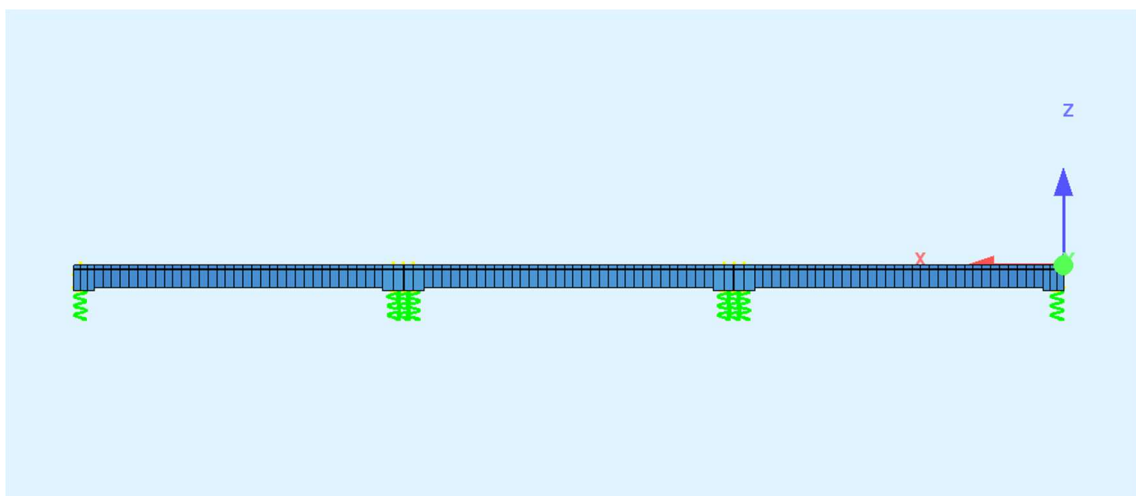
4.3.1 ΜΟΡΦΩΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

(Η προσομοίωση του φορέα γίνεται με χρήση του λογισμικού *Sofistik*. Το *Sofistik* αποτελεί ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων προσανατολισμένο στις εφαρμογές πολιτικού μηχανικού και ιδίως στον τομέα της γεφυροποιίας.)

Το κατάστρωμα της γέφυρας προσομοιώνεται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, τα οποία δίνουν τη συνολική ένταση σε κάθε θέση του φορέα (κατά μήκος), αφού στο συγκεκριμένο στάδιο δεν απαιτείται η γνώση της εγκάρσιας κατανομής των εντατικών μεγεθών. Το μέγιστο μήκος των στοιχείων είναι 1.05m.

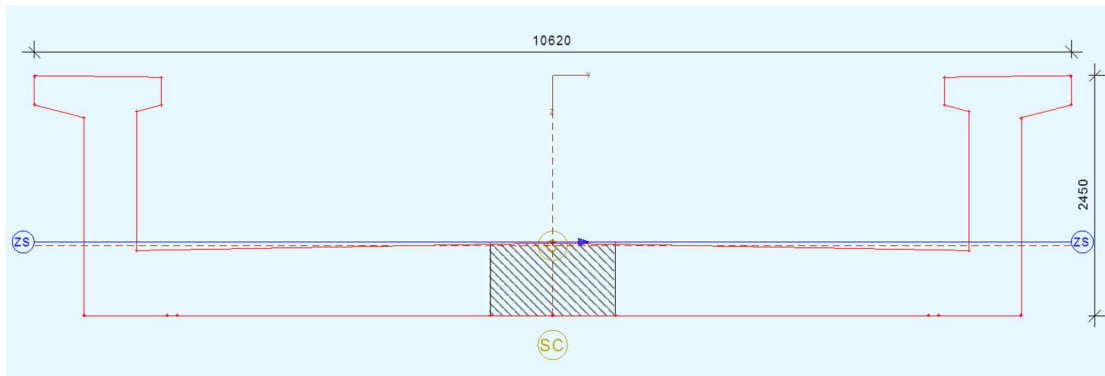


Σχήμα 4.11 Άποψη του υπολογιστικού προσομοιώματος της γέφυρας

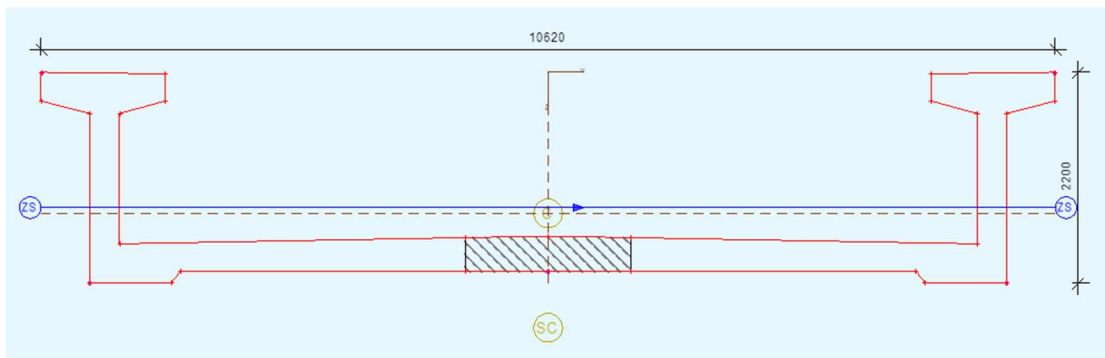


Σχήμα 4.12 Όψη του υπολογιστικού προσομοιώματος της γέφυρας

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στο προσομοίωμα αντιστοιχούν σε εκείνες των στηρίξεων και των ανοιγμάτων.



Σχήμα 4.13 Διατομή στήριξης



Σχήμα 4.14 Διατομή ανοίγματος

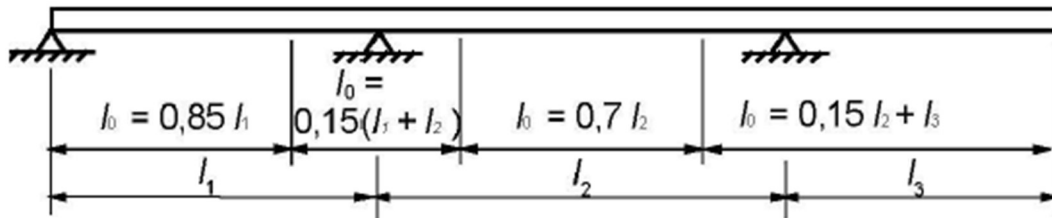
Τα υλικά που χρησιμοποιούνται συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα:

ΥΛΙΚΟ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ
Σκυρόδεμα	C 50/60
Χάλυβας χαλαρών σπλισμών	B500 B
Χάλυβας προέντασης	Y 1860

Πίνακας 4.1 Υλικά

Στην πλάκα πυθμένα ορίζεται ένα ενεργό τμήμα, το οποίο θεωρείται ότι συμμετέχει στην ανάληψη των εξωτερικών δράσεων, ενώ το υπόλοιπο τμήμα της παραμένει ανενεργό. Το ενεργό, αυτό, τμήμα μεταβάλλεται κατά μήκος του φορέα.

Το ενεργό πλάτος της πλάκας πυθμένα υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1 (παράγραφος 5.3.2.1) ως εξής:



Σχήμα 4.15 Ορισμός του l_0 για τον υπολογισμό του συνεργαζόμενου πλάτους (EN 1992-1-1, Σχήμα 5.2)

(Σημείωση: Το μήκος του προβόλου, l_3 , πρέπει να είναι μικρότερο από το ήμισυ του διπλανού ανοίγματος και ο λόγος δύο διαδοχικών ανοιγμάτων πρέπει να κυμαίνεται από 2/3 έως 1.5.)

Το συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} πλακοδοκού T ή ακραίας πλακοδοκού L μπορεί να λαμβάνεται ως:

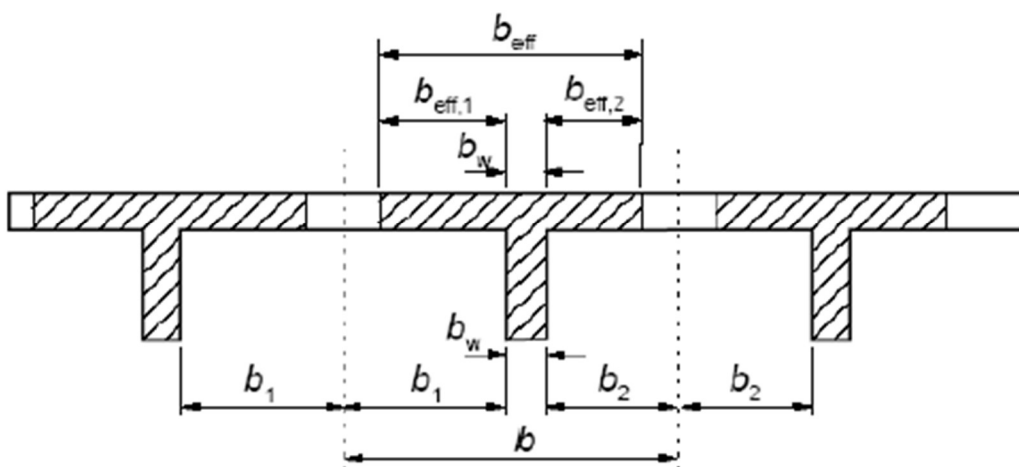
$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b$$

όπου

$$b_{eff} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0$$

και

$$b_{eff,i} \leq b_i$$



Σχήμα 4.16 Παράμετροι συνεργαζόμενου πλάτους πλακοδοκού (EN 1992-1-1, Σχήμα 5.3)

Από τη γεωμετρία της γέφυρας έχουμε:

$$l_1=31.95m$$

$$l_2=32.00m$$

$$l_3=31.95m$$

$$b_w=0.31m$$

$$b_i=4.80-0.31=4.49m$$

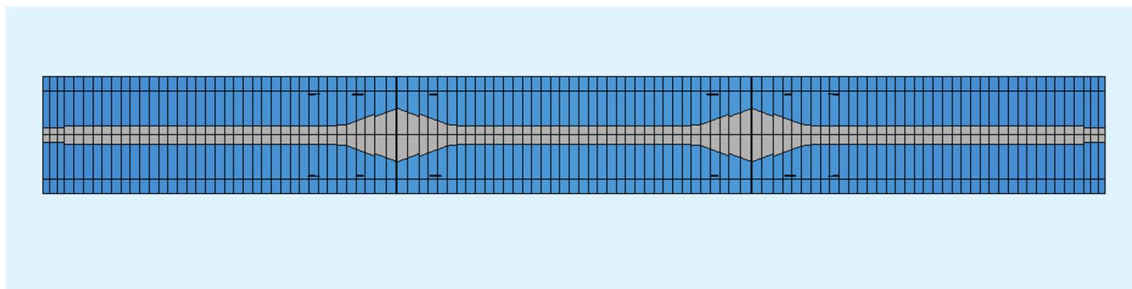
Σύμφωνα με τη διαδικασία του κανονισμού προκύπτουν:

l_o (m)	$b_{eff,i}$ (m)	b_{eff} (m)
27.2	3.62	3.93
9.60	1.86	2.17
22.40	3.14	3.45
9.60	1.86	2.17
27.20	3.62	3.93

Πίνακας 4.2 Γεωμετρικά στοιχεία υπολογισμών



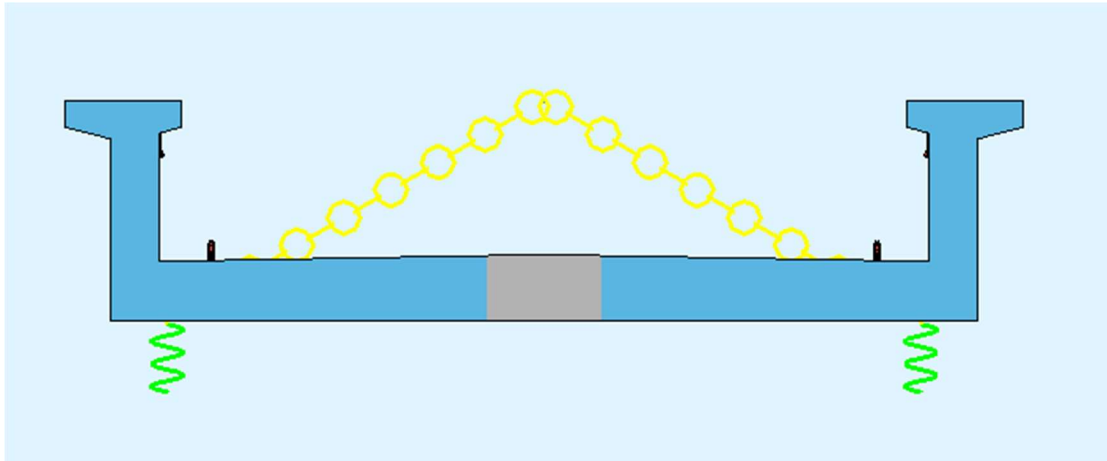
Σχήμα 4.17 Μεταβολή ενεργού πλάτους κατά μήκος του φορέα



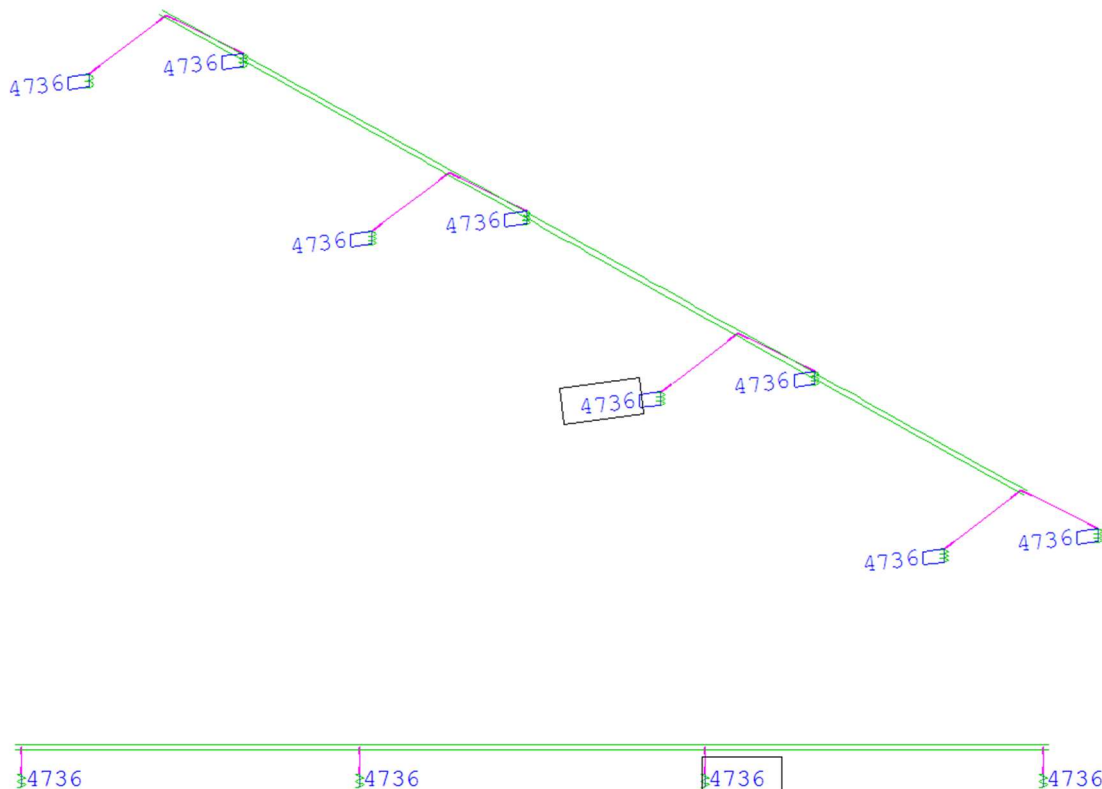
Σχήμα 4.18 Μεταβολή ενεργού πλάτους κατά μήκος του φορέα-Εφαρμογή στο υπολογιστικό προσομοίωμα

Για την προσομοίωση των εφεδράνων των στηρίξεων γίνεται χρήση στοιχείων ελατηρίου με αξονική και εγκάρσια δυσκαμψία.

Λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά των εφεδράνων υπολογίζεται η εγκάρσια δυσκαμψία τους ίση με $K_{transversal}=4736\text{KN/m}$, ενώ στην αξονική διεύθυνση θεωρούνται αμετακίνητα ("άπειρη" αξονική δυσκαμψία).



Σχήμα 4.19 Προσομοίωση εφεδράνων



Σχήμα 4.20 Προσομοίωση εφεδράνων – Τιμές εγκάρσιας δυσκαμψίας

4.3.2 ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

Όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο, η προένταση πραγματοποιείται με 7-κλωνα συρματόσχοινα ποιότητας χάλυβα Y 1860.

Χρησιμοποιούνται τένοντες με 9 (9Φ15.7mm), 12 (12Φ15.7mm), 15 (15Φ15.7mm) και 24 (24Φ15.7mm) συρματόσχοινα.

Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των μειώσεων είναι οι εξής:

$\mu=0.19$	συντελεστής τριβής
$\beta=0.573 \text{ } \%/m$	αθέλητη γωνία εκτροπής
$\delta=6 \text{ mm}$	ολίσθηση σφήνας στο τανυόμενο άκρο

Οι τένοντες χωρίζονται σε αυτούς που τανύονται όταν κάθε άνοιγμα είναι ανεξάρτητο και συμπεριφέρεται ως απλή αμφιέριστη δοκός και σε αυτούς που τανύονται μετά την αποκατάσταση της συνέχειας μεταξύ των ανοιγμάτων.

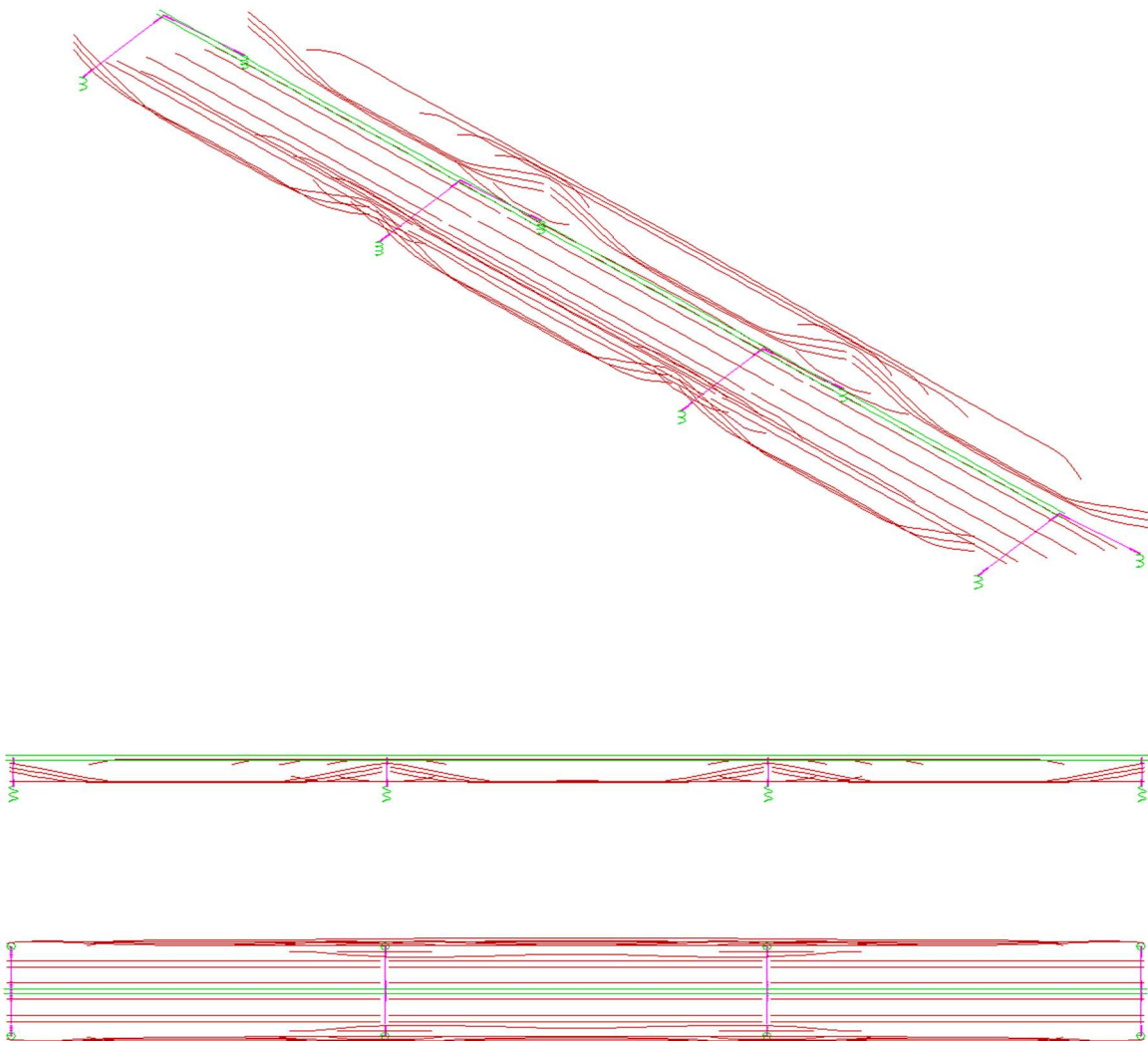
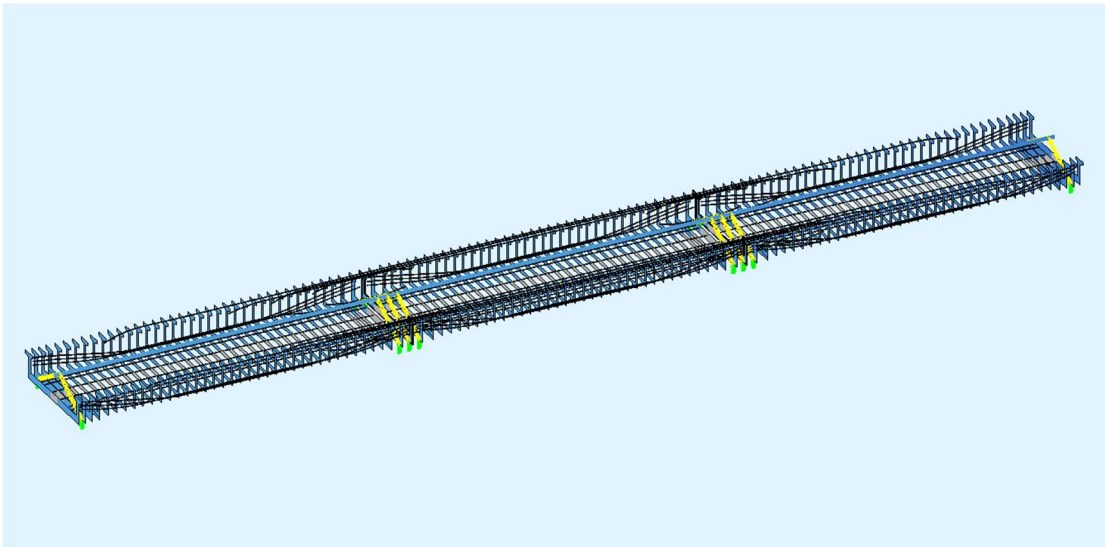
Διακρίνονται με αυτόν τον τρόπο πέντε ομάδες τενόντων:

- ΟΜΑΔΑ 1: Αποτελείται από τους τένοντες παραβολικής χάραξης οι οποίοι βρίσκονται στους κορμούς κάθε ανοίγματος. Οι τένοντες αυτοί τανύονται πριν την αποκατάσταση συνέχειας του καταστρώματος.
- ΟΜΑΔΑ 2: Αποτελείται από τους τένοντες ευθύγραμμης χάραξης οι οποίοι βρίσκονται στην πλάκα κάθε ανοίγματος. Οι τένοντες αυτοί τανύονται πριν την αποκατάσταση συνέχειας του καταστρώματος.
- ΟΜΑΔΑ 3: Αποτελείται από ευθύγραμμους τένοντες οι οποίοι τοποθετούνται στην πλάκα και τανύονται μετά την αποκατάσταση συνέχειας του φορέα.
- ΟΜΑΔΑ 4: Αποτελείται από ευθύγραμμους τένοντες οι οποίοι τοποθετούνται στα άνω πέλατα της διατομής και τανύονται μετά την αποκατάσταση συνέχειας του καταστρώματος.
- ΟΜΑΔΑ 5: Αποτελείται από τους τένοντες παραβολικής χάραξης που διατρέχουν τους κορμούς των τριών ανοιγμάτων και τανύονται μετά την αποκατάσταση συνέχειας μεταξύ των ανοιγμάτων.

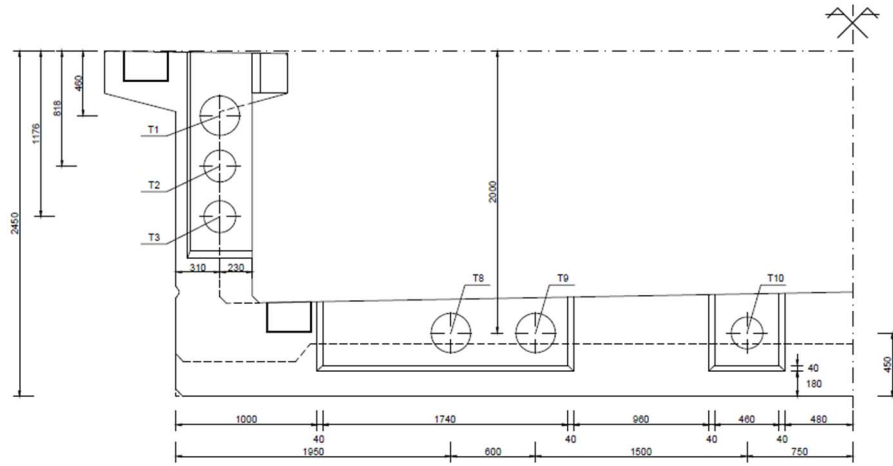
Συνοπτικά, οι χρησιμοποιούμενοι τένοντες και τα χαρακτηριστικά τους φαίνονται στον πίνακα της επόμενης σελίδας:

ΤΕΝΟΝΤΑΣ	ΟΜΑΔΑ	ΕΙΔΟΣ	ΔΥΝΑΜΗ ΤΑΝΥΣΗΣ (ΚΝ)
1	5	15Φ15.7 mm	3240
2	1	9Φ15.7 mm	1944
3	1	9Φ15.7 mm	1944
4	1	12Φ15.7 mm	2592
5	1	12Φ15.7 mm	2592
6	1	9Φ15.7 mm	1944
7	1	9Φ15.7 mm	1944
8	2	15Φ15.7 mm	3240
9	2	15Φ15.7 mm	3240
10	2	12Φ15.7 mm	2592
11	2	12Φ15.7 mm	2592
12	2	12Φ15.7 mm	2592
13	2	12Φ15.7 mm	2592
14	2	15Φ15.7 mm	3240
15	2	15Φ15.7 mm	3240
16	2	12Φ15.7 mm	2592
17	3	24Φ15.7 mm	5184
18	3	24Φ15.7 mm	5184
19	3	15Φ15.7 mm	3240
20	4	24Φ15.7 mm	5184
21	4	24Φ15.7 mm	5184
22	4	24Φ15.7 mm	5184
23	4	15Φ15.7 mm	3240
24	4	15Φ15.7 mm	3240

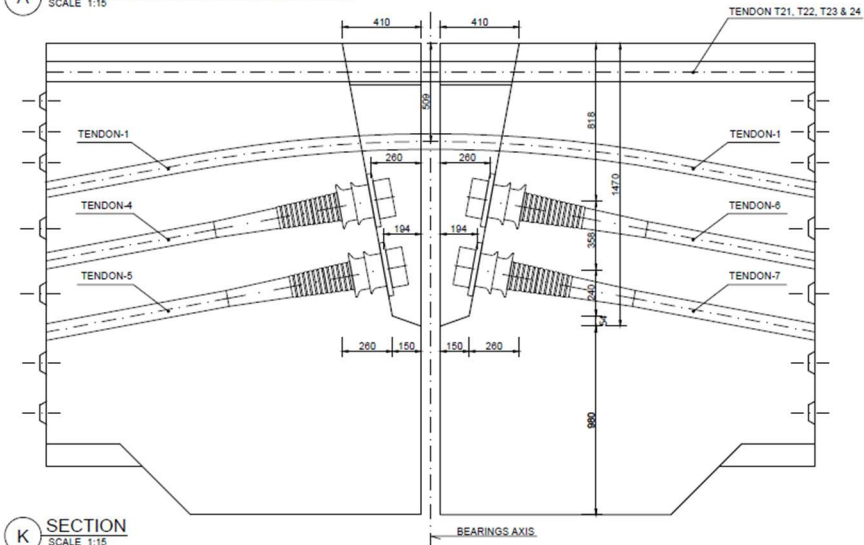
Πίνακας 4.3 Τένοντες (αριθμός συρματοσχοίωνων & δύναμη τάνυσης)



Σχήμα 4.21 Γεωμετρία τενόντων

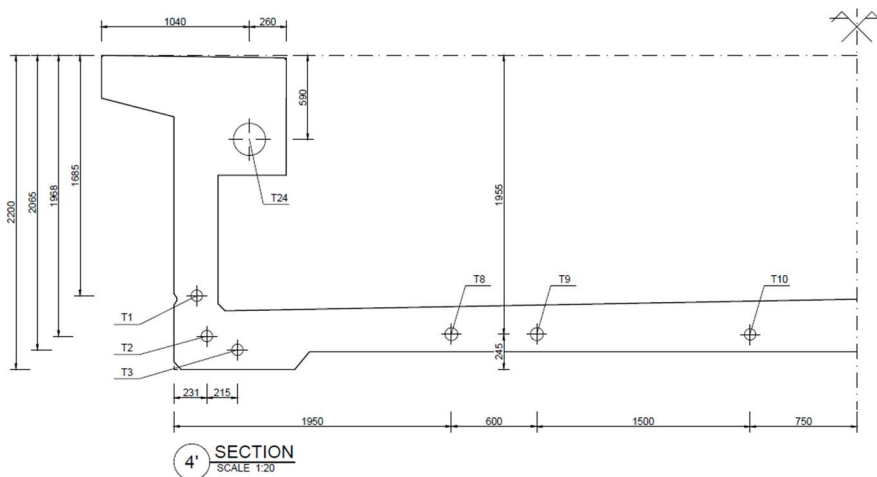


A VIEW FROM ANCHORAGE ON PIER
SCALE 1:15



K SECTION
SCALE 1:15

Σχήμα 4.22 Ενδεικτική διάταξη αγκυρώσεων τενόντων (περιοχή στήριξης)

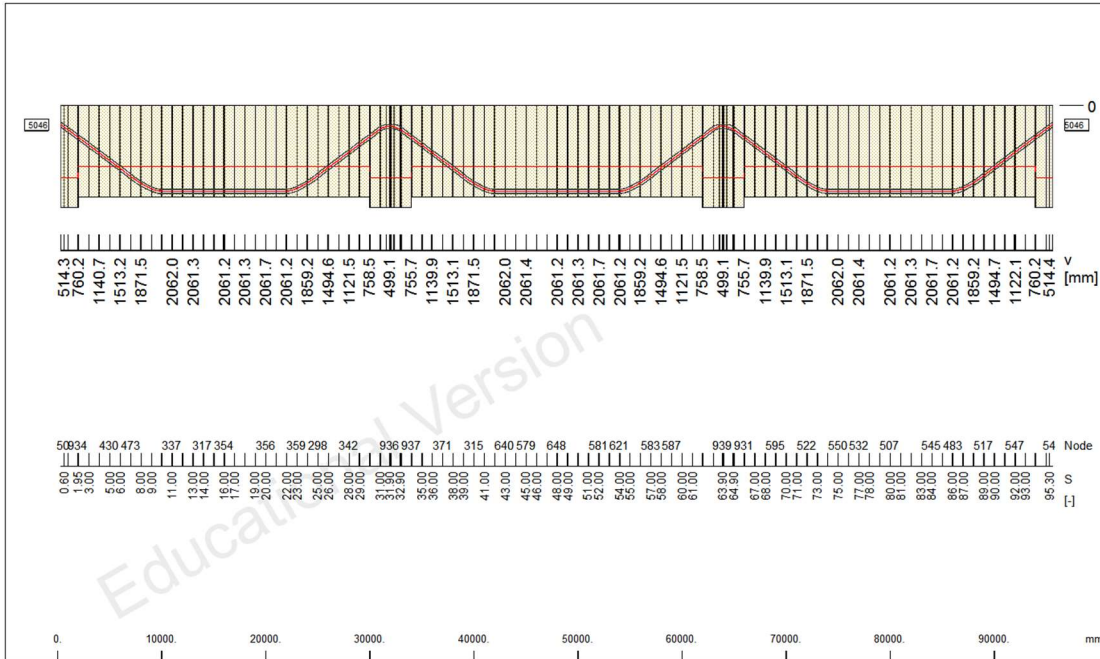


4' SECTION
SCALE 1:20

Σχήμα 4.23 Ενδεικτική διάταξη αγκυρώσεων τενόντων (ενδιάμεση θέση)

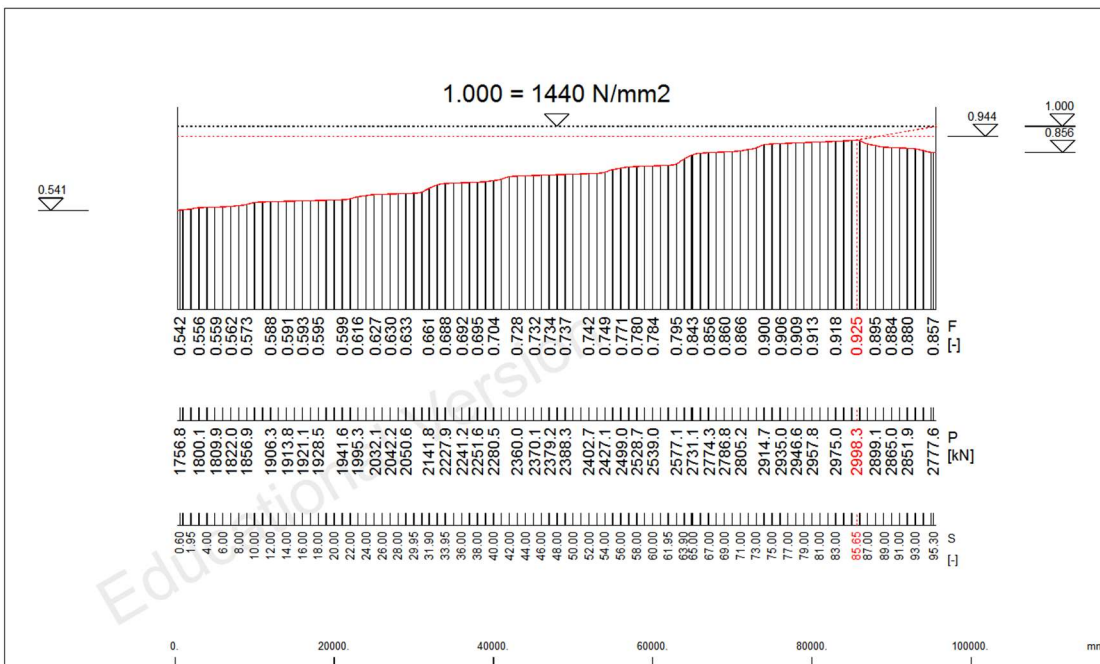
Στη συνέχεια, παρατίθενται οι υψομετρικές χαράξεις των τενόντων και τα διαγράμματα μείωσης των δυνάμεων προέκτασης όπως αυτά προέκυψαν:

Τένοντας 1



Elevation view - height factor: 4.0 geometry-no: 5046 * duct and axis of strand

M 1 : 592

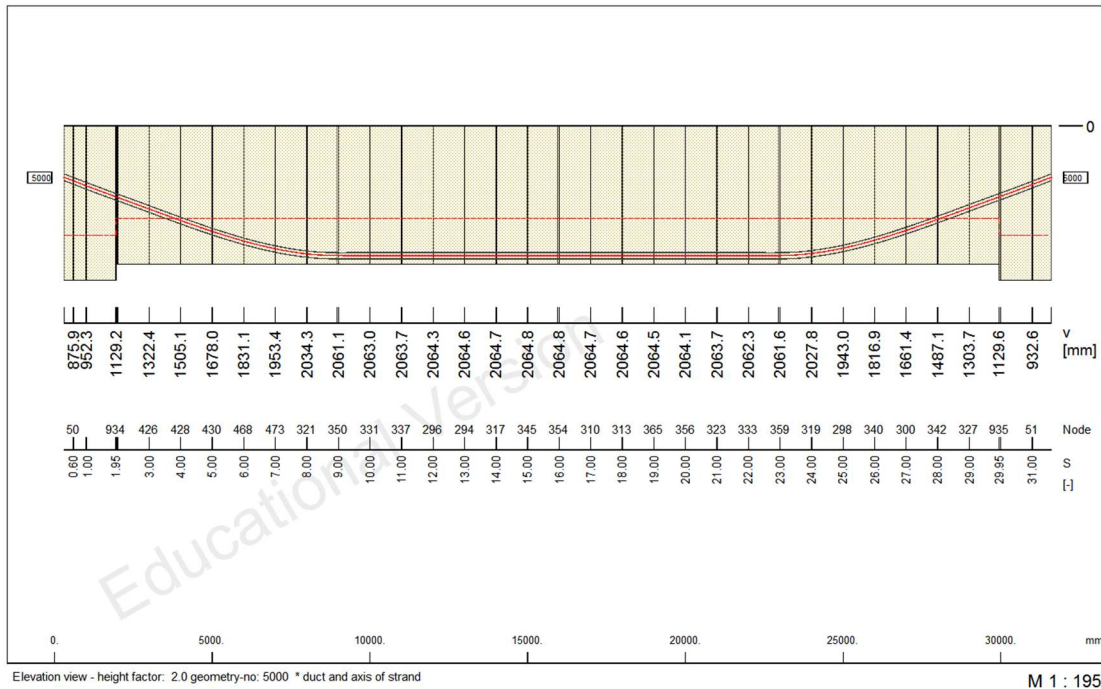


Stress Forces - height factor: 8.0 tendon-no: 1

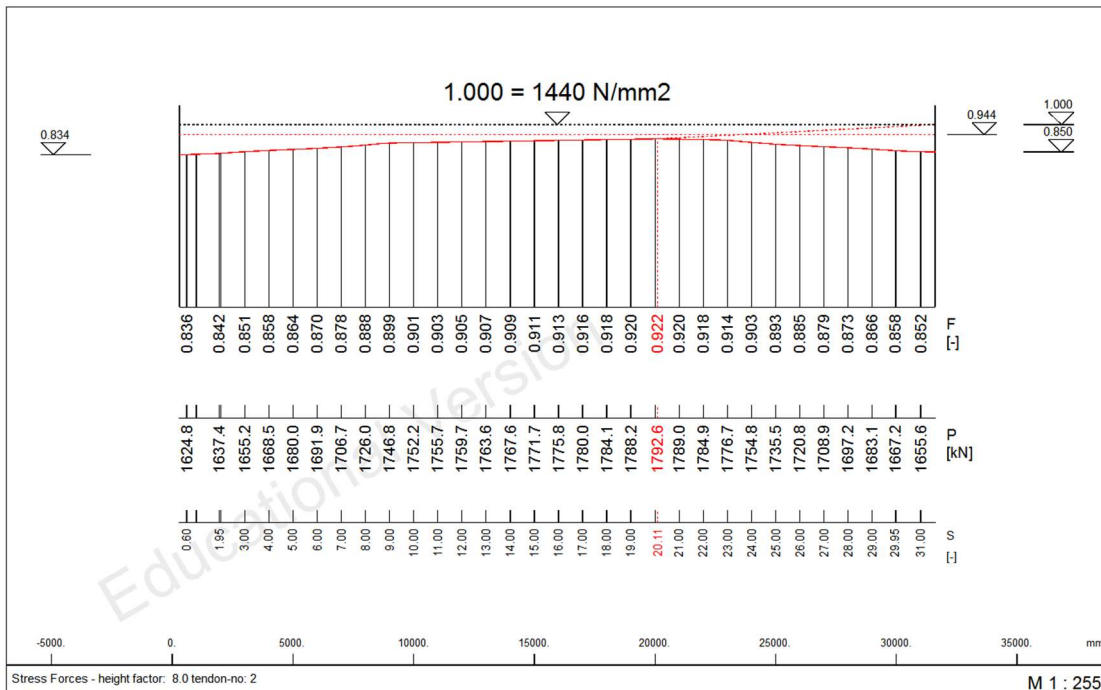
M 1 : 775

Σχήμα 4.24 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μείωσης προέκτασης (Τένοντας 1)

Τένοντας 2



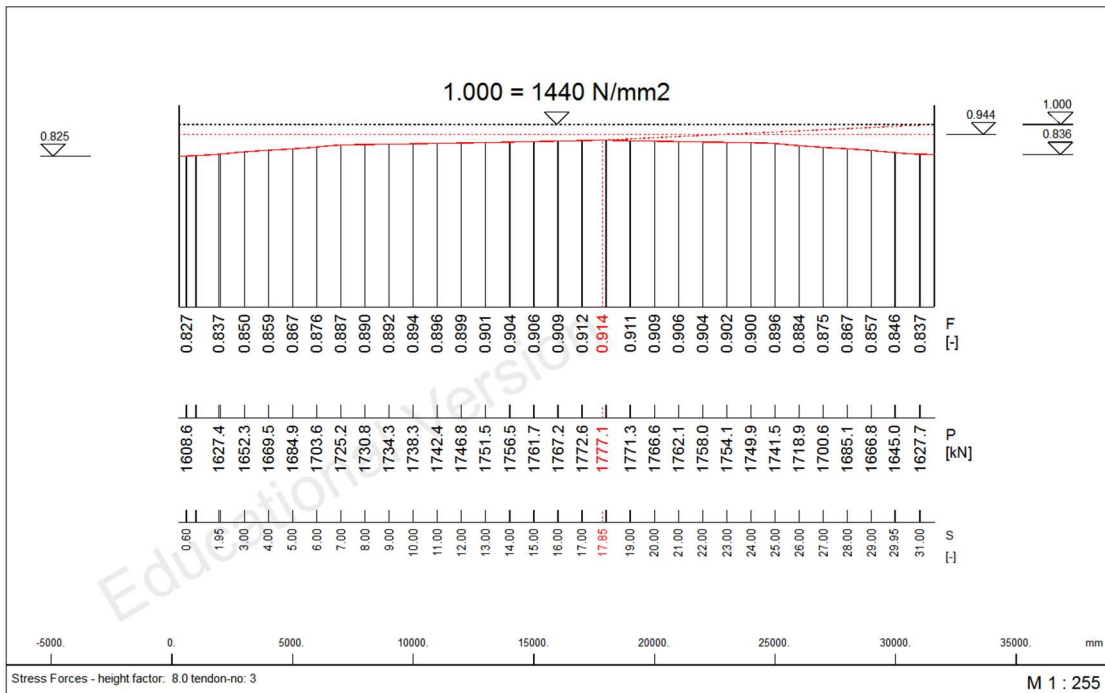
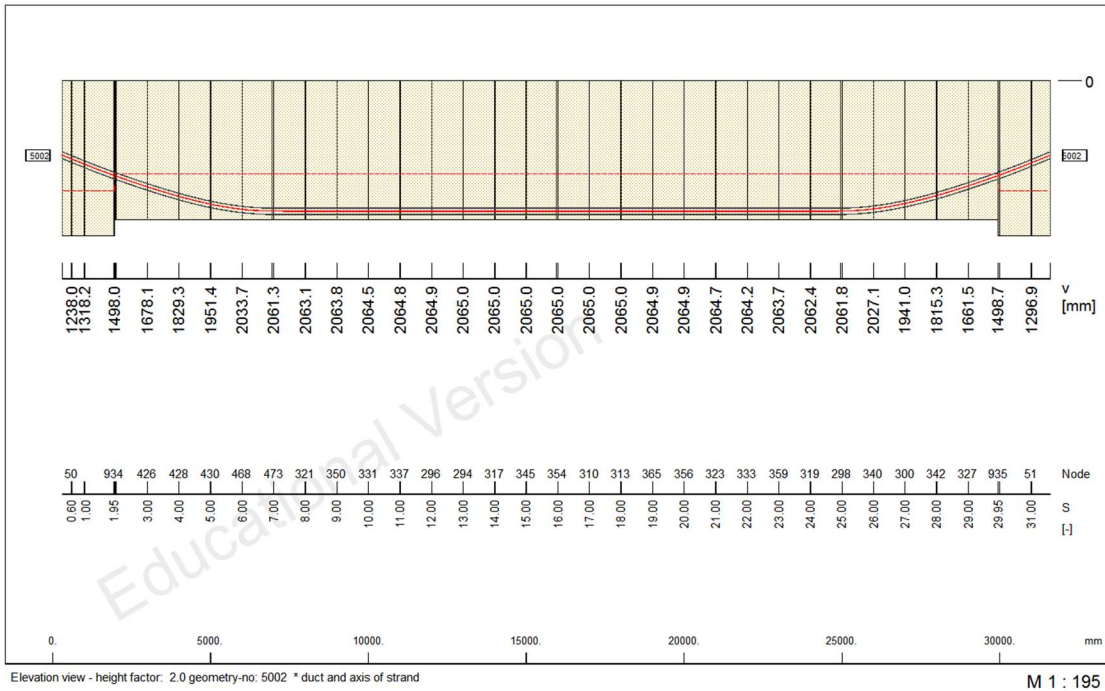
M 1 : 195



M 1 : 255

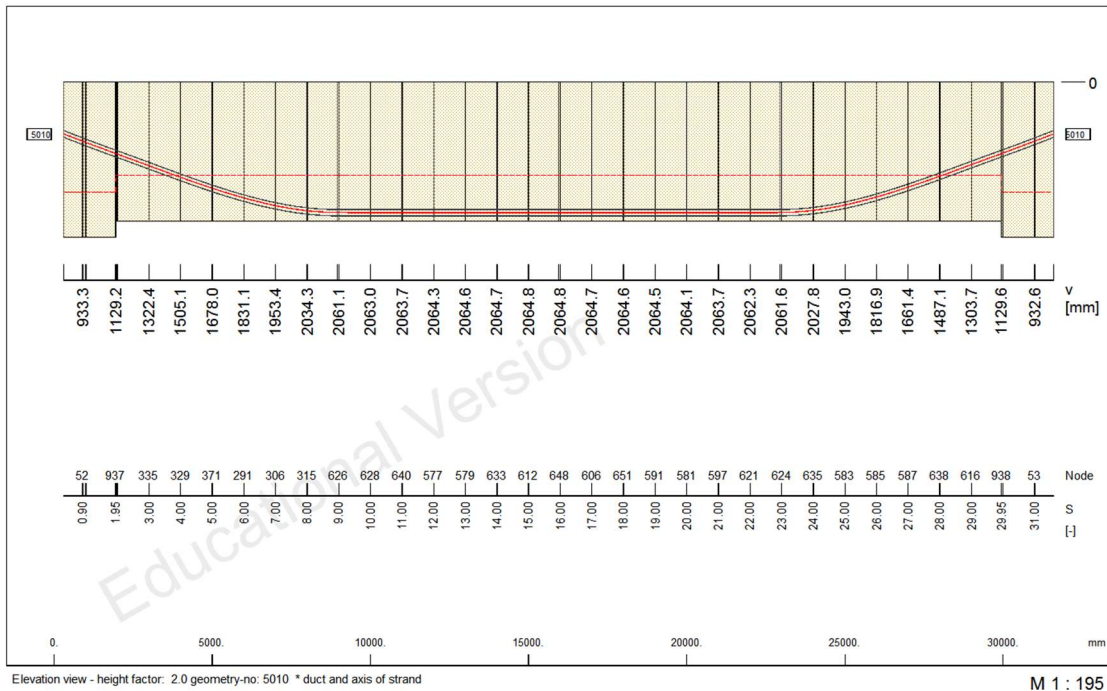
Σχήμα 4.25 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 2)

Τένοντας 3

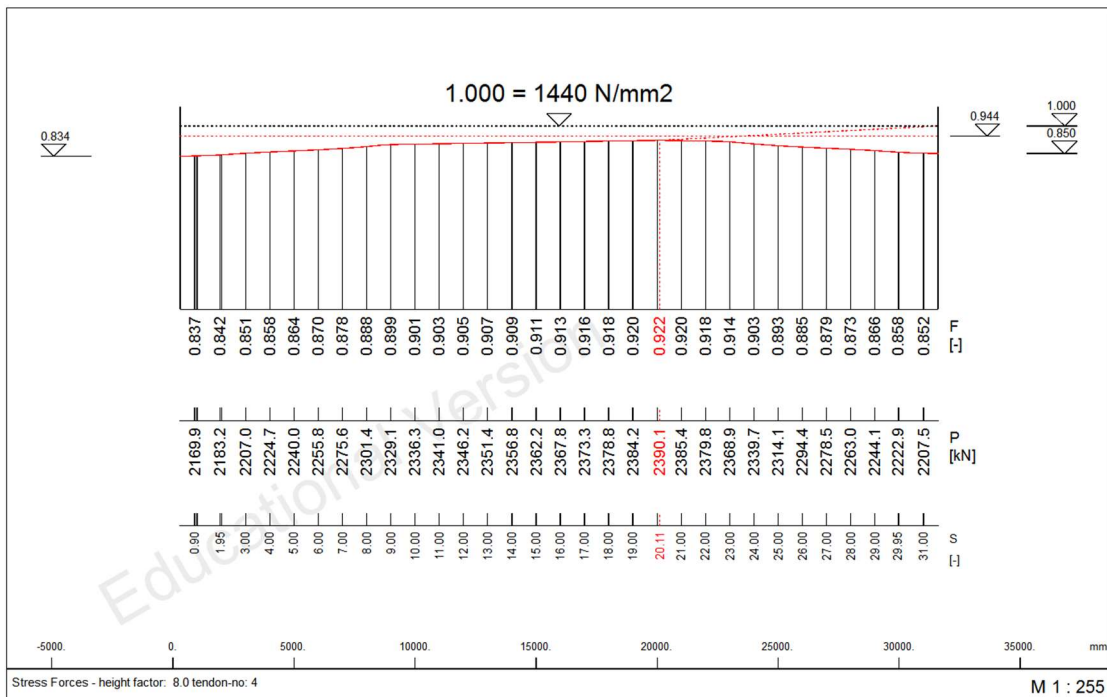


Σχήμα 4.26 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 3)

Τένοντας 4



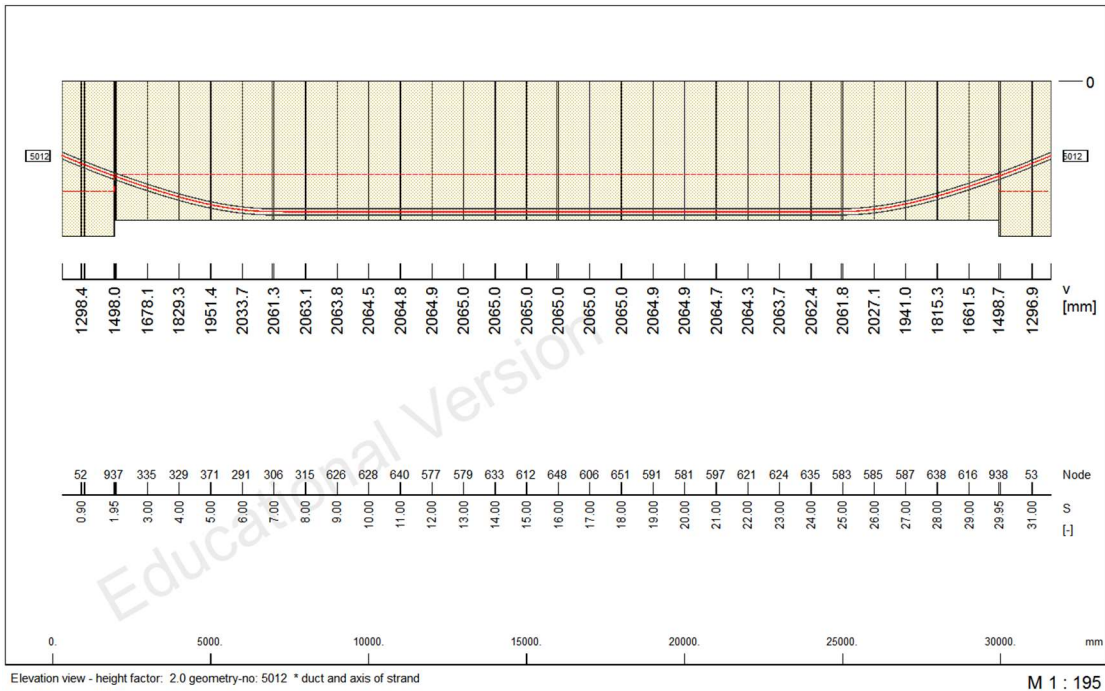
M 1 : 195



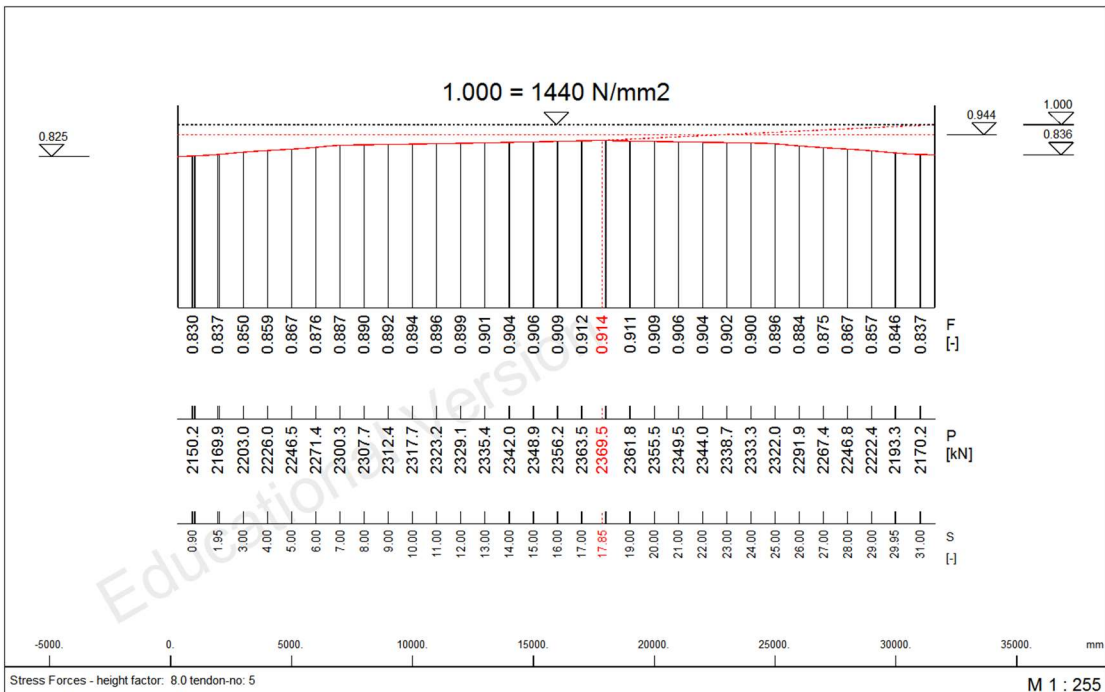
M 1 : 255

Σχήμα 4.27 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 4)

Τένοντας 5



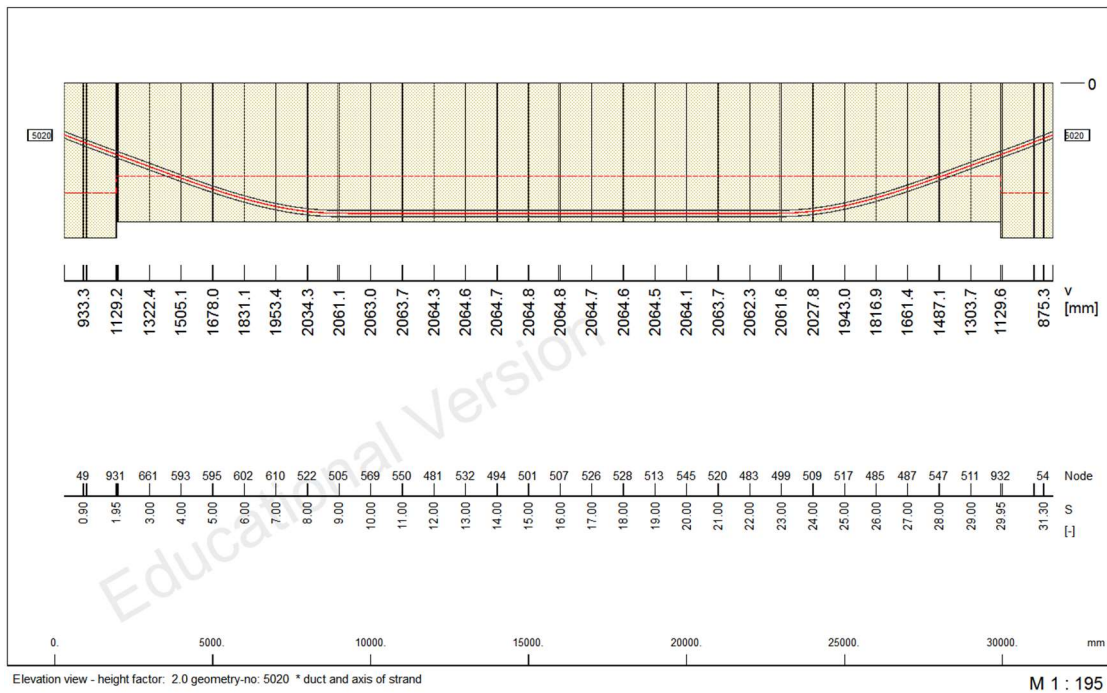
M 1 : 195



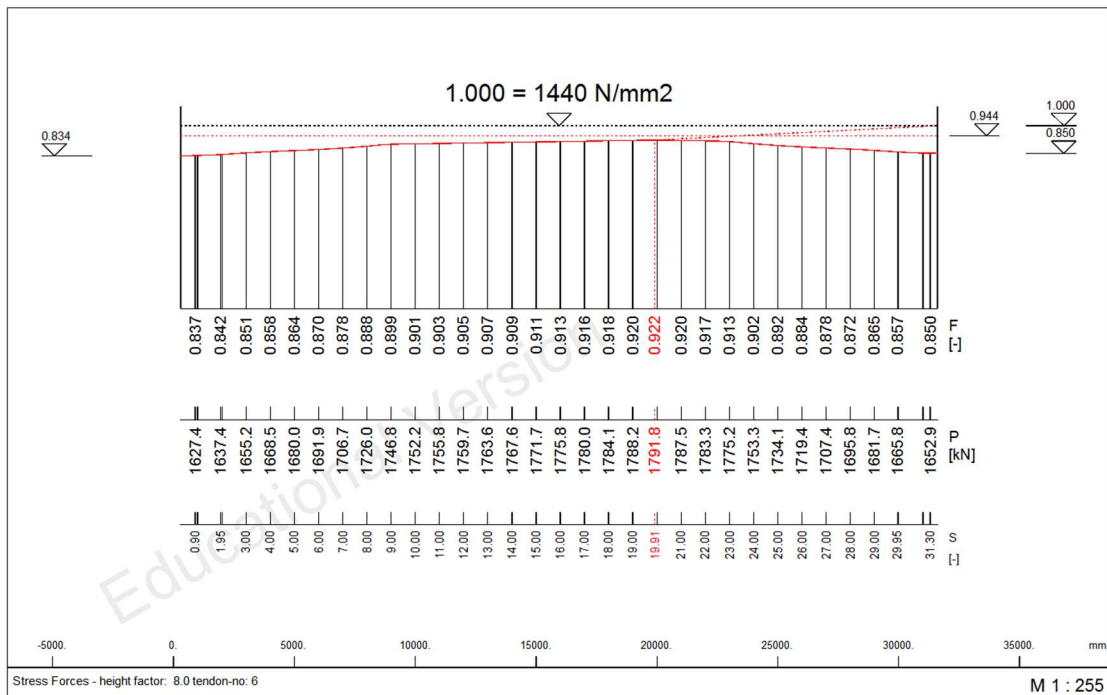
M 1 : 255

Σχήμα 4.28 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 5)

Τένοντας 6



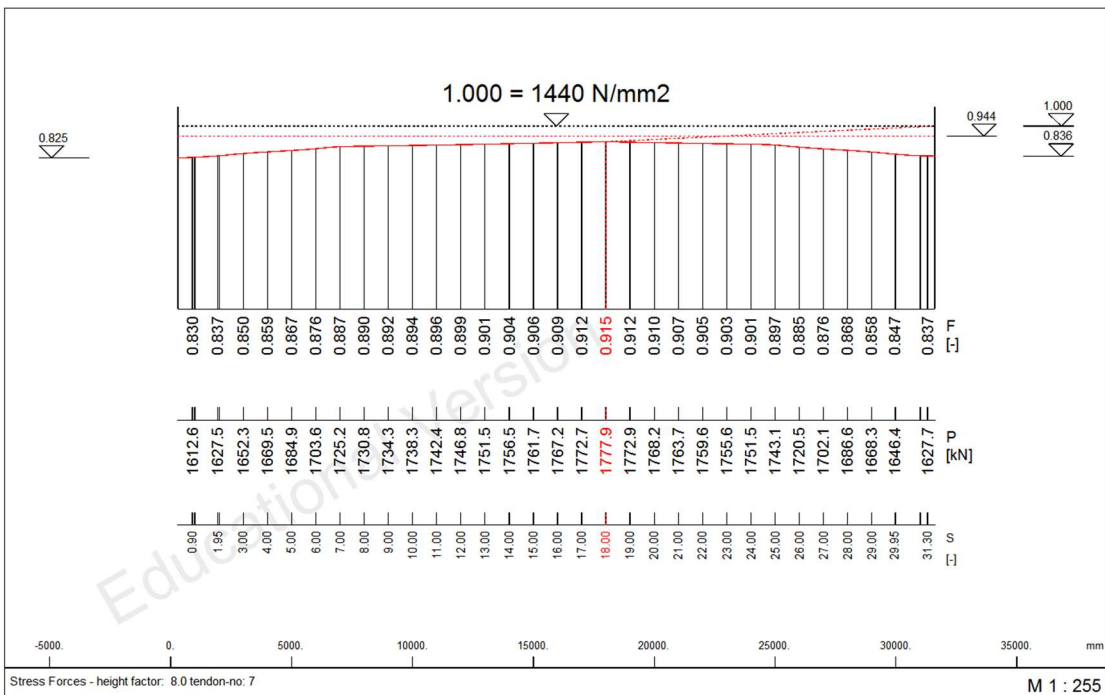
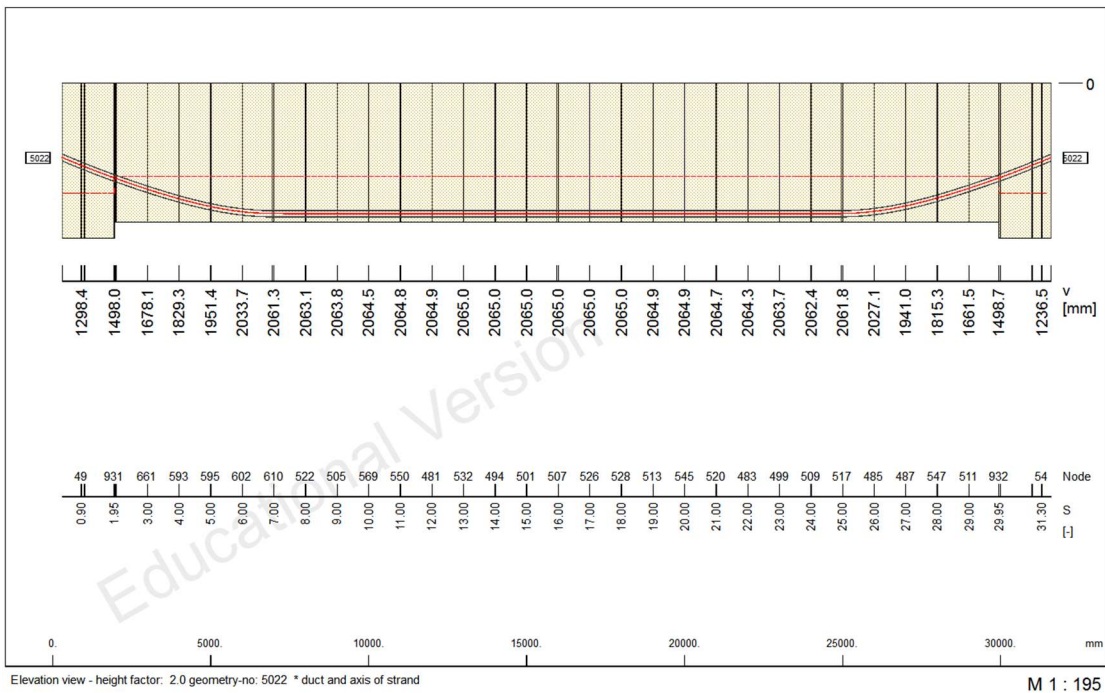
M 1 : 195



M 1 : 255

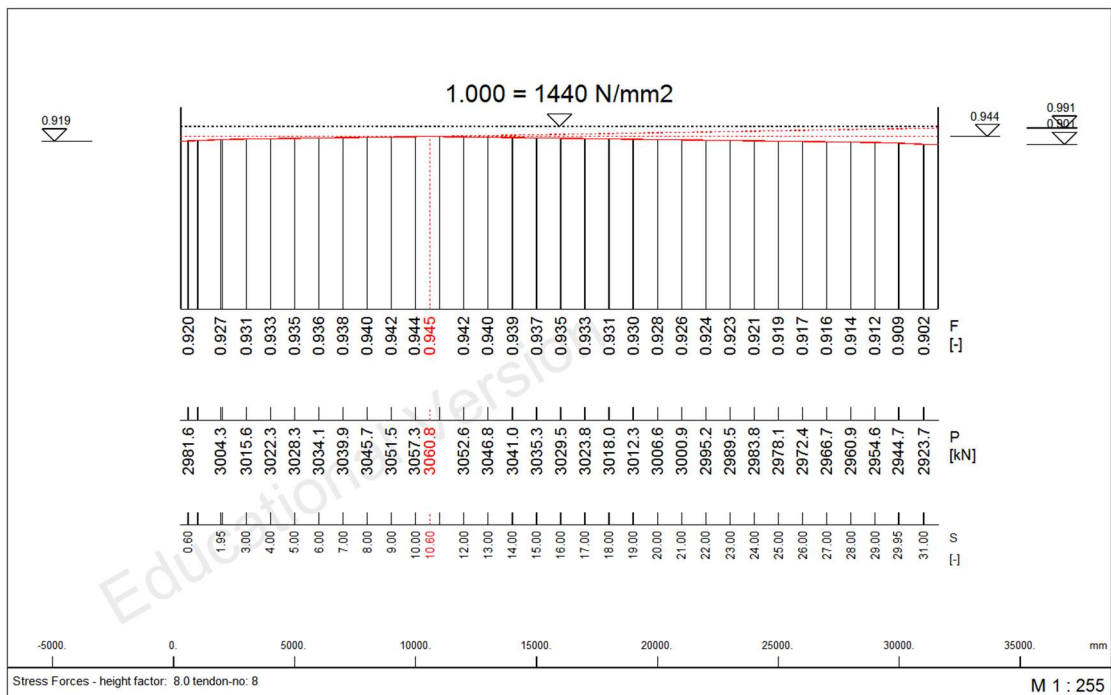
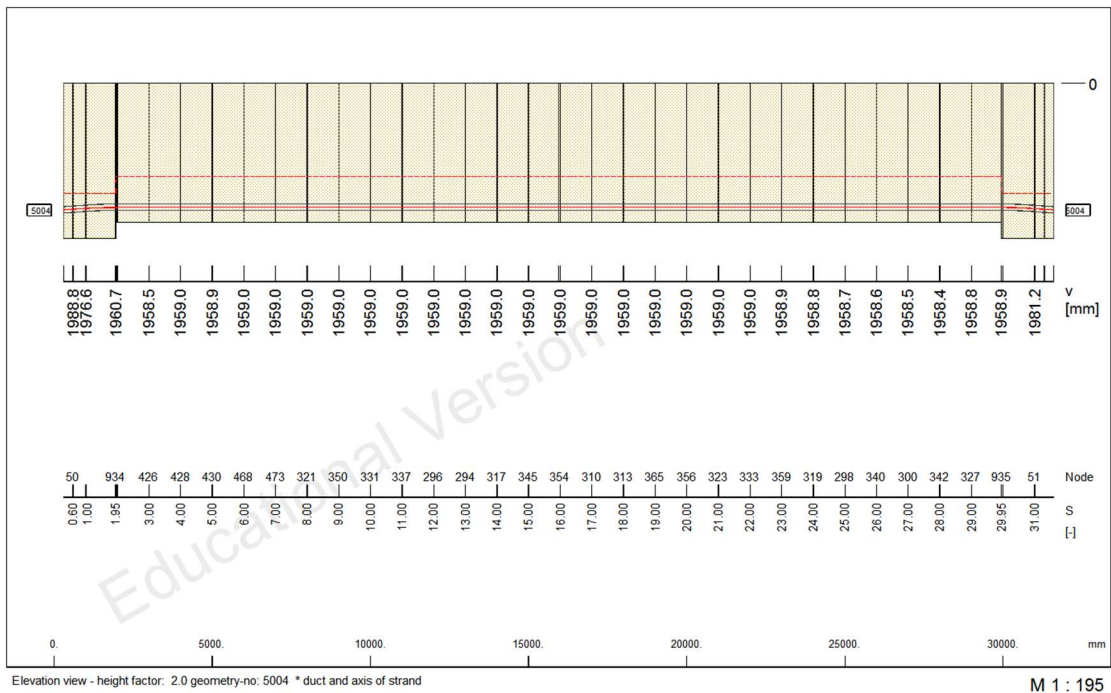
Σχήμα 4.29 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 6)

Τένοντας 7



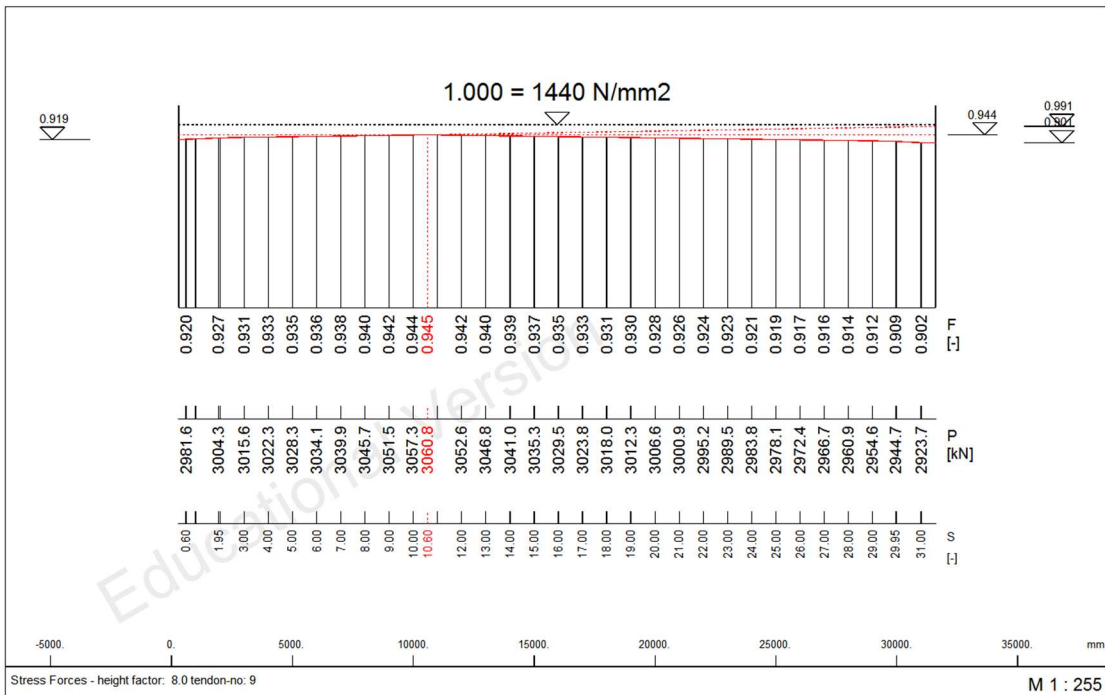
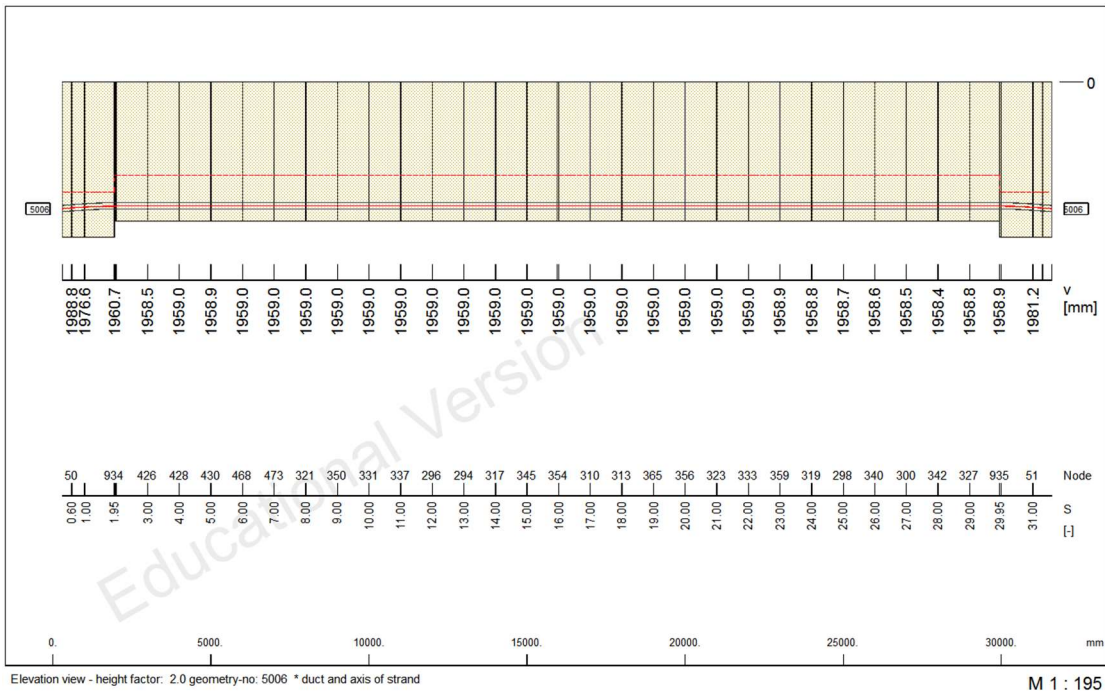
Σχήμα 4.30 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 7)

Τένοντας 8



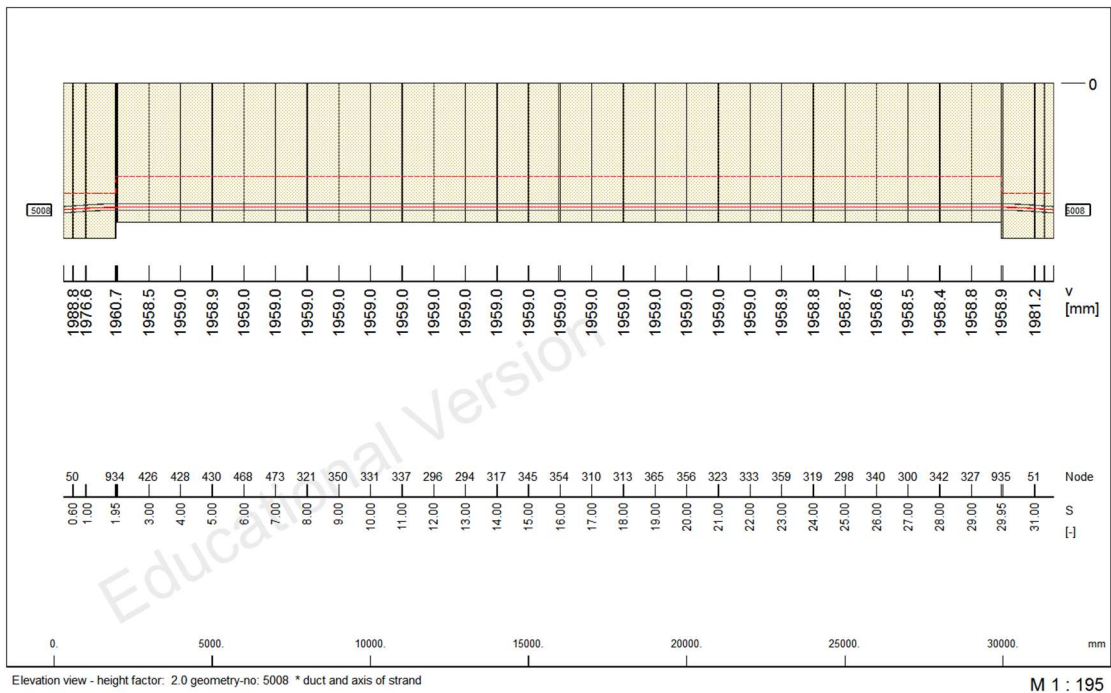
Σχήμα 4.31 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 8)

Τένοντας 9

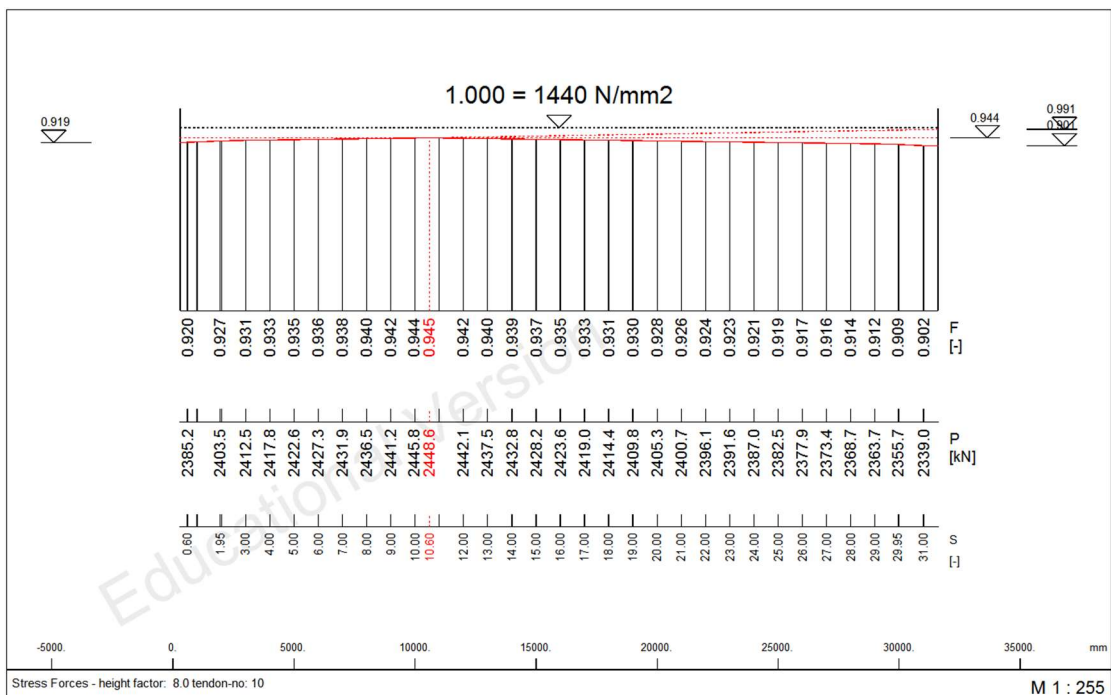


Σχήμα 4.32 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 9)

Τένοντας 10



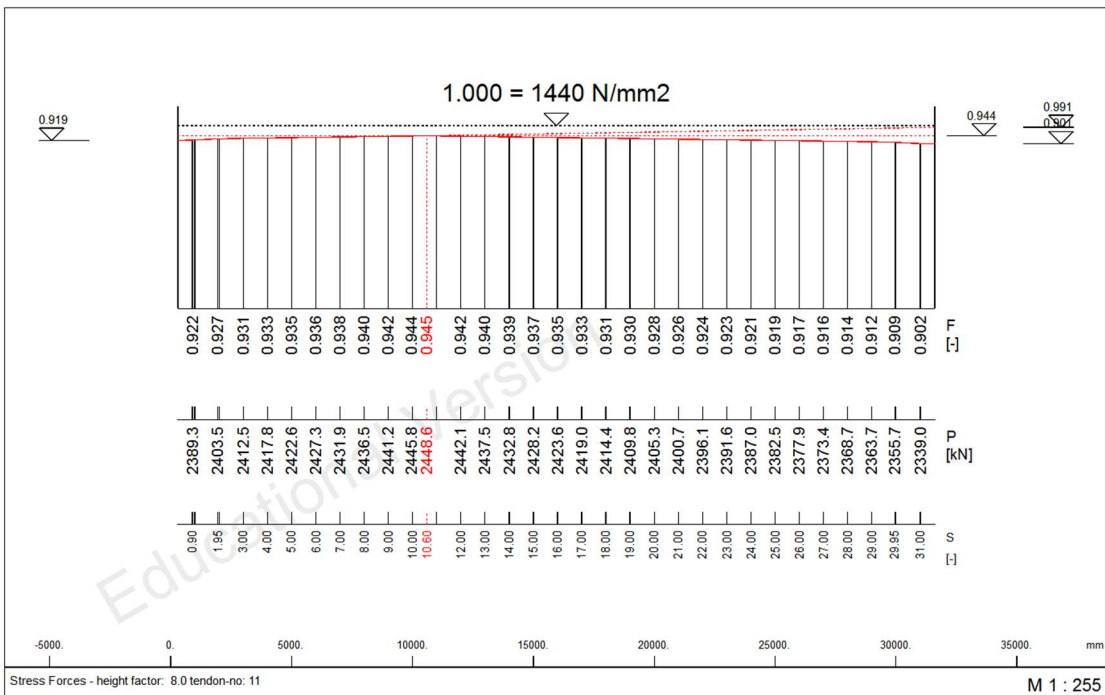
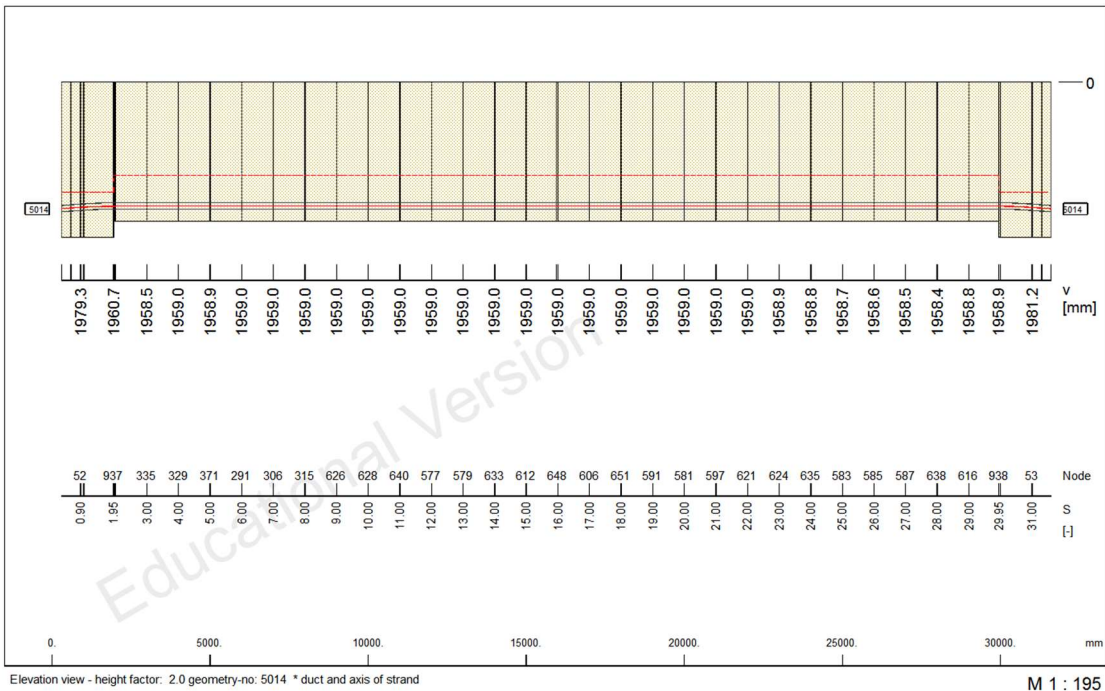
M 1 : 195



M 1 : 255

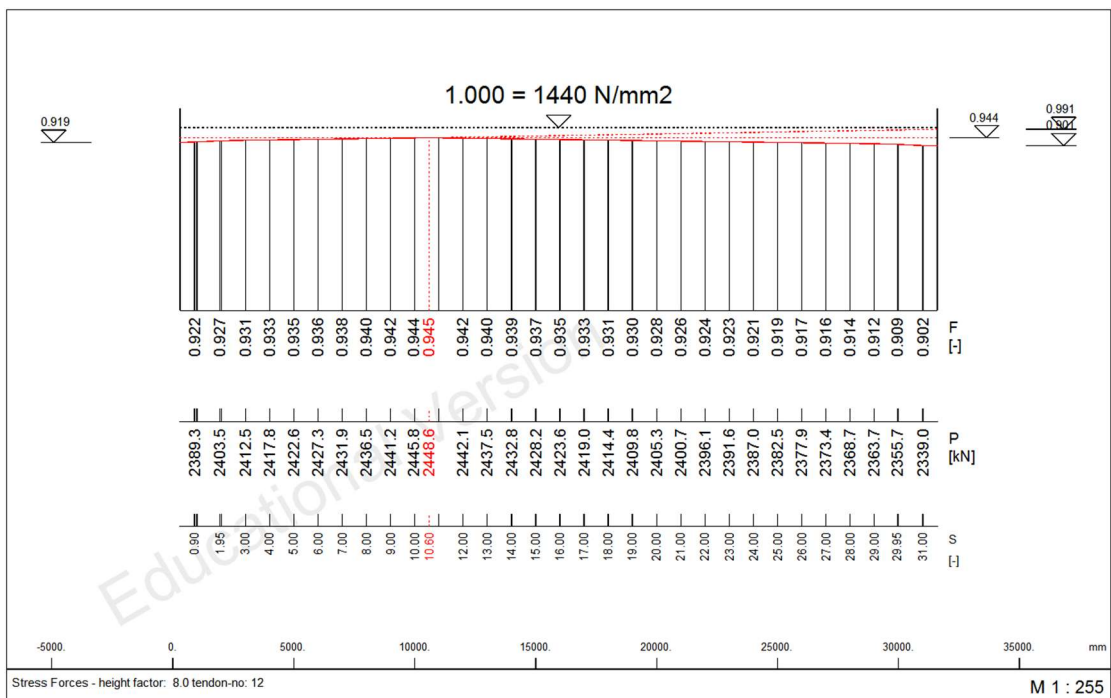
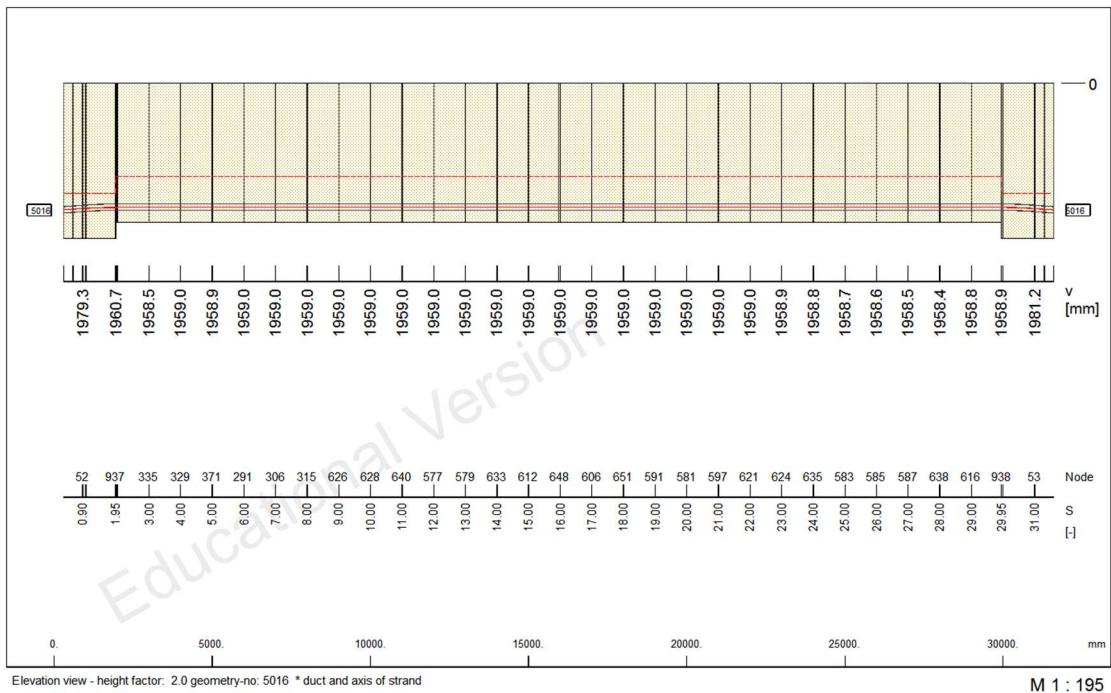
Σχήμα 4.33 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 10)

Τένοντας 11



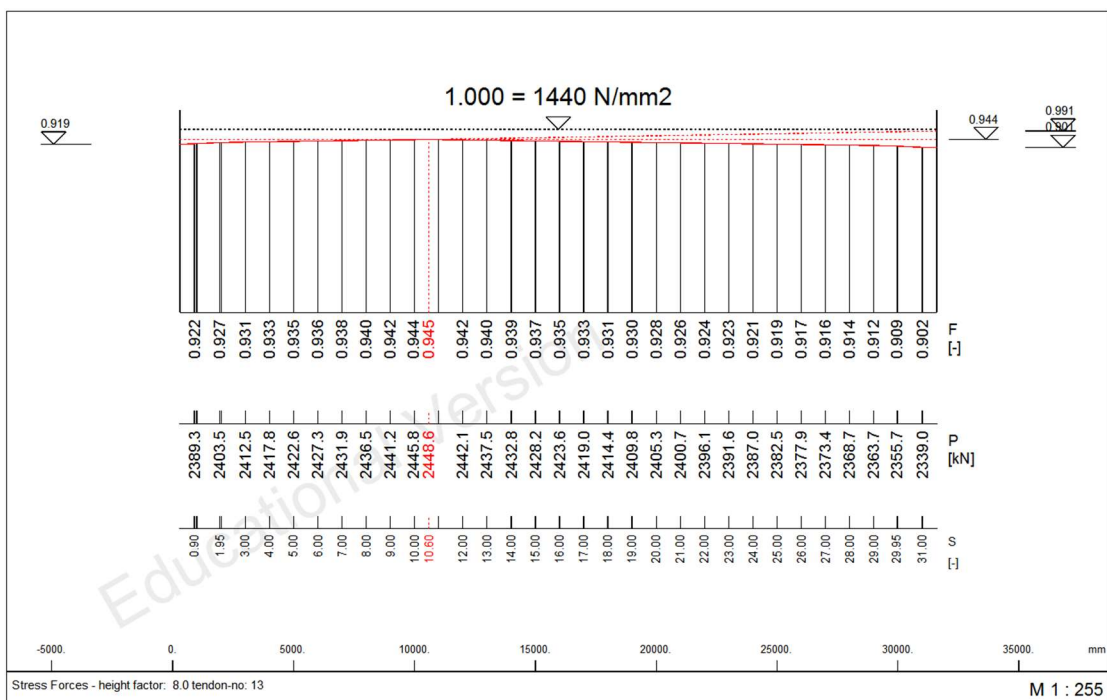
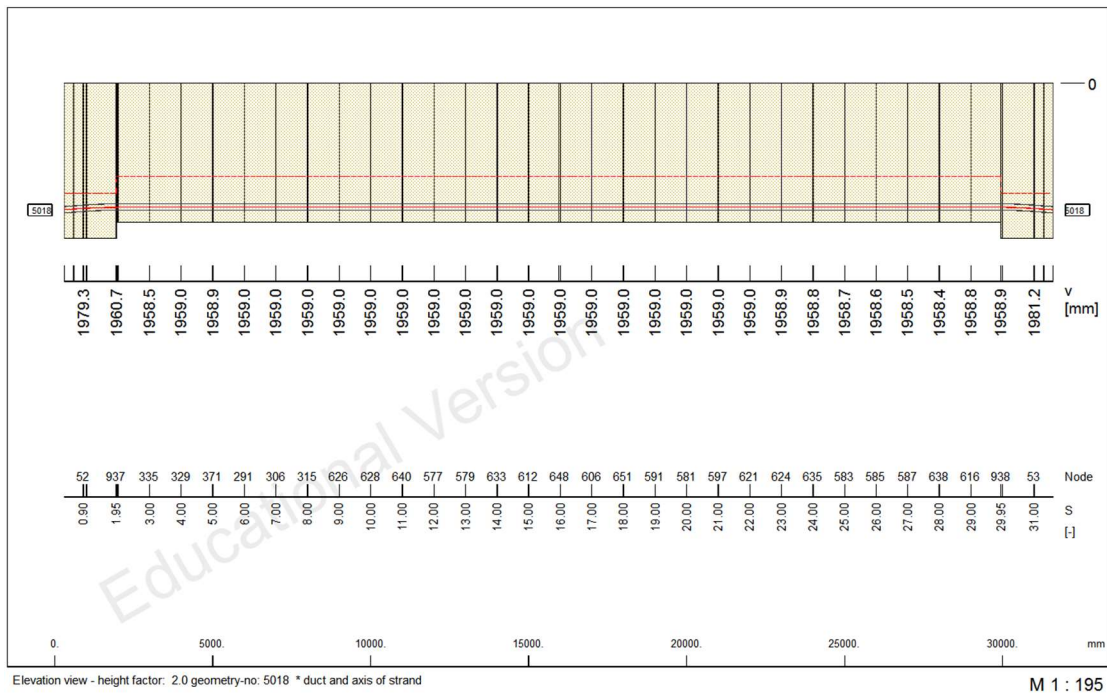
Σχήμα 4.34 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 11)

Τένοντας 12



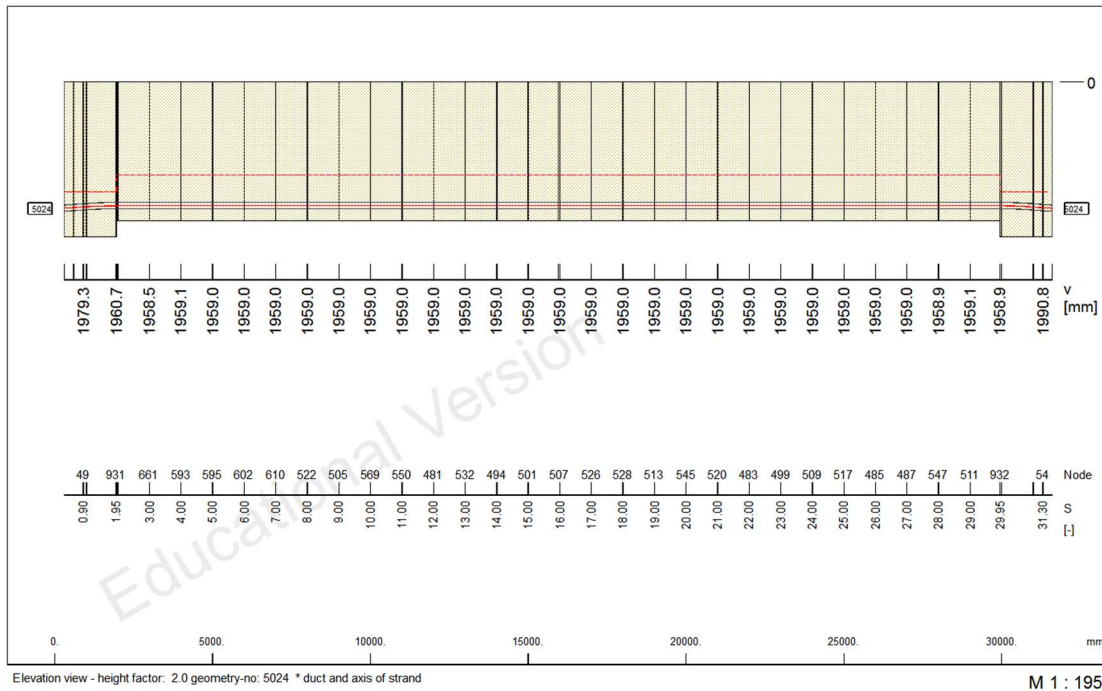
Σχήμα 4.35 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 12)

Τένοντας 13

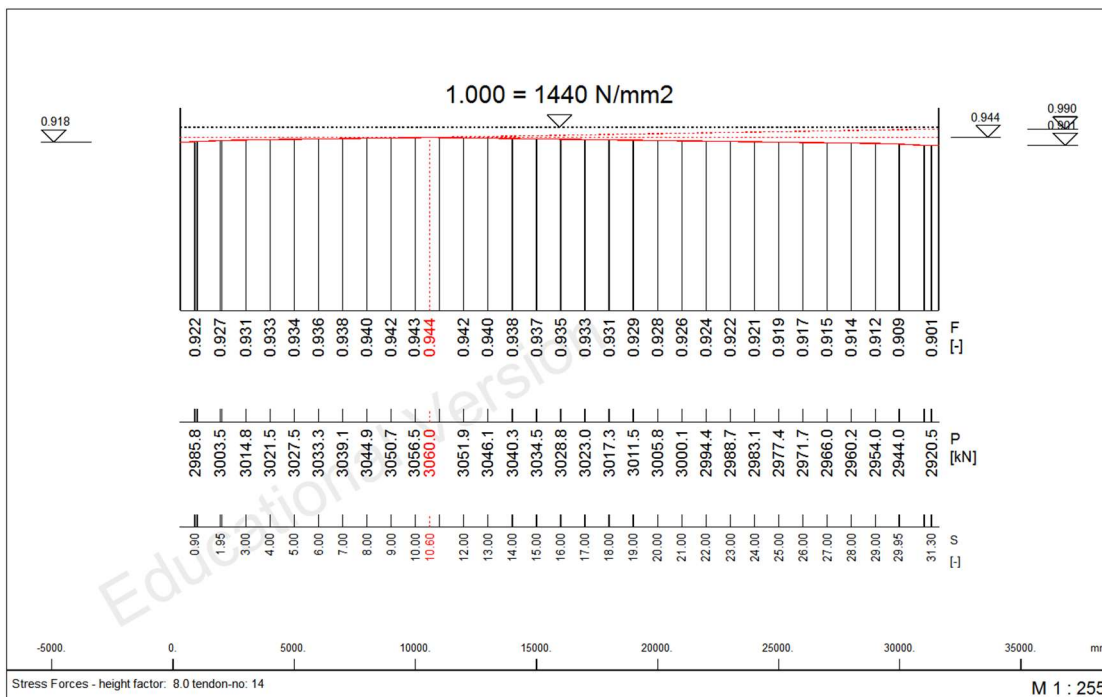


Σχήμα 4.36 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 13)

Τένοντας 14



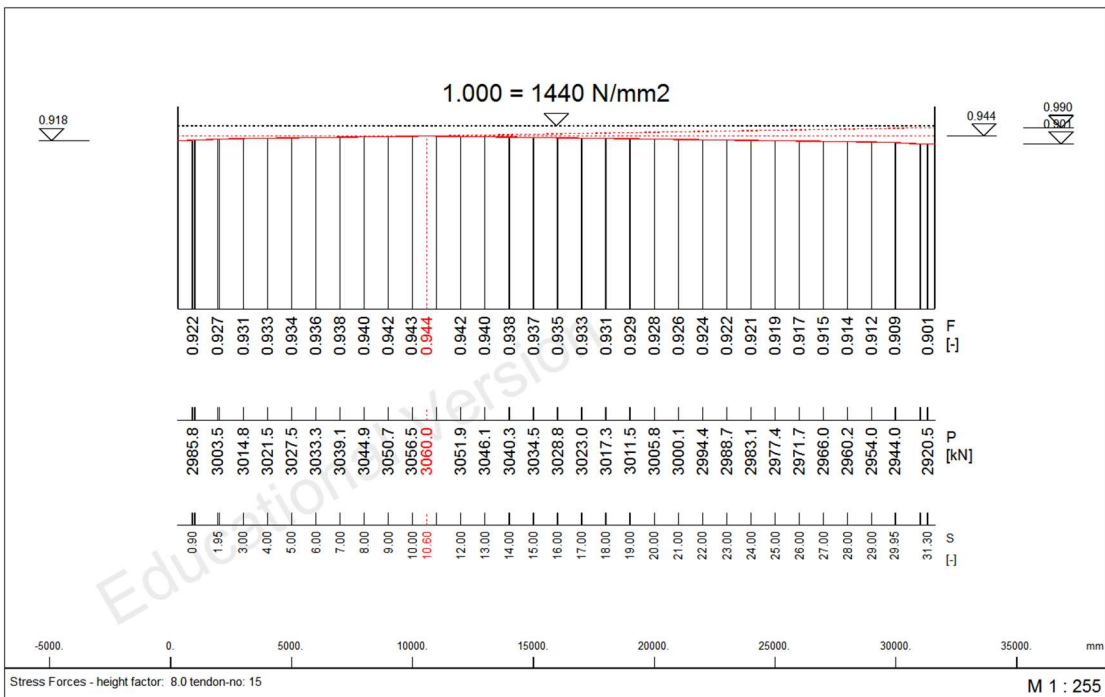
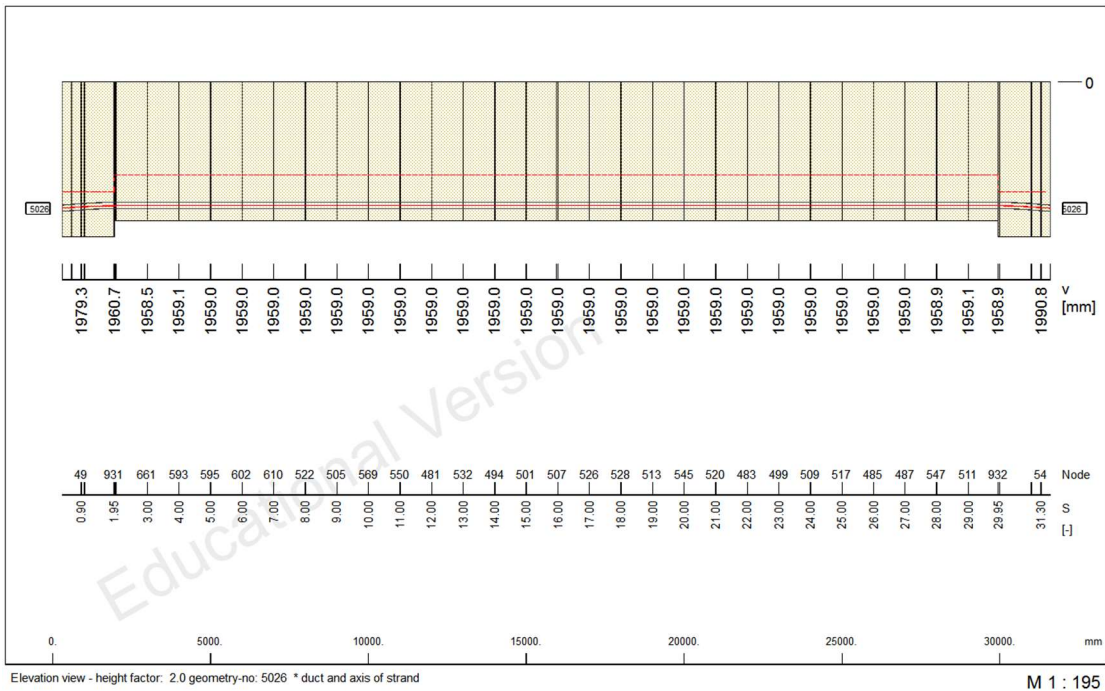
M 1 : 195



M 1 : 255

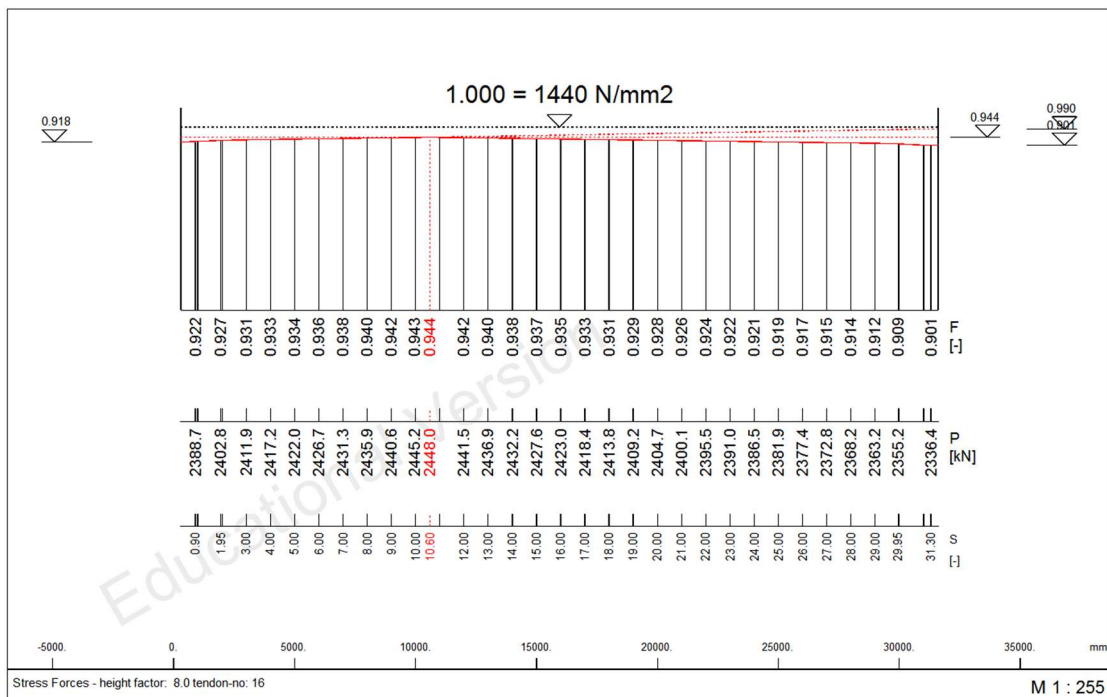
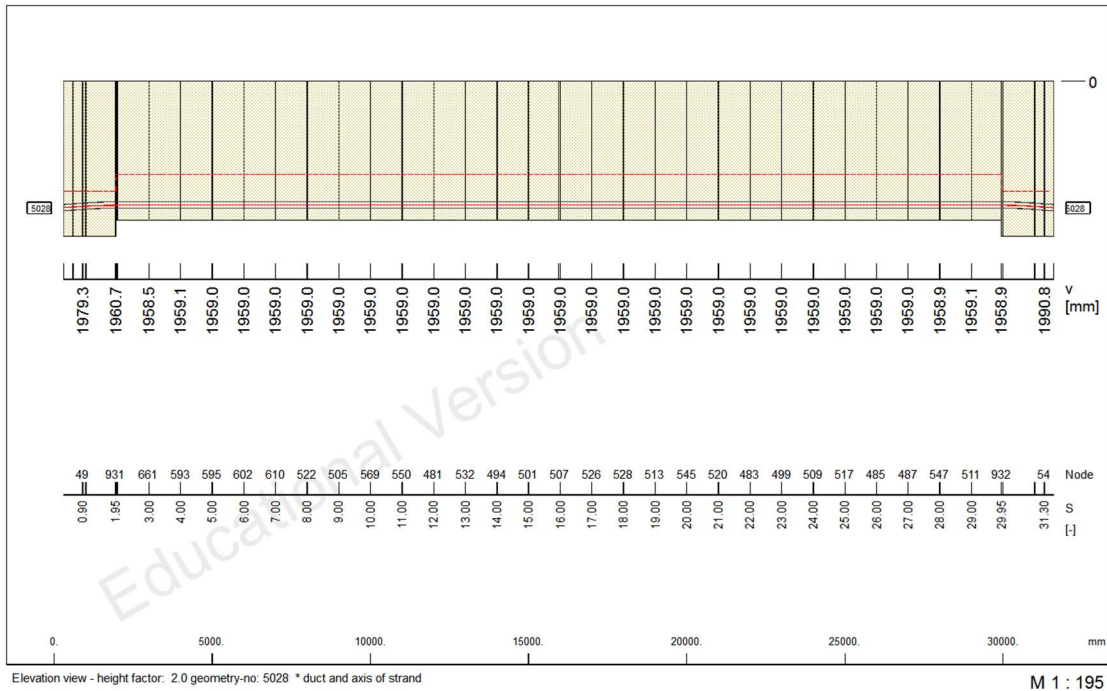
Σχήμα 4.37 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 14)

Τένοντας 15



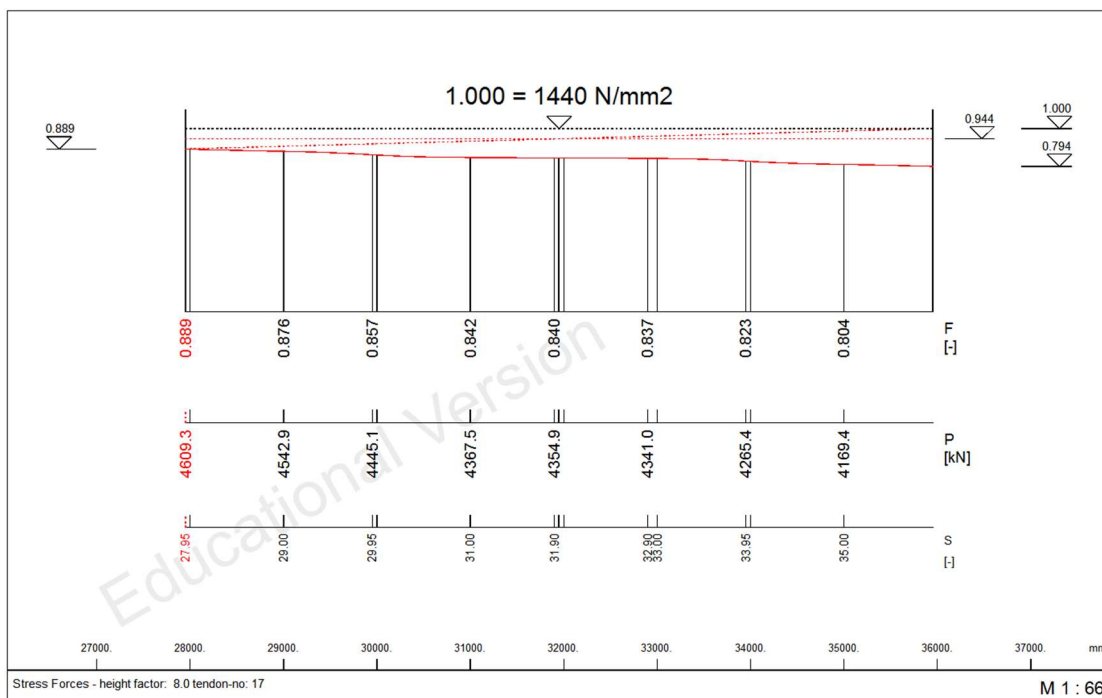
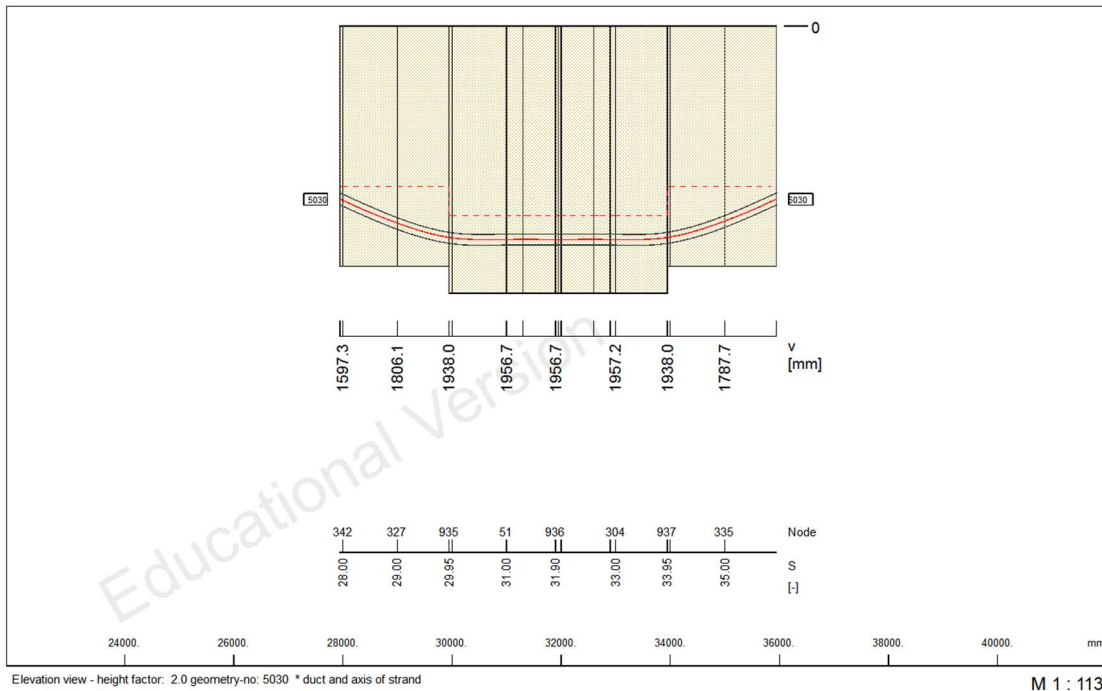
Σχήμα 4.38 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 15)

Τένοντας 16



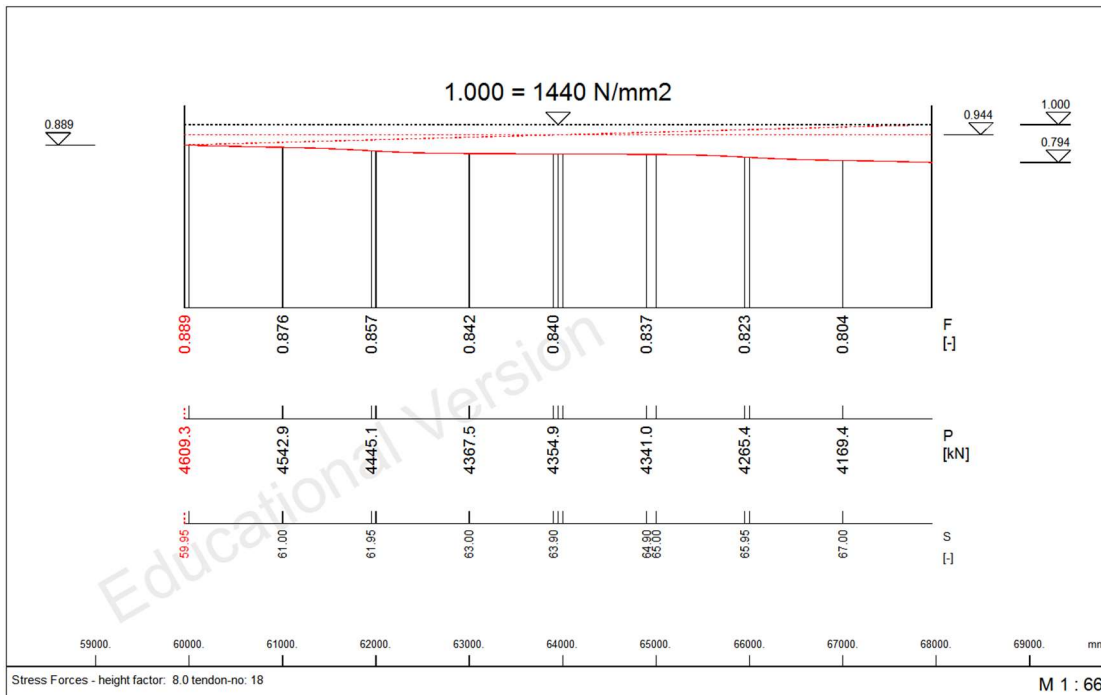
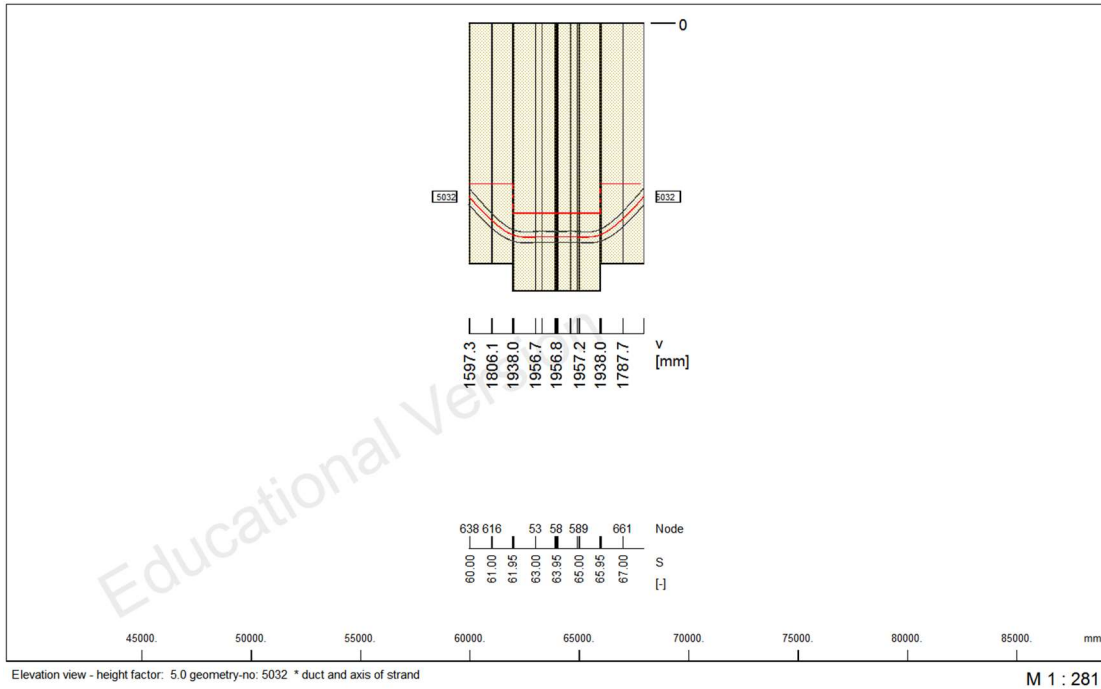
Σχήμα 4.39 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 16)

Τένοντας 17



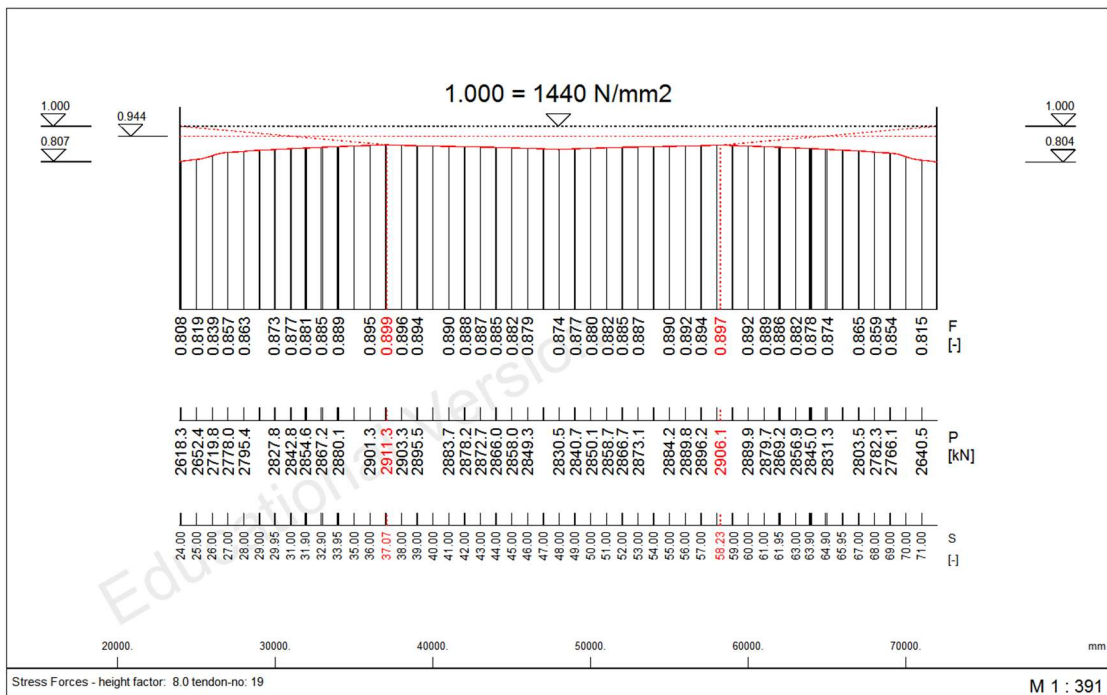
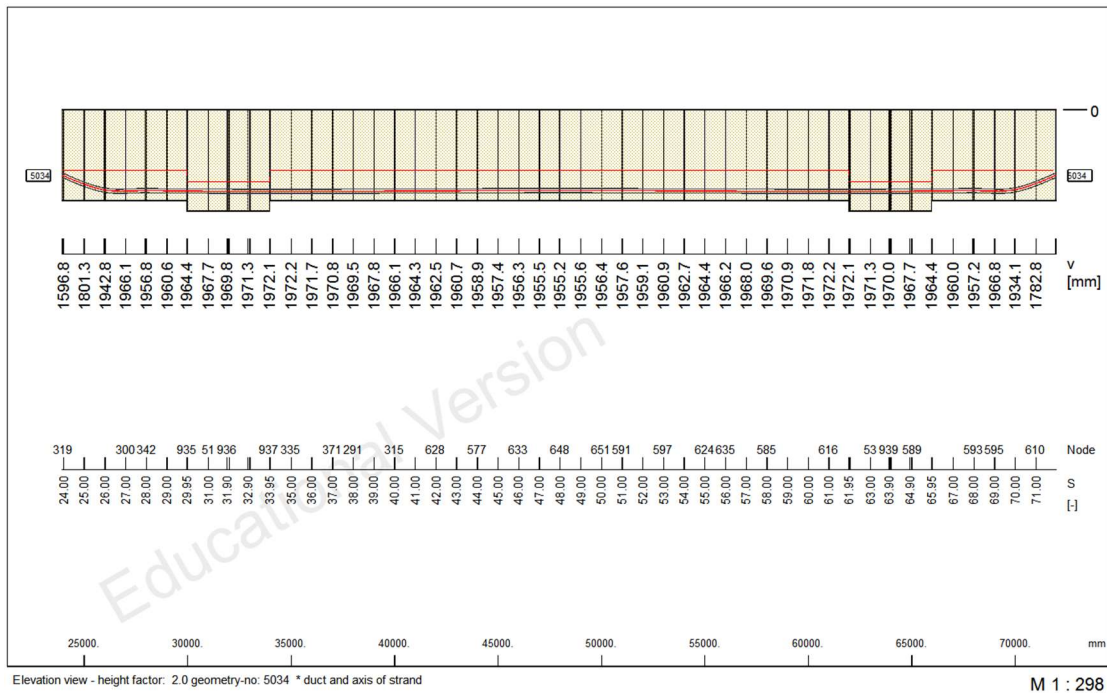
Σχήμα 4.40 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 17)

Τένοντας 18



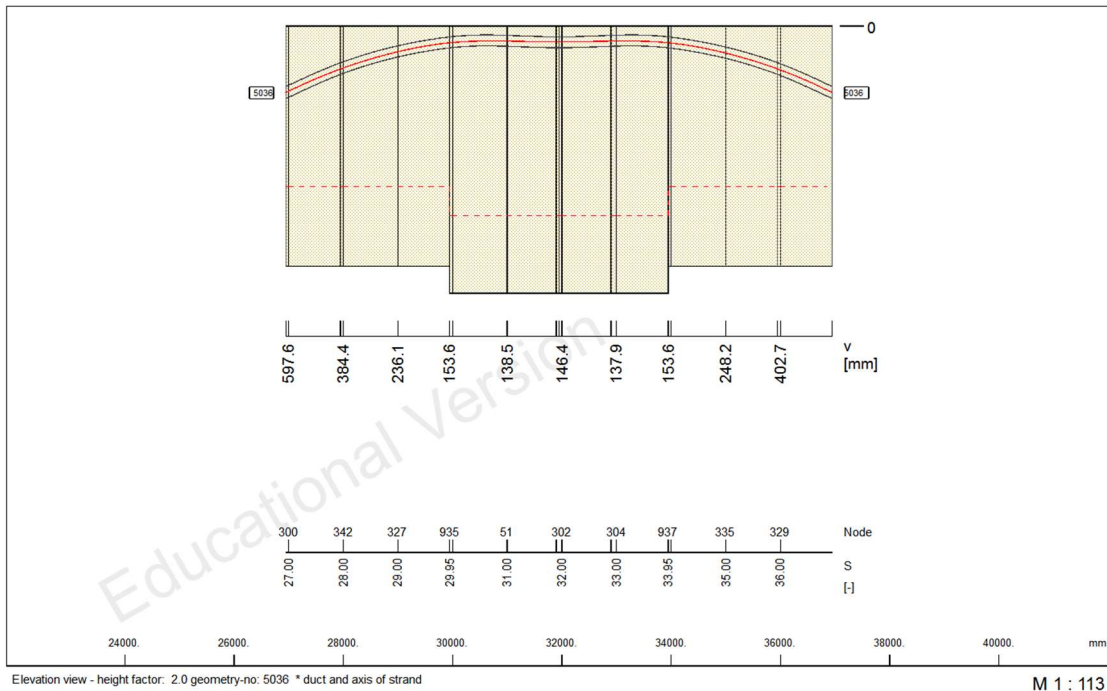
Σχήμα 4.41 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 18)

Τένοντας 19

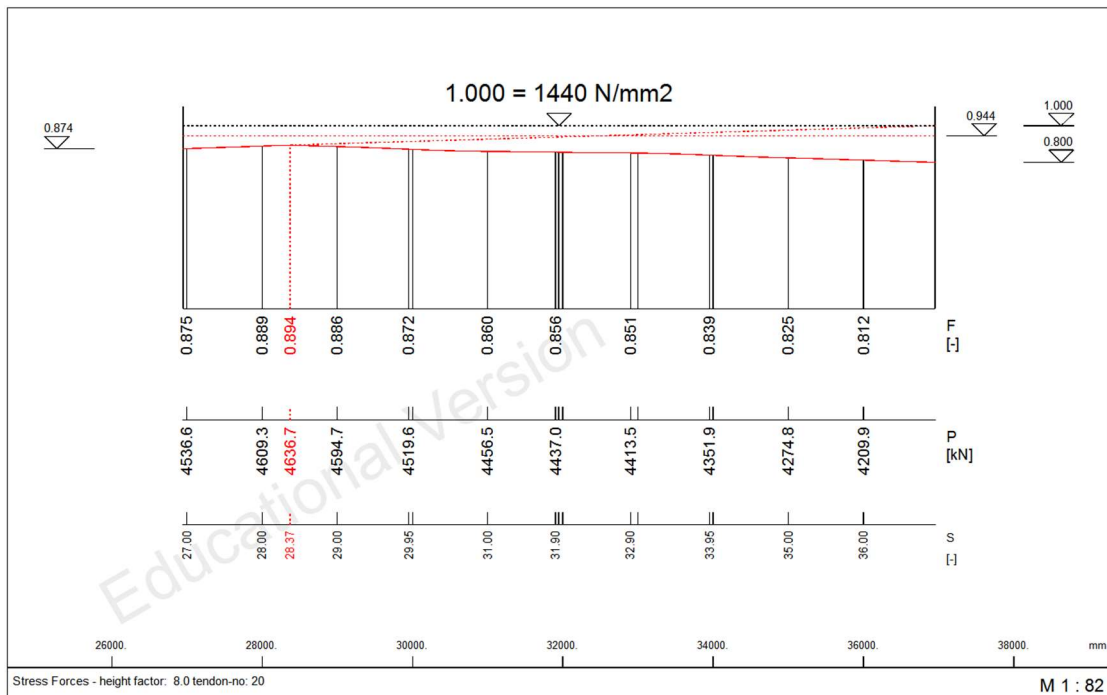


Σχήμα 4.42 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 19)

Τένοντας 20



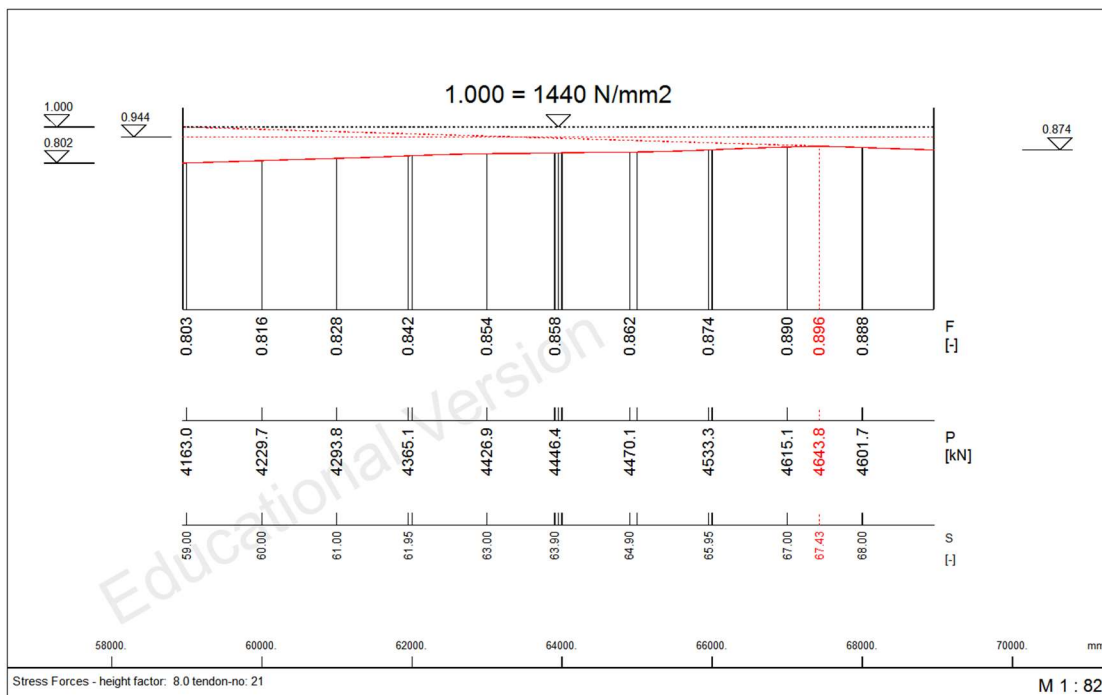
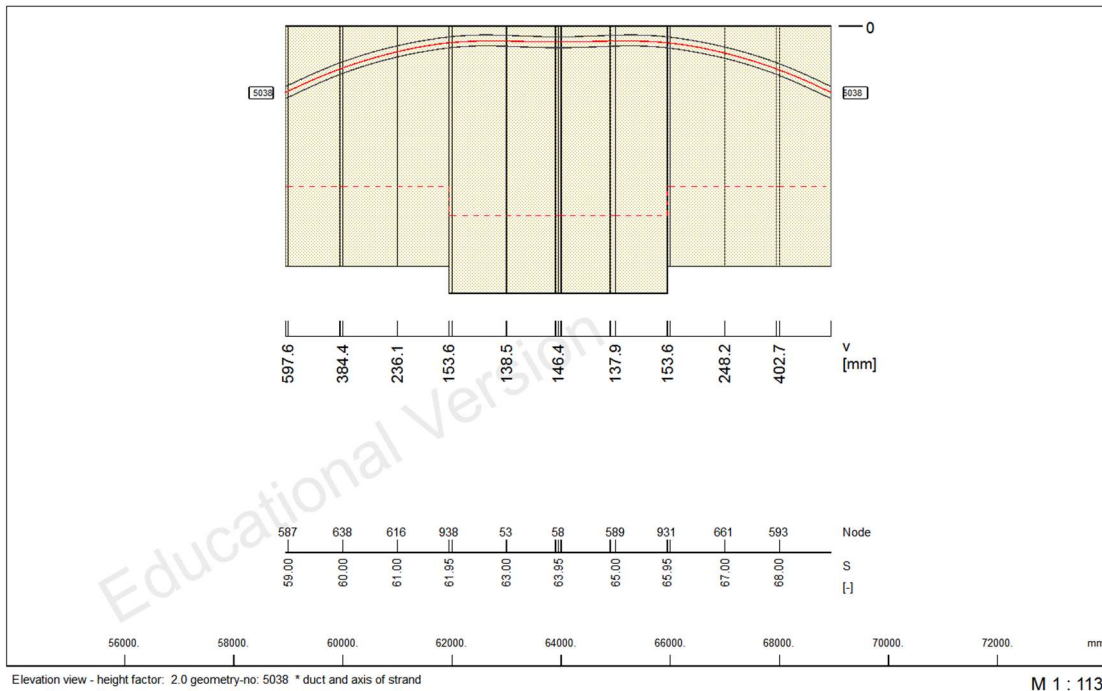
M 1 : 113



M 1 : 82

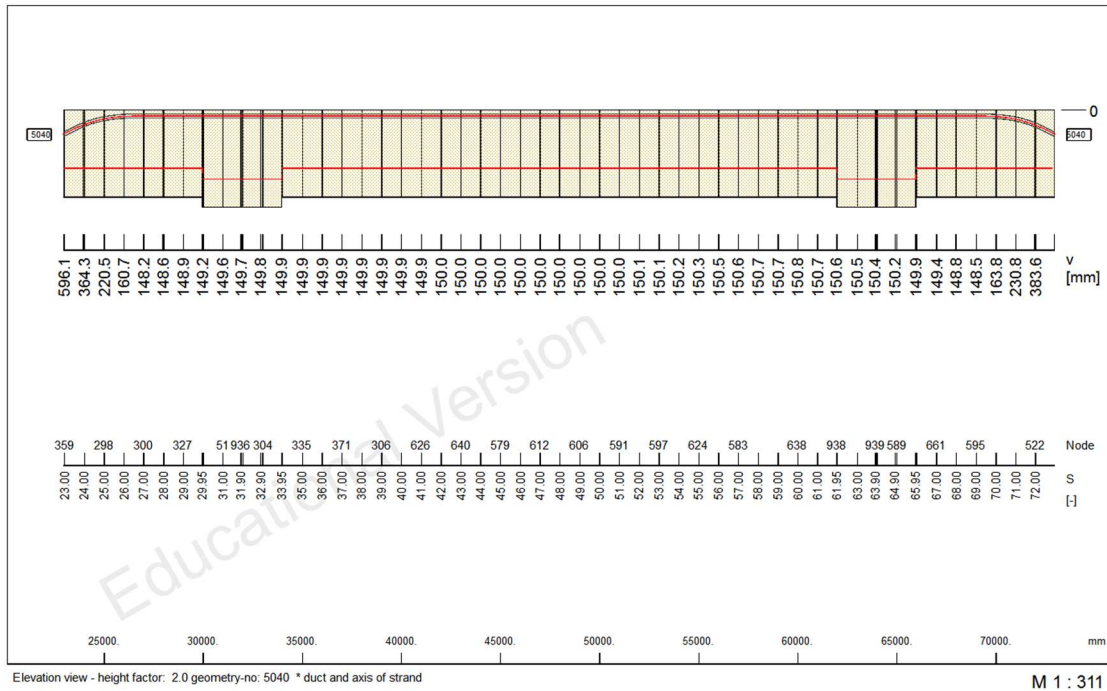
Σχήμα 4.43 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 20)

Τένοντας 21

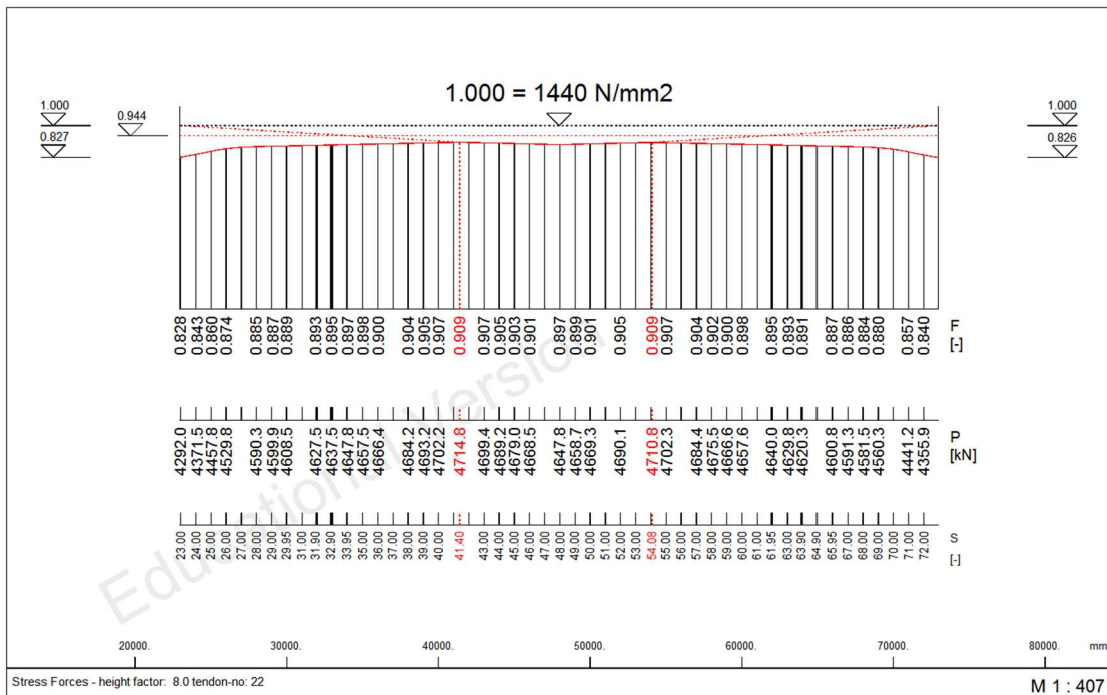


Σχήμα 4.44 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 21)

Τένοντας 22



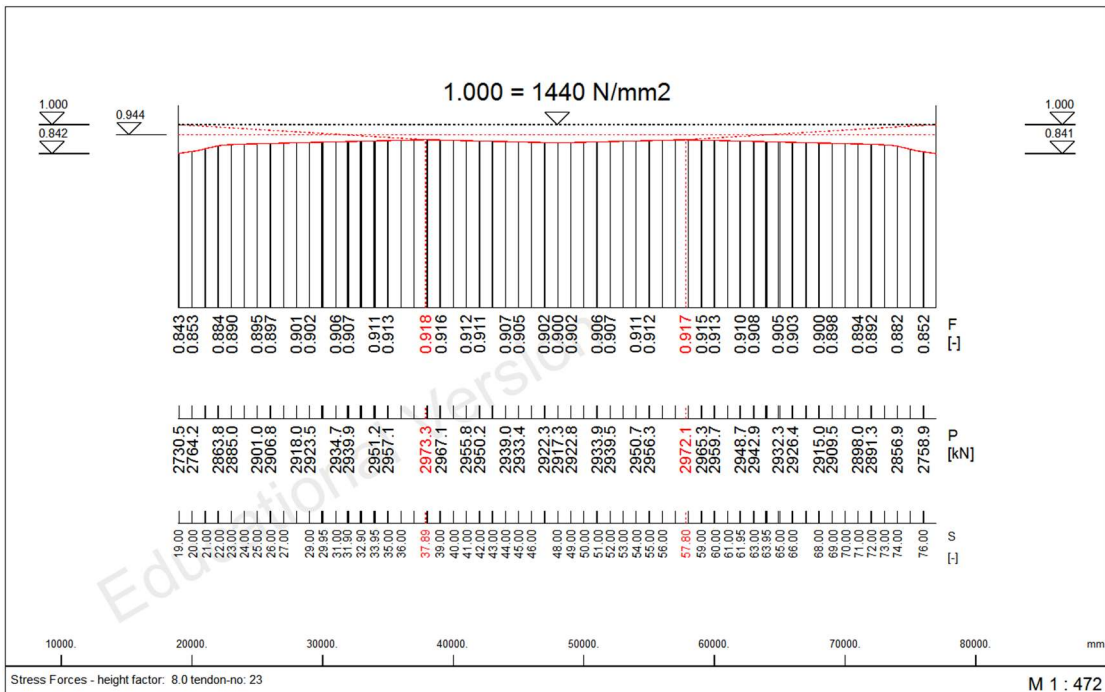
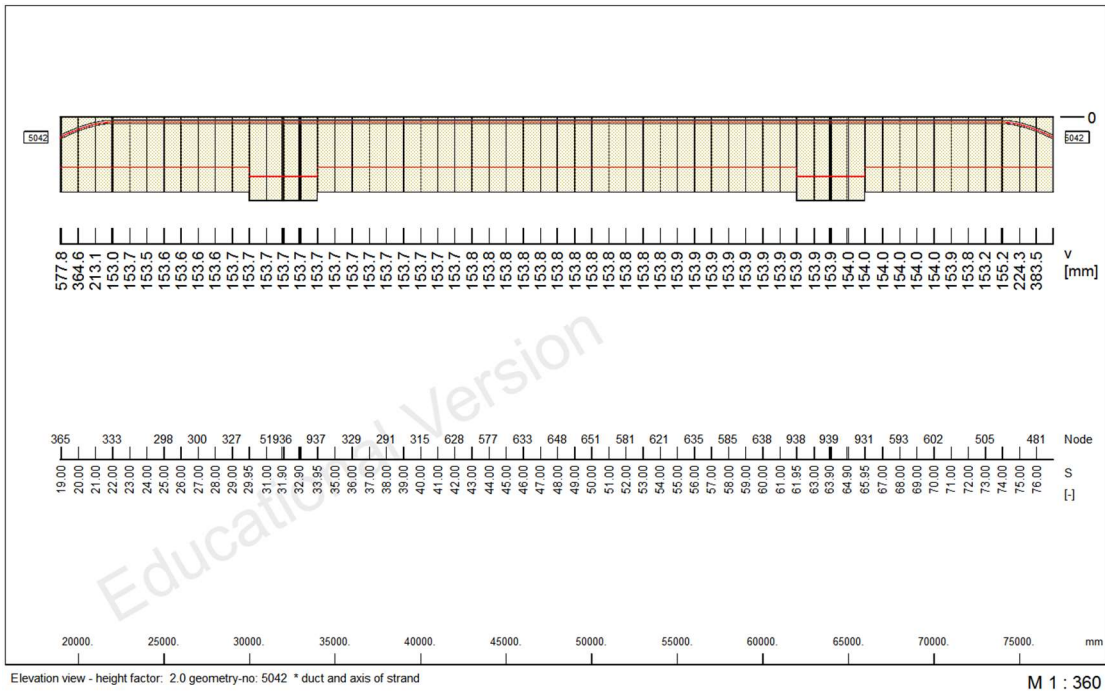
M 1 : 311



M 1 : 407

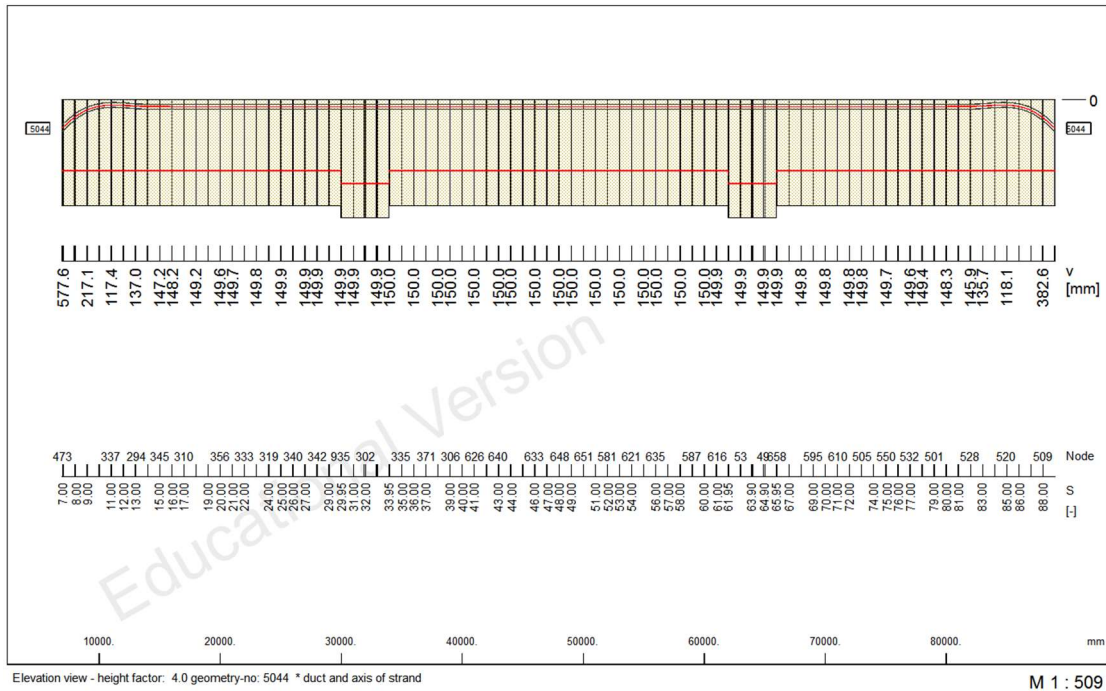
Σχήμα 4.45 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 22)

Τένοντας 23



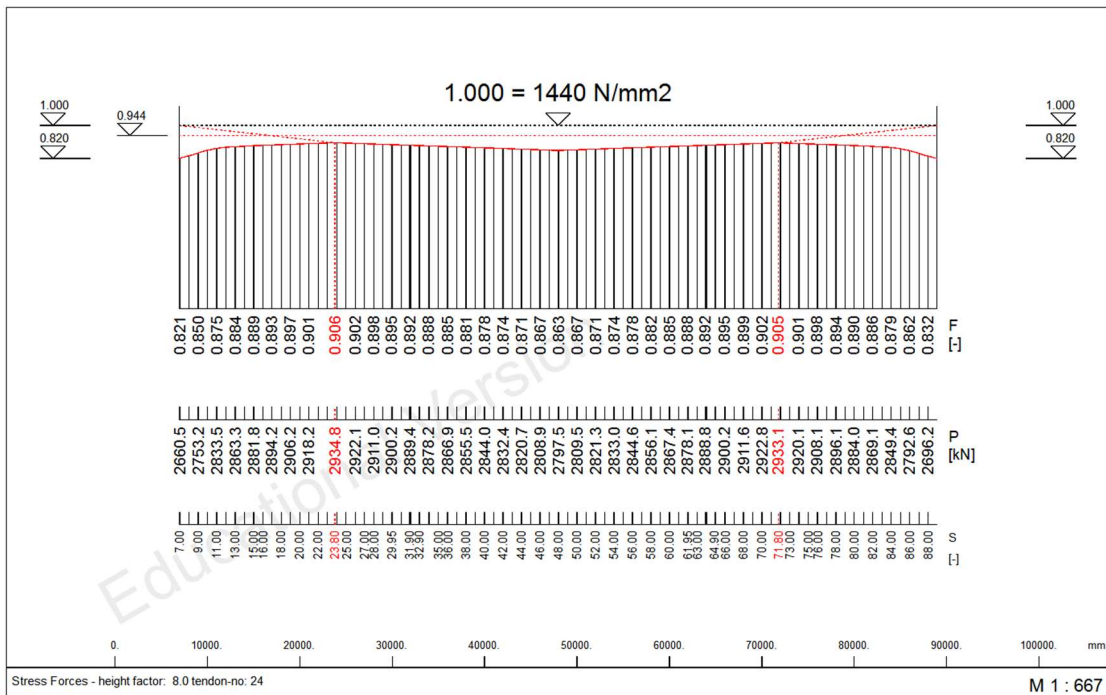
Σχήμα 4.46 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 23)

Τένοντας 24



Elevation view - height factor: 4.0 geometry-no: 5044 * duct and axis of strand

M 1 : 509



Stress Forces - height factor: 8.0 tendon-no: 24

M 1 : 667

Σχήμα 4.47 Υψομετρική χάραξη & Διάγραμμα μειώσεων προέντασης (Τένοντας 24)

4.3.3 ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στο υπολογιστικό προσομοίωμα έχουν ληφθεί υπόψη τα στάδια κατασκευής της γέφυρας και η μεταβολή του στατικού συστήματος μέχρι να διαμορφωθεί ο τελικός φορέας, πράγμα απαραίτητο, καθώς αναπτύσσεται αρχική ένταση και παραμόρφωση σε αυτόν. Θεωρώντας αυτήν την αρχική εντατική και παραμορφωσιακή κατάσταση επιβάλλονται οι δράσεις σχεδιασμού στο προσομοίωμα και λαμβάνονται οι συνδυασμοί τους, οπότε πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι των οριακών καταστάσεων (Ο.Κ.Λ. & Ο.Κ.Α.).

Η διαδικασία κατασκευής έχει χωρισθεί στις παρακάτω φάσεις:

- **ΦΑΣΗ 1:** Στατικό σύστημα τριών αμφιέριστων ανοιγμάτων στα οποία επιβάλλεται το ίδιο βάρος τους και η αρχική προένταση (ομάδες τενόντων 1&2).
- **ΦΑΣΗ 2:** Γίνεται η αποκατάσταση της συνέχειας μεταξύ των ανοιγμάτων.
- **ΦΑΣΗ 3:** Τανύονται οι κάτω τένοντες του συνεχούς φορέα (ομάδα τενόντων 3).
- **ΦΑΣΗ 4:** Τοποθετούνται τα τελικά εφέδρανα στις εσωτερικές στηρίξεις και τανύονται οι άνω τένοντες του συνεχούς φορέα (ομάδες τενόντων 4&5).
- **ΦΑΣΗ 5:** Επιβάλλονται τα πρόσθετα μόνιμα φορτία.
- **ΦΑΣΗ 6:** Υπολογίζεται η επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης σε 10000 ημέρες.



Σχήμα 4.48 ΦΑΣΗ 1 – Ανεξάρτητα αμφιέριστα ανοίγματα



Σχήμα 4.49 ΦΑΣΗ 3 – Αποκατάσταση συνέχειας (συνεχής δοκός τριών ανοιγμάτων)

Για την αποτίμηση των οριακών καταστάσεων του σχεδιασμού χρησιμοποιούνται σαν καταστάσεις αναφοράς, στις οποίες επιβάλλονται οι μεταβλητές δράσεις, οι φάσεις 5 ($t=0$) και 6 ($t=\infty$).

Πιο αναλυτικά οι φάσεις κατασκευής, όπως έχουν ορισθεί στο λογισμικό, δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

ΦΑΣΗ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
1	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Ανεξάρτητα αμφιέριστα ανοίγματα ▪ Επιβολή ιδίου βάρους και προέντασης τάνυση τενόντων: 2,3,4,5,6,7 (παραβολικοί κορμών) 8,9,10,11,12,13,14,15,16 (ευθύγραμμοι πλάκας) ▪ Υπολογισμός επιρροών ερπυσμού και συστολής ξήρανσης για 14 ημέρες
2	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Αποκατάσταση συνέχειας μεταξύ των ανοιγμάτων. Ο φορέας συμπεριφέρεται ως συνεχής δοκός τριών ανοιγμάτων.
3	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Τάνυση τενόντων: 17,18,19 (κάτω τένοντες συνεχούς φορέα) ▪ Υπολογισμός επιρροών ερπυσμού και συστολής ξήρανσης για 14 ημέρες
4	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Τοποθέτηση τελικών εφεδράνων στις εσωτερικές στηρίξεις ▪ Τάνυση τενόντων: 1,20,21,22,23,24 (άνω τένοντες συνεχούς φορέα) ▪ Υπολογισμός επιρροών ερπυσμού και συστολής ξήρανσης για 28 ημέρες
5	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Επιβολή πρόσθετων μόνιμων φορτίων (87.80 KN/m)
6	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Υπολογισμός επιρροών ερπυσμού και συστολής ξήρανσης σε 10000 ημέρες.

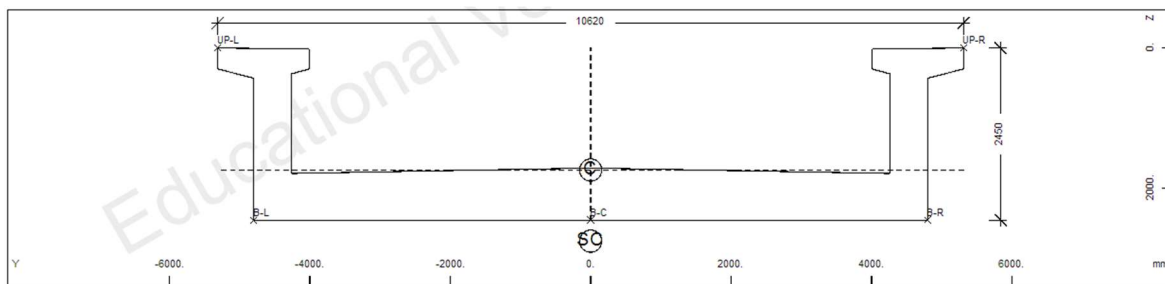
Πίνακας 4.4 Φάσεις κατασκευής

4.4 ΑΝΑΛΥΣΗ

4.4.1 ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των διατομών υπολογίστηκαν από το λογισμικό μετά την εισαγωγή της γεωμετρίας τους. Τα κυριότερα από αυτά παρουσιάζονται παρακάτω:

Διατομή στήριξης

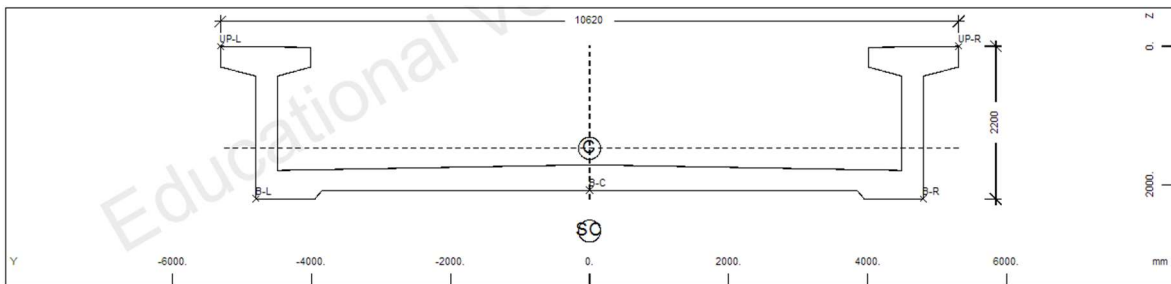


Σχήμα 4.50 Γεωμετρία διατομής στήριξης – Θέση κέντρου βάρους

Επιφάνεια διατομής	A [m ²]	9.144
Επιφάνεια διάτμησης - Κάμψη περί τον z-z	A_y [m ²]	5.964
Επιφάνεια διάτμησης - Κάμψη περί τον γ-γ	A_z [m ²]	1.559
Στρεπτική ροπή αδρανείας	I_t [m ⁴]	1.304
Ροπή αδράνειας περί τον γ-γ	I_y [m ⁴]	4.295
Ροπή αδράνειας περί τον z-z	I_z [m ⁴]	101.50
Θέση κέντρου βάρους κατά τον γ-γ	y_c [m ⁴]	0.00
Θέση κέντρου βάρους κατά τον z-z	z_c [mm]	1737.70
Θέση κέντρου διάτμησης κατά τον γ-γ	y_{sc} [mm]	0.00
Θέση κέντρου διάτμησης κατά τον z-z	z_{sc} [mm]	2749.00
Ίδιον βάρος ανά μονάδα μήκους	g [KN/m]	228.61

Πίνακας 4.5 Μηχανικά χαρακτηριστικά διατομής στήριξης

Διατομή ανοίγματος



Σχήμα 4.51 Γεωμετρία διατομής ανοίγματος – Θέση κέντρου βάρους

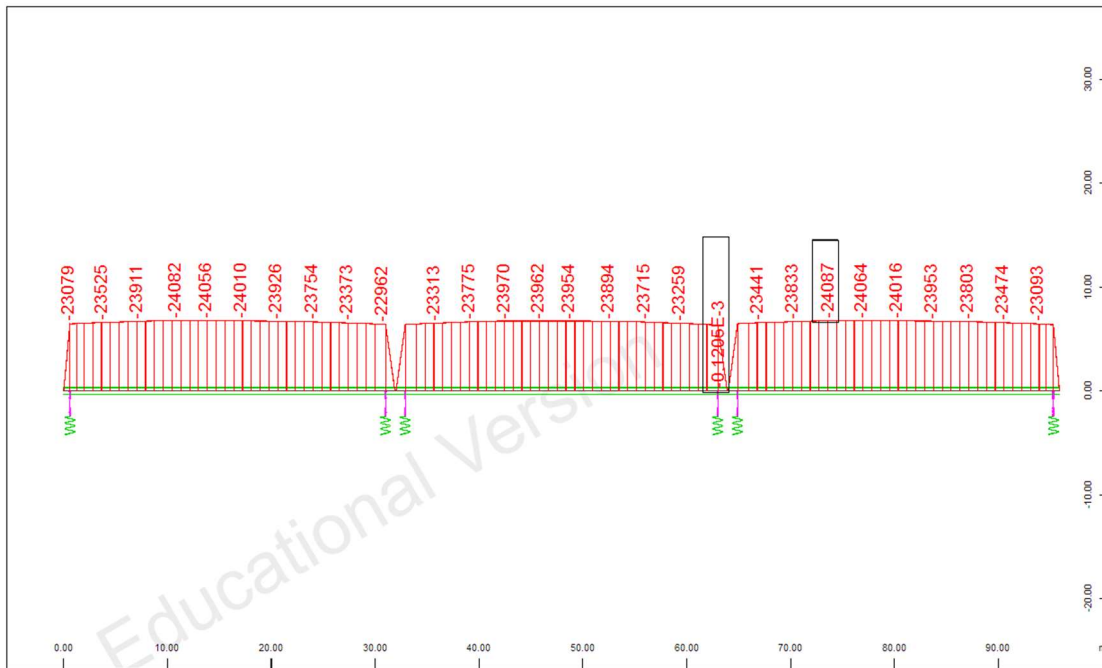
Επιφάνεια διατομής	A [m ²]	5.169
Επιφάνεια διάτμησης - Κάμψη περί τον z-z	A_y [m ²]	2.914
Επιφάνεια διάτμησης - Κάμψη περί τον γ-γ	A_z [m ²]	0.760
Στρεπτική ροπή αδρανείας	I_t [m ⁴]	0.2146
Ροπή αδράνειας περί τον γ-γ	I_y [m ⁴]	2.568
Ροπή αδράνειας περί τον z-z	I_z [m ⁴]	66.050
Θέση κέντρου βάρους κατά τον γ-γ	y_c [m ⁴]	0.00
Θέση κέντρου βάρους κατά τον z-z	z_c [mm]	1471.80
Θέση κέντρου διάτμησης κατά τον γ-γ	y_{sc} [mm]	0.00
Θέση κέντρου διάτμησης κατά τον z-z	z_{sc} [mm]	2665.60
Ίδιον βάρος ανά μονάδα μήκους	g [KN/m]	129.40

Πίνακας 4.6 Μηχανικά χαρακτηριστικά διατομής ανοίγματος

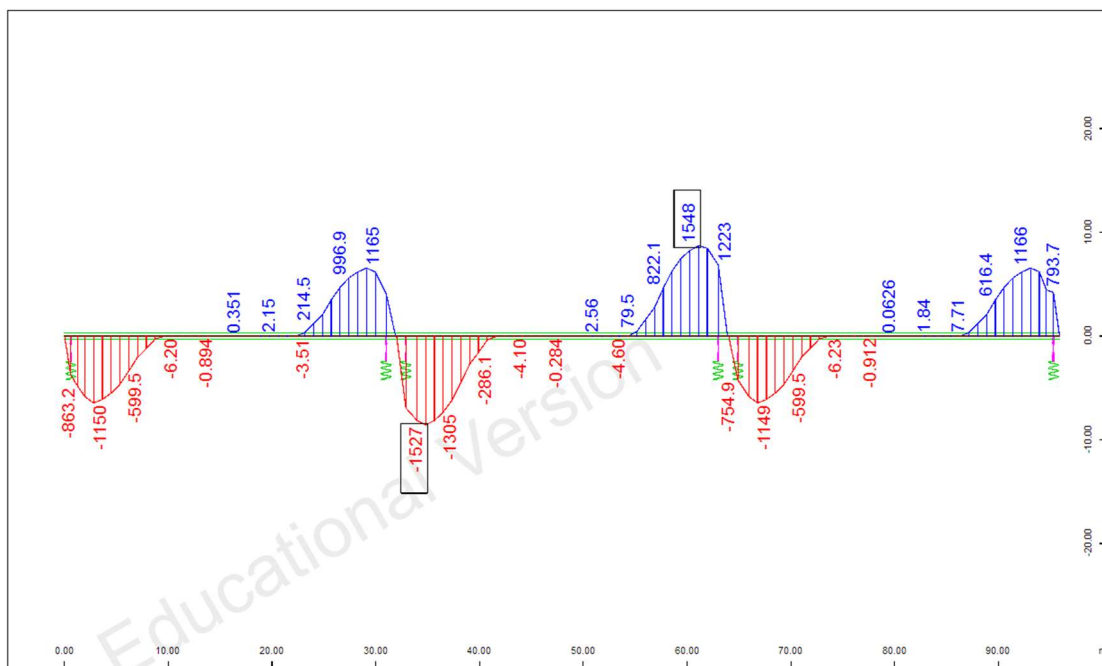
4.4.2 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΟΛΗΣ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην κατασκευή εξαιτίας της προέντασης. Δίνονται τα διαγράμματα των αξονικών (N_x) και τεμνουσών (V_z) δυνάμεων, των ροπών κάμψεων (M_y), καθώς και των τάσεων της άνω και κάτω ίνας της διατομής, κατά μήκος του φορέα, για τις τρεις φάσεις προέντασης.

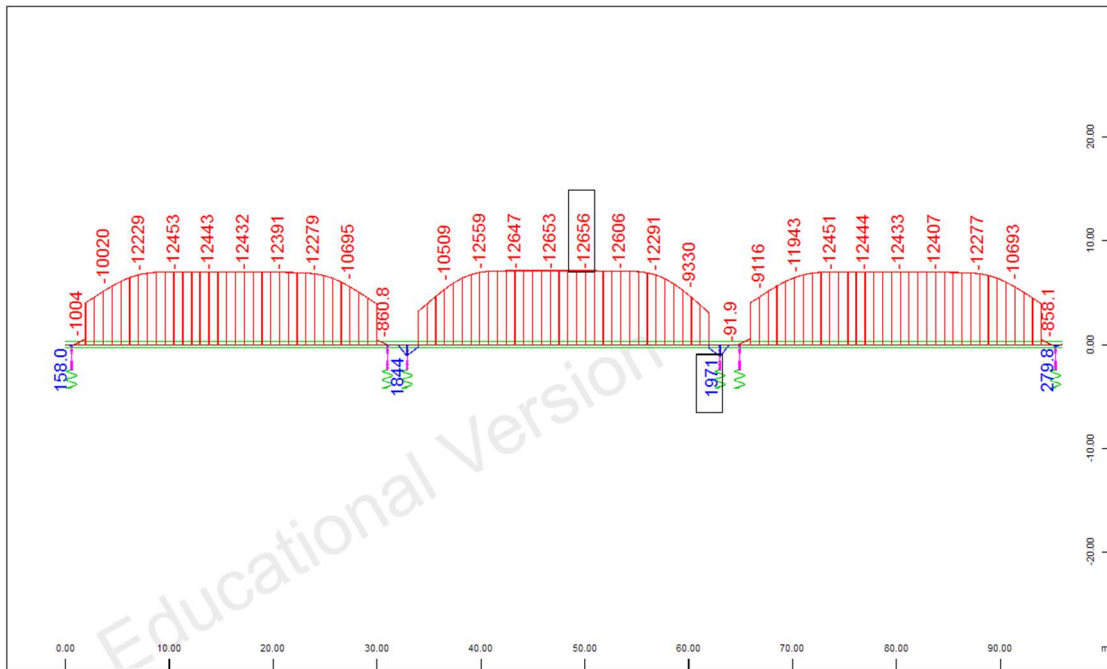
- Τένυση τενόντων ανεξάρτητων αμφιέριστων ανοιγμάτων



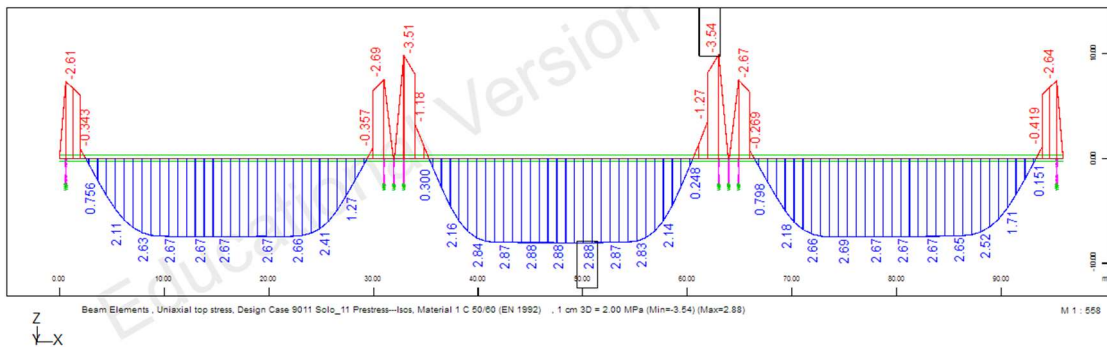
Σχήμα 4.52 Αξονική δύναμη (N_x) – Τένοντες αμφιέριστων ανοιγμάτων



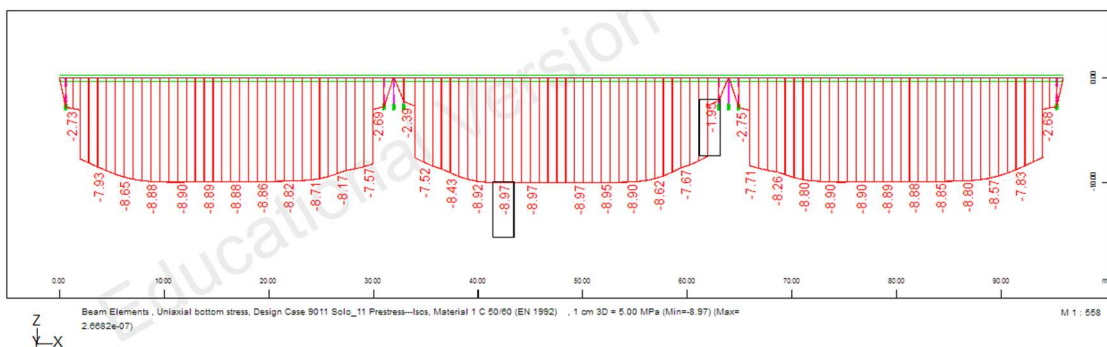
Σχήμα 4.53 Τέμνουσα δύναμη (V_z) - Τένοντες αμφιέριστων ανοιγμάτων



Σχήμα 4.54 Ροπές κάμψης (Μy) - Τένοντες αμφιέριστην ανοιγμάτων

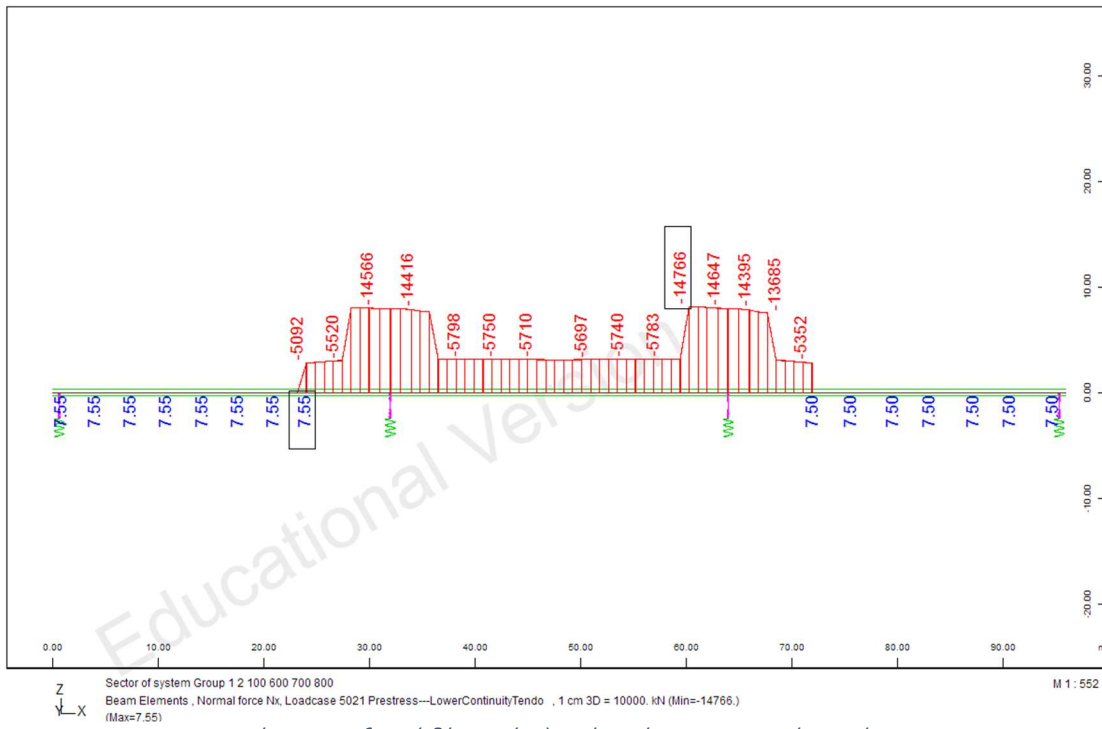


Σχήμα 4.55 Τάσεις άνω ίνας - Τένοντες αμφιέριστην ανοιγμάτων

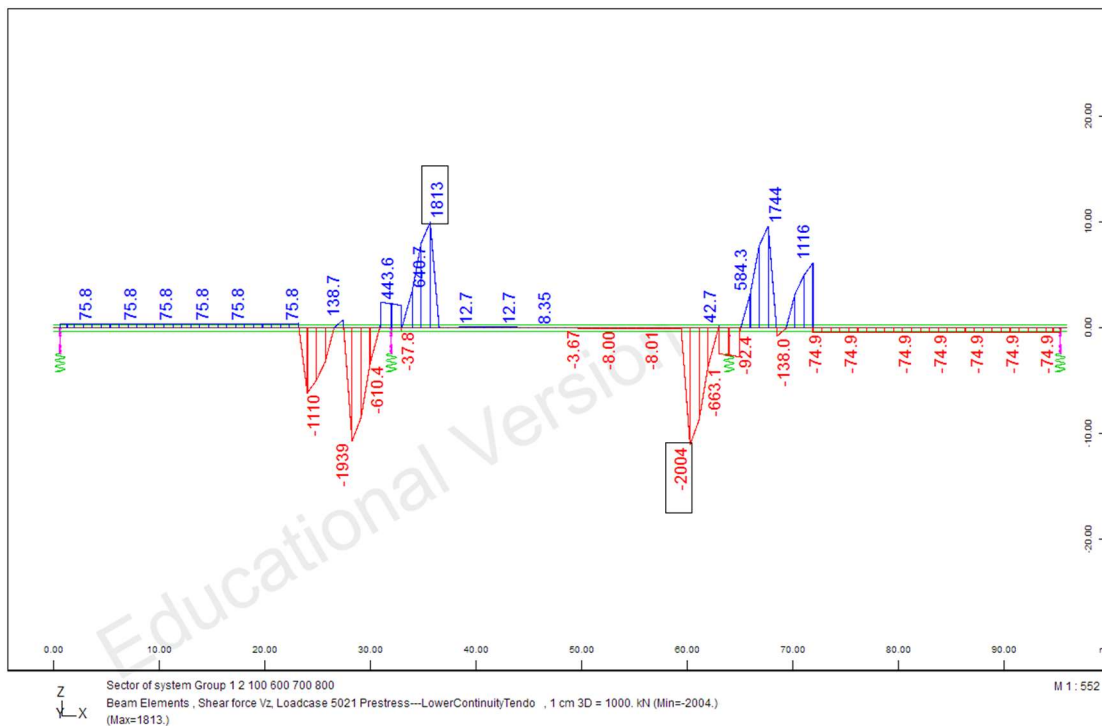


Σχήμα 4.56 Τάσεις κάτω ίνας - Τένοντες αμφιέριστην ανοιγμάτων

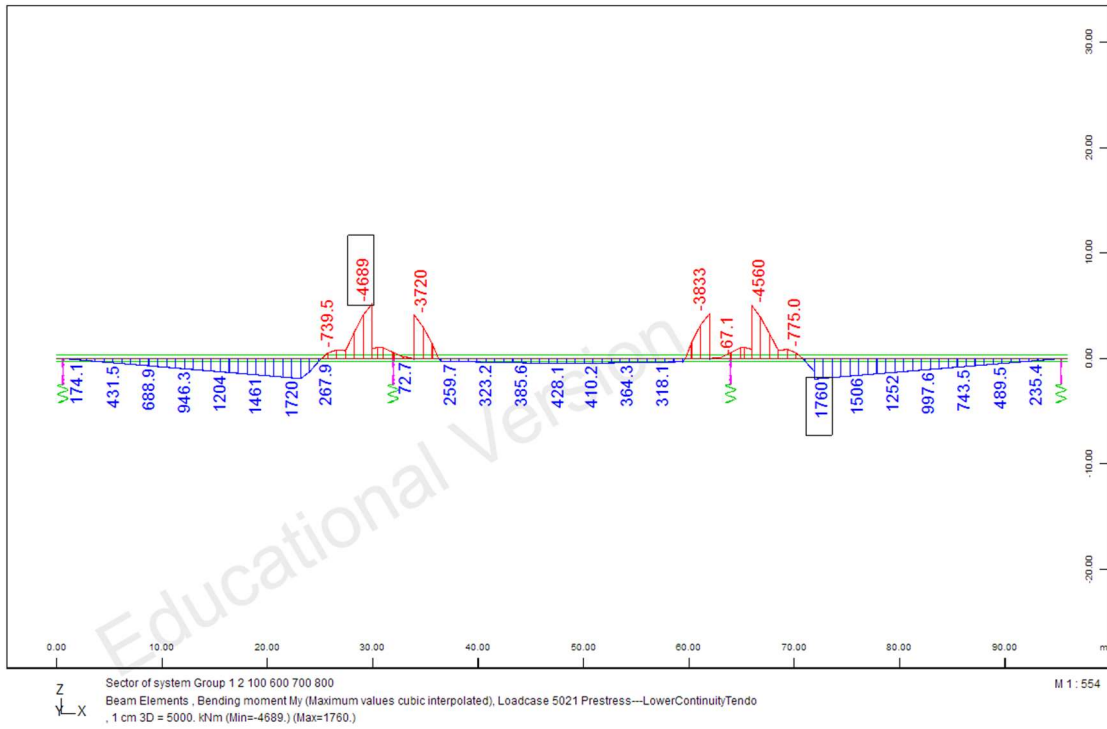
■ Τάνυση κάτω τενόντων συνεχούς φορέα



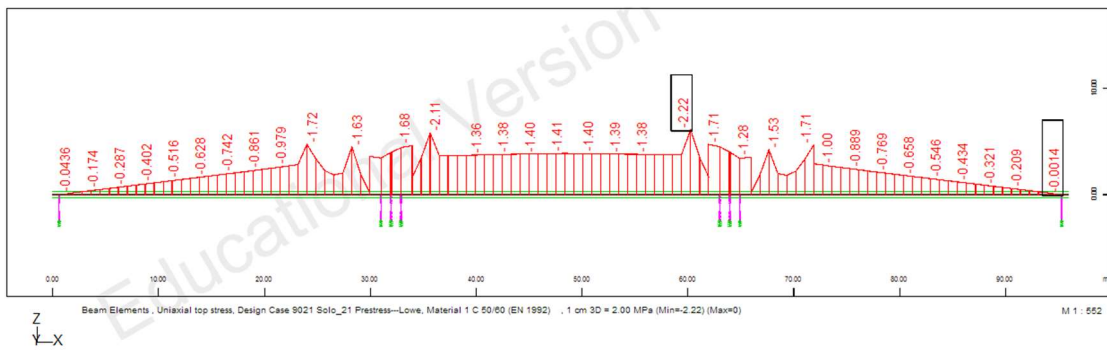
Σχήμα 4.57 Αξονική δύναμη (Nx) – Κάτω τέντοντες συνεχούς φορέα



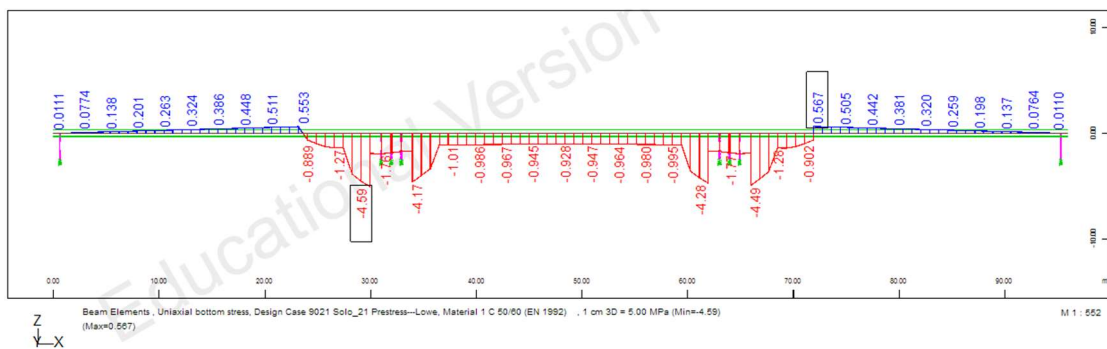
Σχήμα 4.58 Τέμνουσα δύναμη (Vz) – Κάτω τέντοντες συνεχούς φορέα



Σχήμα 4.59 Ροπές κάμψης (My) – Κάτω τένοντες συνεχούς φορέα

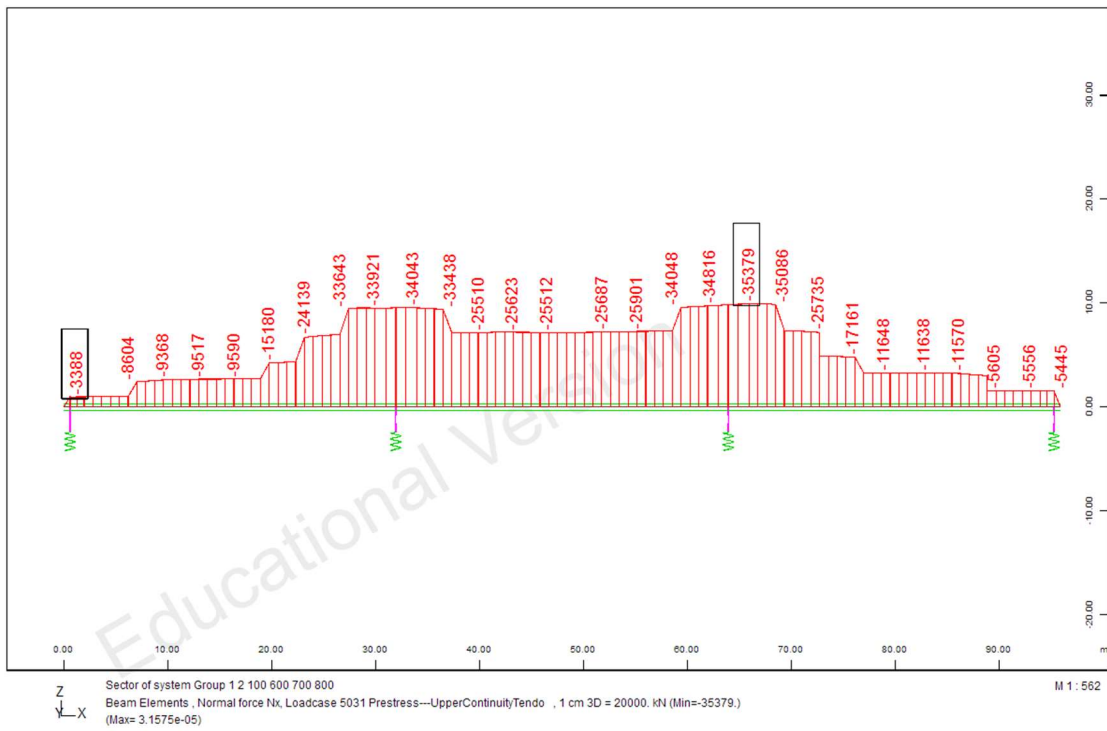


Σχήμα 4.60 Τάσεις άνω ίνας – Κάτω τένοντες συνεχούς φορέα

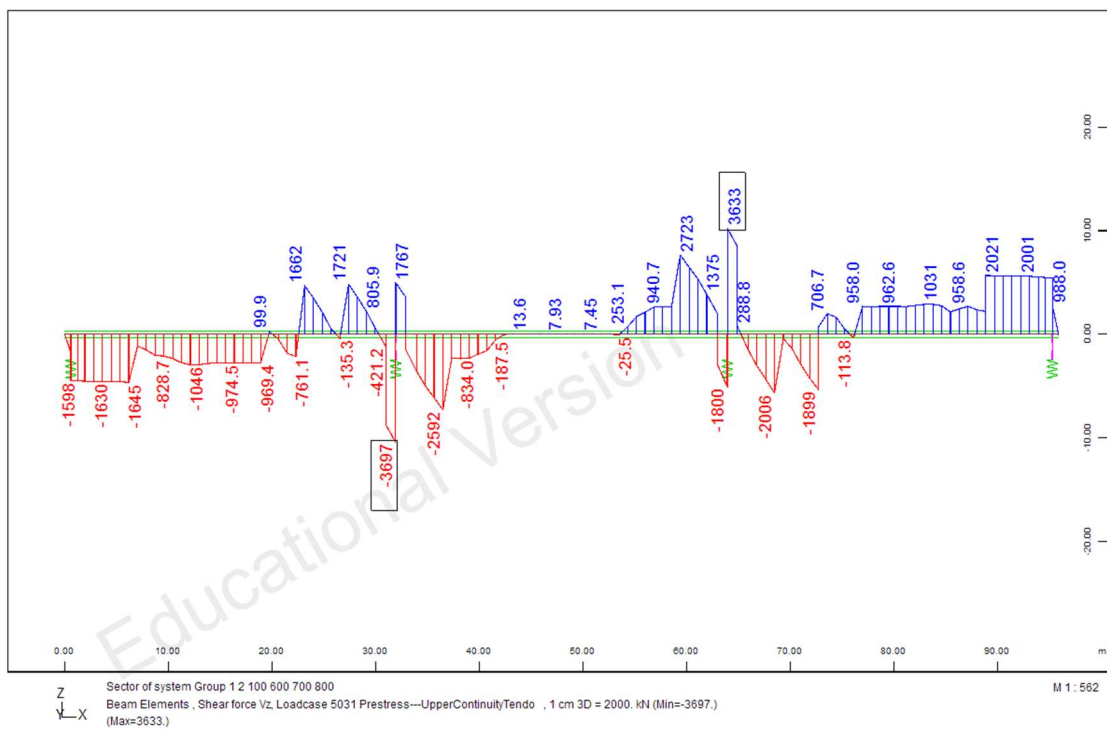


Σχήμα 4.61 Τάσεις κάτω ίνας – Κάτω τένοντες συνεχούς φορέα

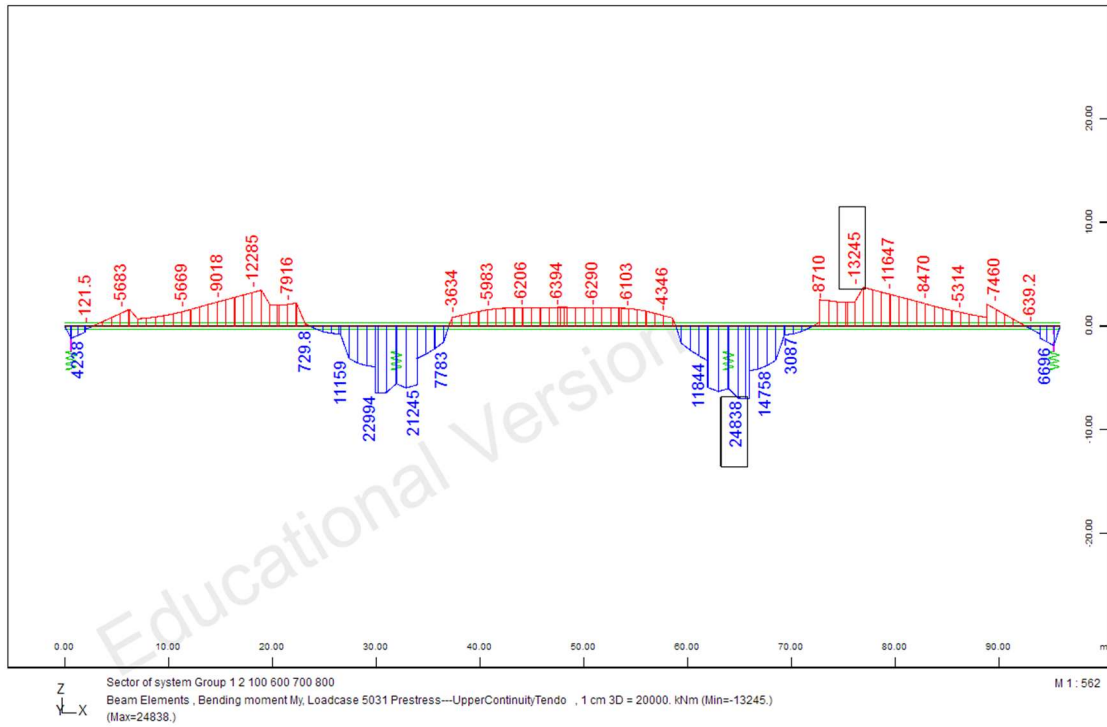
■ Τάνυση άνω τενόντων συνεχούς φορέα



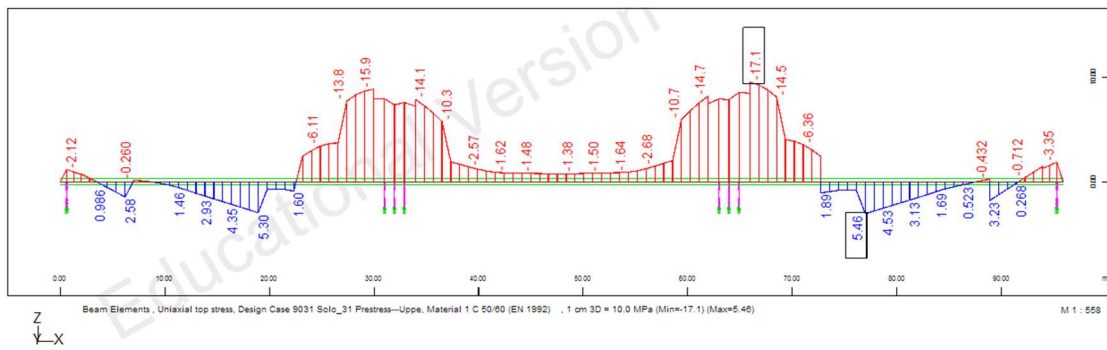
Σχήμα 4.62 Αξονική δύναμη (Nk) – Άνω τένοντες συνεχούς φορέα



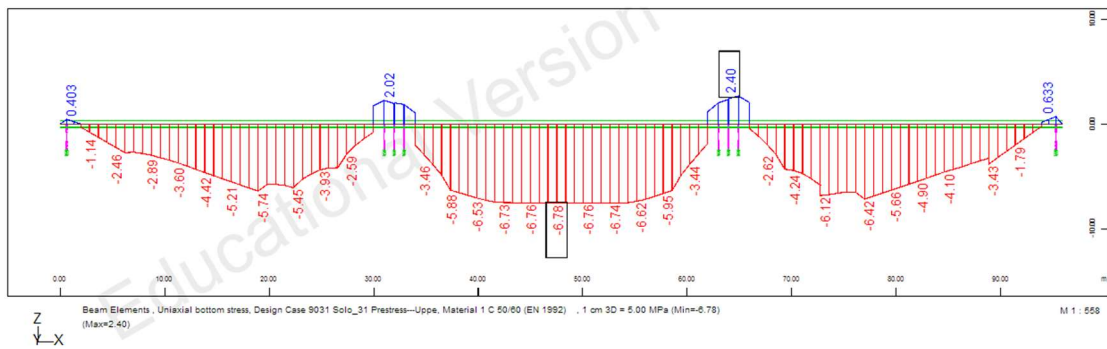
Σχήμα 4.63 Τέμνουσα δύναμη (Vz) – Άνω τένοντες συνεχούς φορέα



Σχήμα 4.64 Ροπές κάμψης (My) – Άνω τένοντες συνεχούς φορέα



Σχήμα 4.65 Τάσεις άνω ίνας – Άνω τένοντες συνεχούς φορέα



Σχήμα 4.66 Τάσεις κάτω ίνας – Άνω τένοντες συνεχούς φορέα

4.4.3 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ

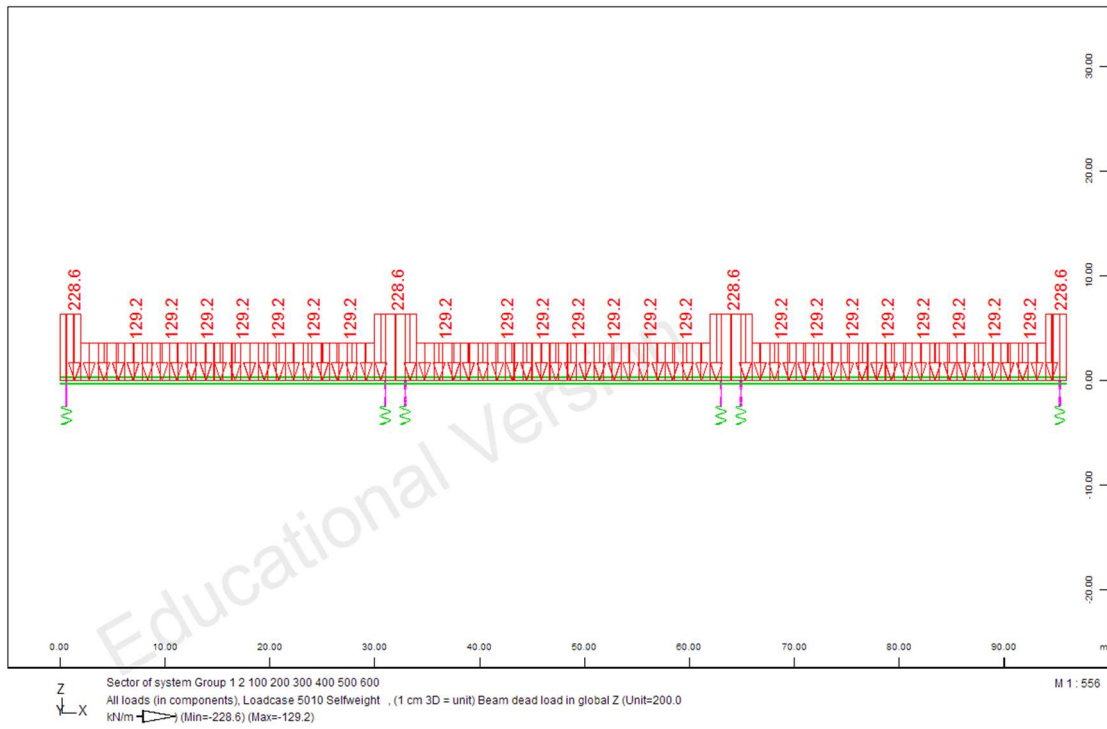
Στο προσομοίωμα εφαρμόζονται οι δράσεις όπως προσδιορίστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Δεδομένου ότι για τη διαμήκη ανάλυση ο φορέας προσομοιώνεται από γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, επιβάλλονται σε αυτόν γραμμικώς κατανεμημένα και σημειακά φορτία, με τις εκκεντρότητές τους ως προς τον κεντροβαρικό του άξονα.

Συνοπτικά, αναφέρονται οι δράσεις των οποίων τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω:

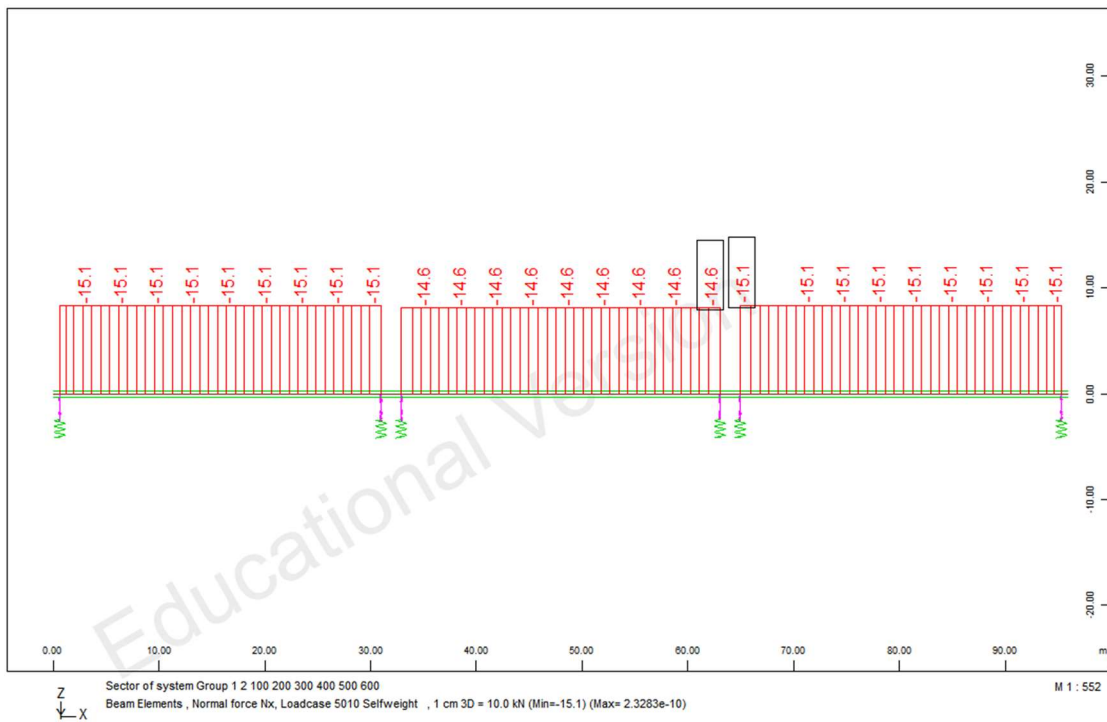
- Μόνιμα φορτία
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία
- Θερμοκρασιακές φορτίσεις
- Φορτίο ανέμου
- Υποχώρηση στήριξης
- Φορτίο πεζοδρομίου
- Φορτίο σιδηροδρομικής κυκλοφορίας (πολλαπλασιασμένο με το συντελεστή Φ)

Τα φορτία αυτά εφαρμόζονται στον τελικώς διαμορφωμένο φορέα του καταστρώματος και υπολογίζονται, για κάθε μεμονωμένη φόρτιση, τα διαγράμματα των αναπτυσσόμενων εντατικών μεγεθών. Με βάση αυτά τα διαγράμματα, προκύπτουν (για την κάθε κατηγορία δράσης) οι περιβάλλουσες εντατικών μεγεθών, οι οποίες χρησιμοποιούνται στην παραγωγή των συνδυασμών δράσεων των οριακών καταστάσεων.

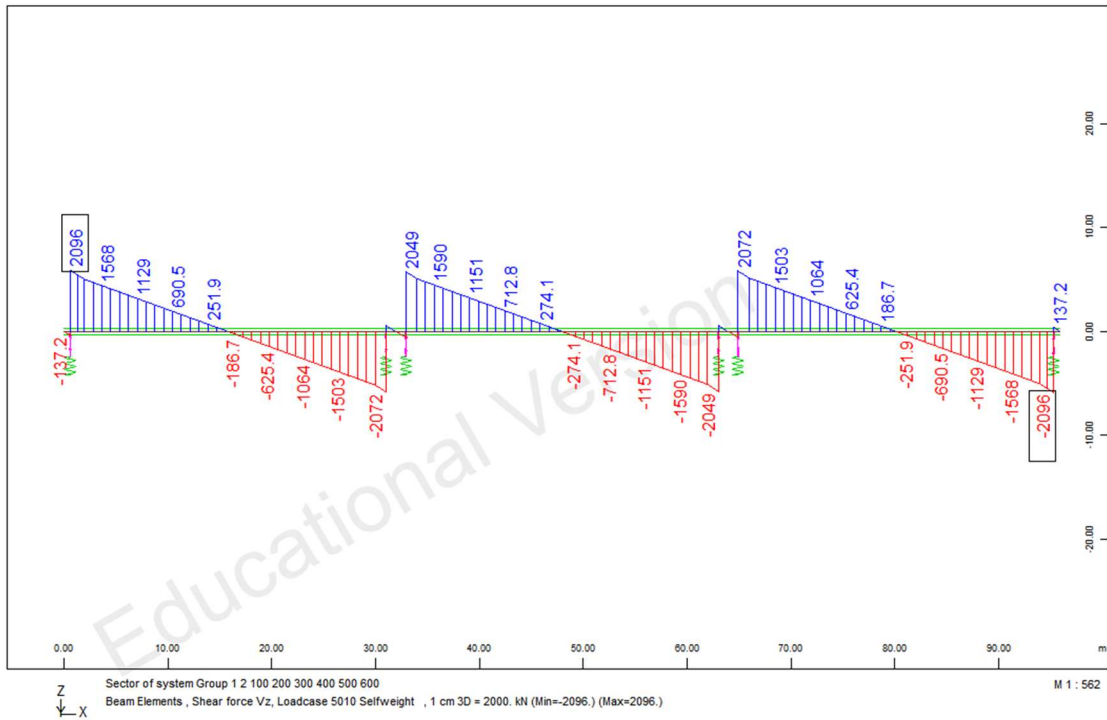
■ Ίδιον βάρος φορέα



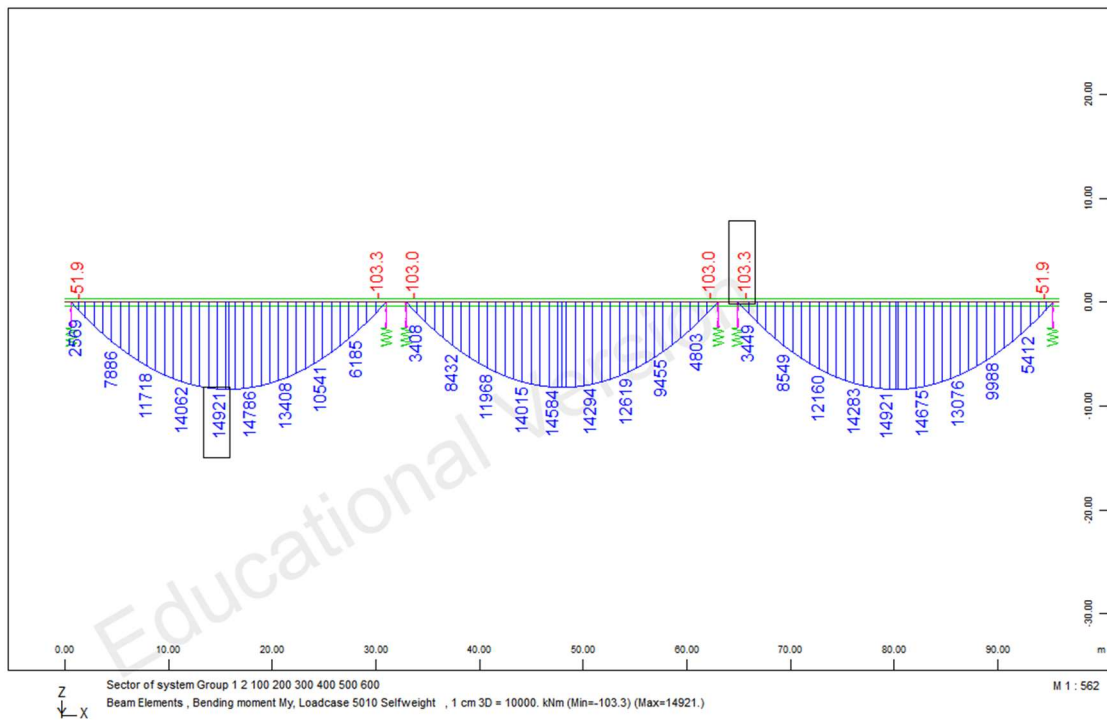
Σχήμα 4.67 Διάγραμμα φόρτισης (Ίδιον βάρος)



Σχήμα 4.68 Αξονική δύναμη (Nx)

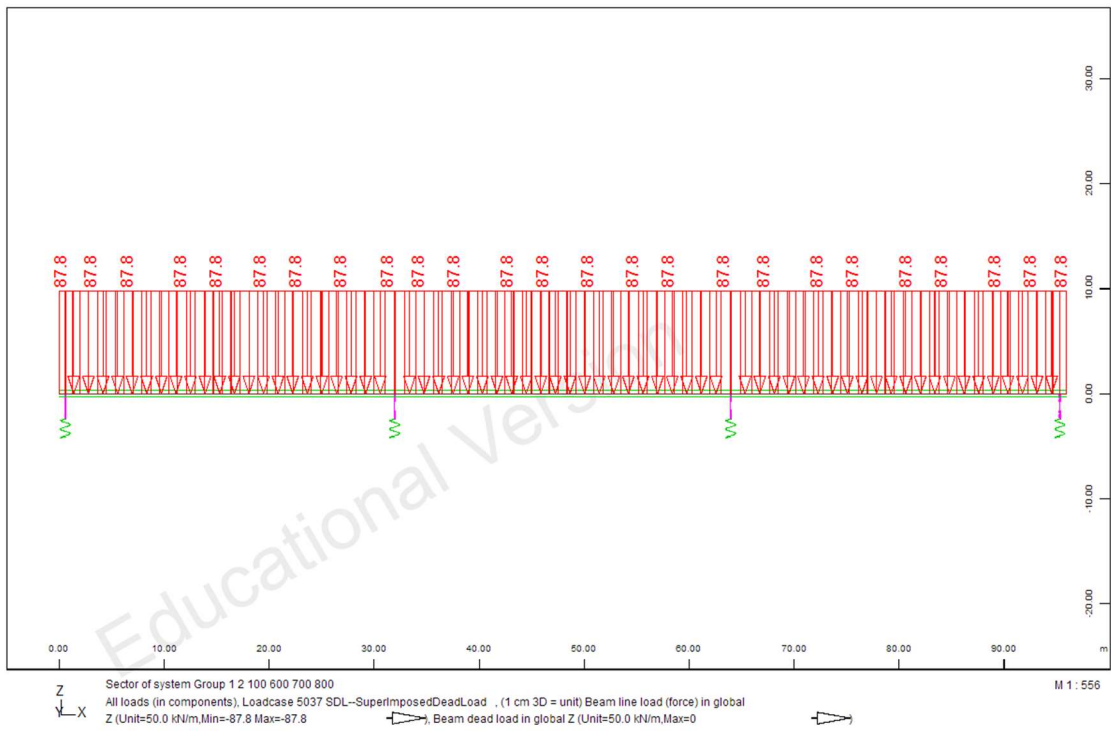


Σχήμα 4.69 Τέμνουσα δύναμη (Vz)

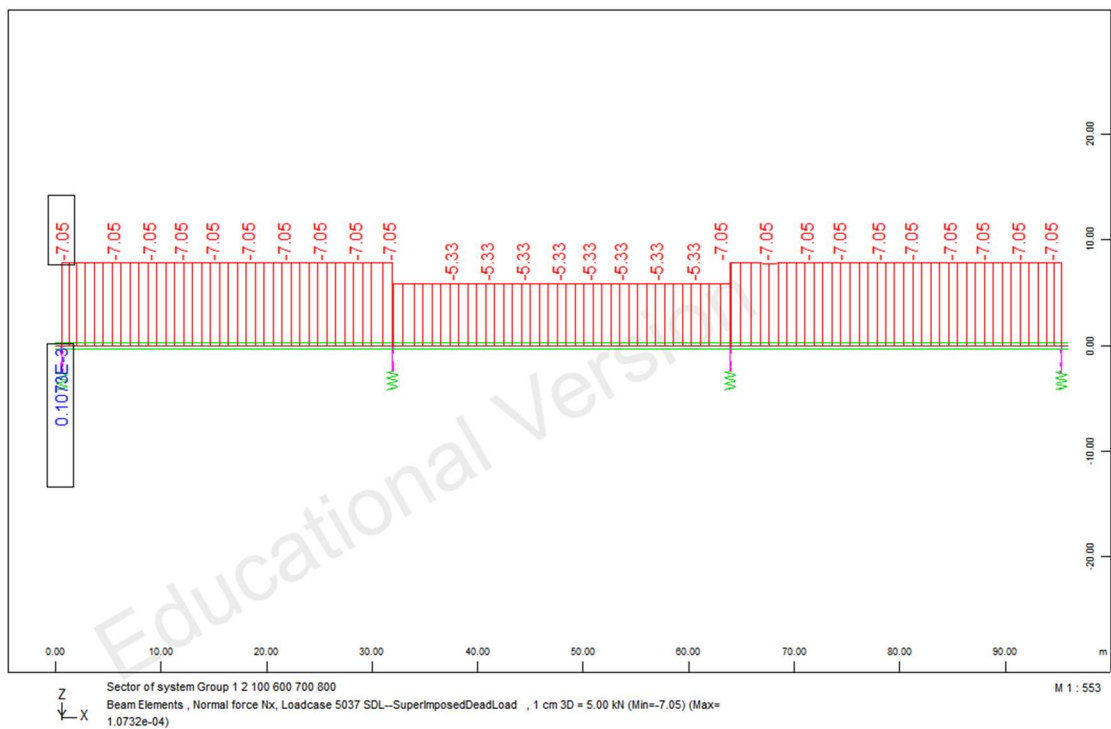


Σχήμα 4.70 Ροπή κάμψης (My)

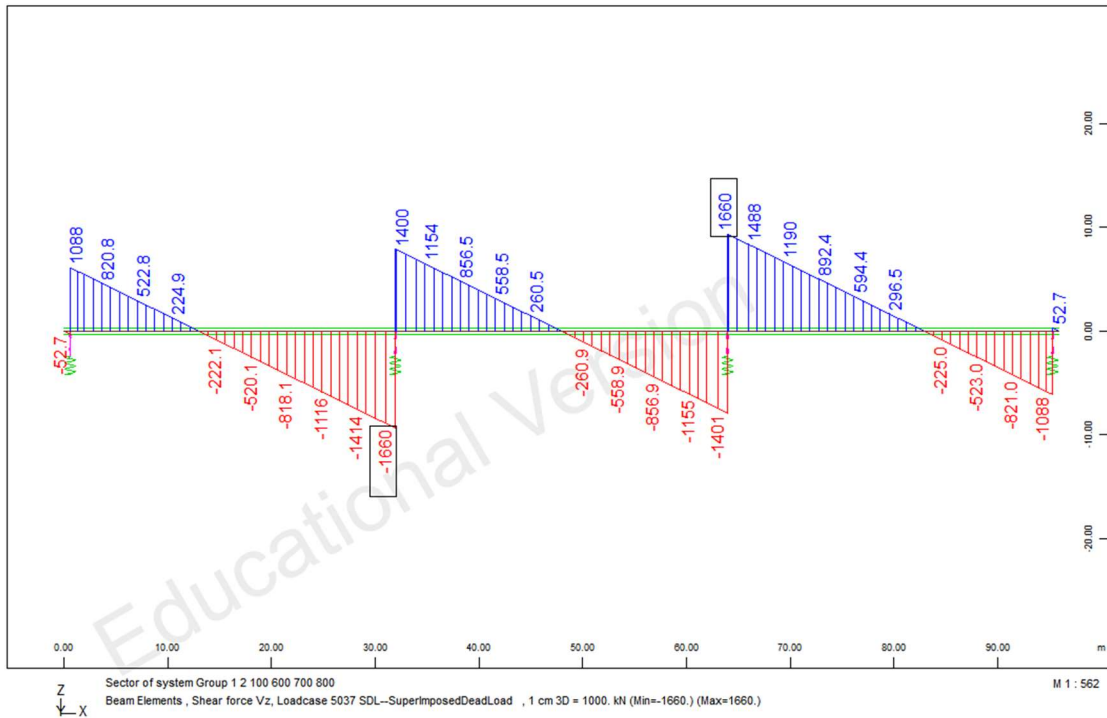
■ Πρόσθετο μόνιμο φορτίο



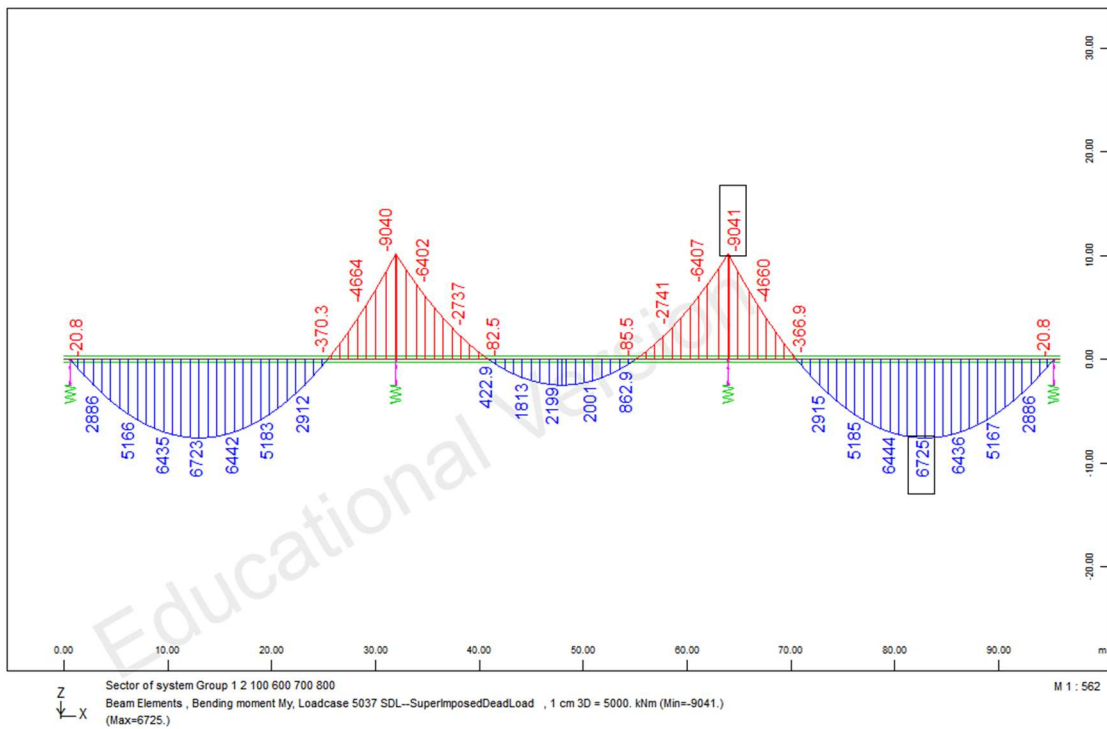
Σχήμα 4.71 Διάγραμμα φόρτισης (Πρόσθετο μόνιμο φορτίο)



Σχήμα 4.72 Αξονική δύναμη (Nx)



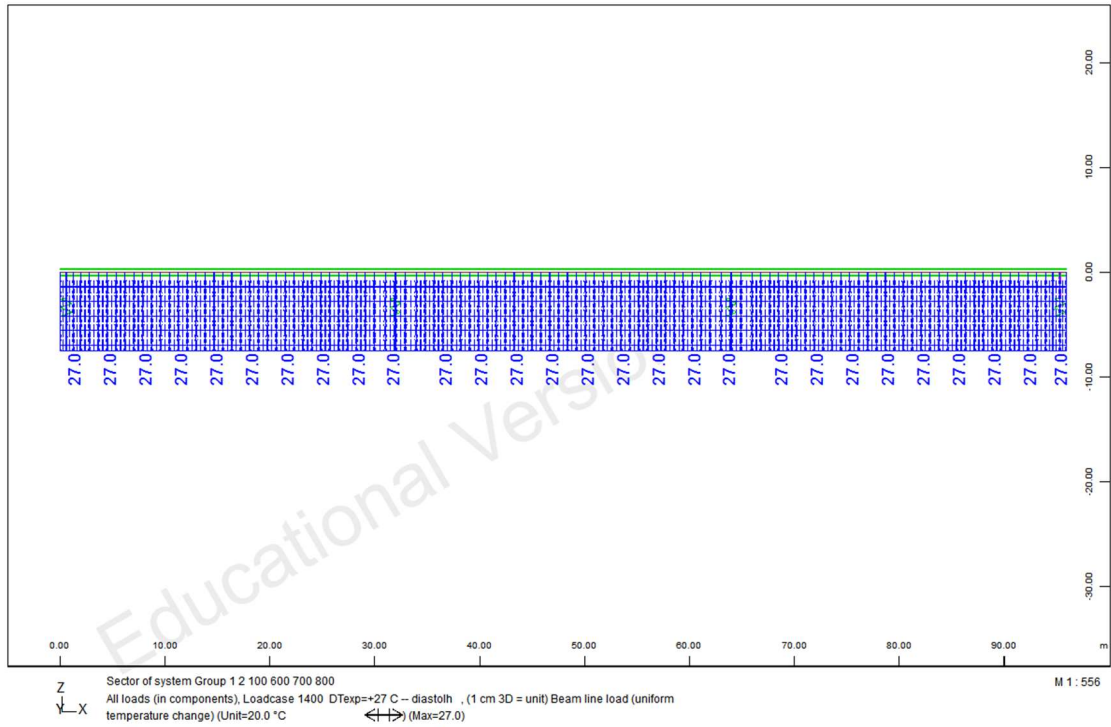
Σχήμα 4.73 Τέμνουσα δύναμη (Vz)



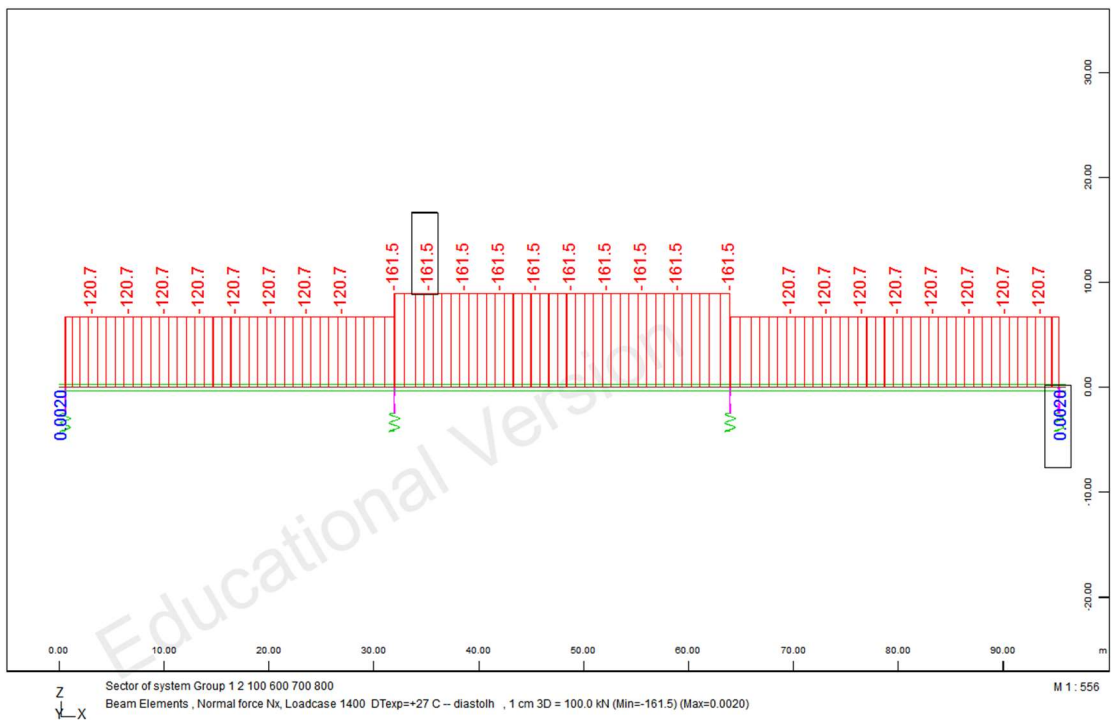
Σχήμα 4.74 Ροπές κάμψης (My)

▪ Θερμοκρασιακές φορτίσεις

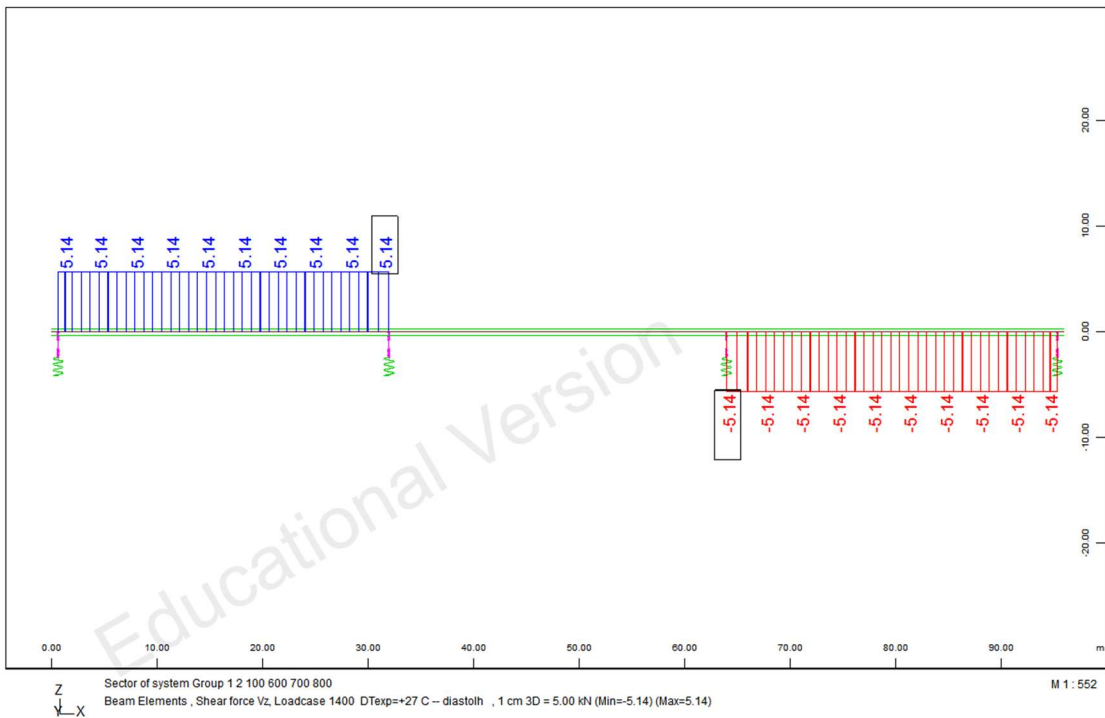
α) $\Delta T_N = +27^\circ\text{C}$ – διαστολή



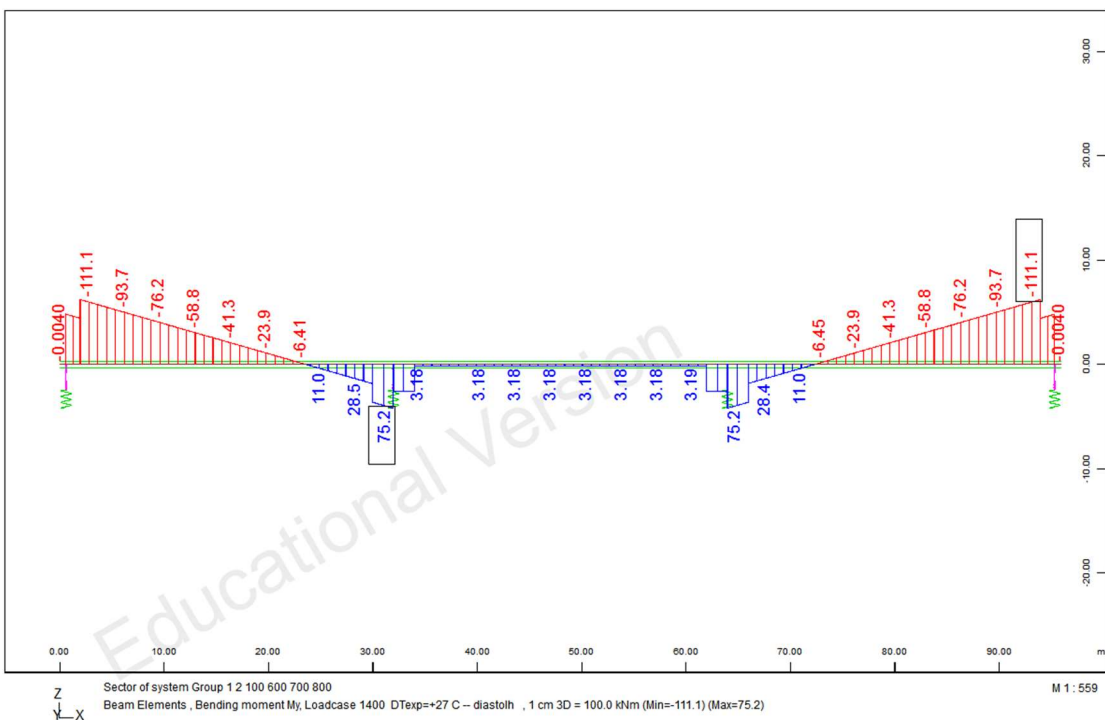
Σχήμα 4.75 Διάγραμμα φόρτισης (διαστολή, $\Delta T_N = +27^\circ\text{C}$)



Σχήμα 4.76 Αξονική δύναμη (Nx)

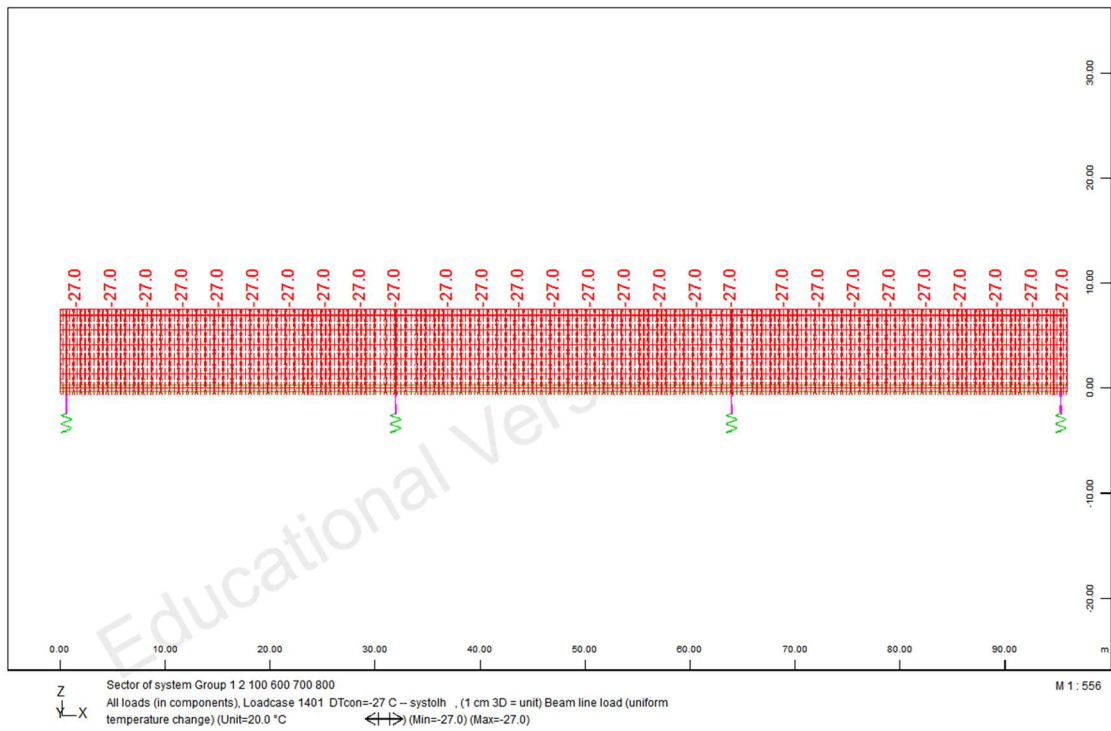


Σχήμα 4.77 Τέμνουσα δύναμη (Vz)

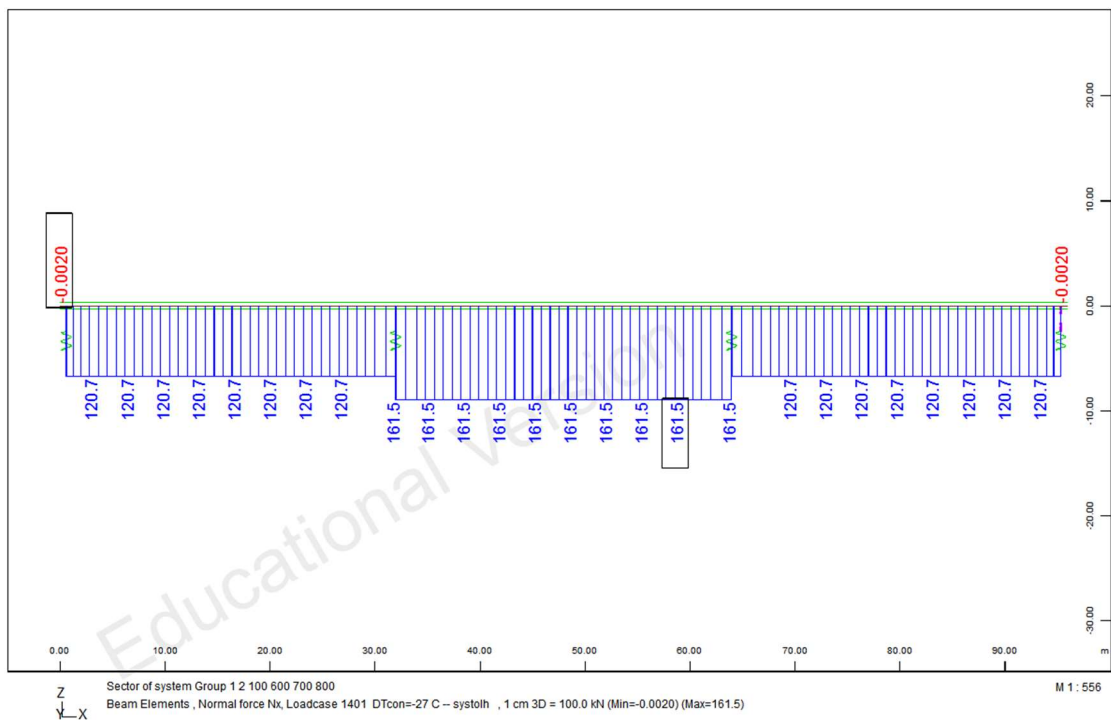


Σχήμα 4.78 Ροπές κάμψης (My)

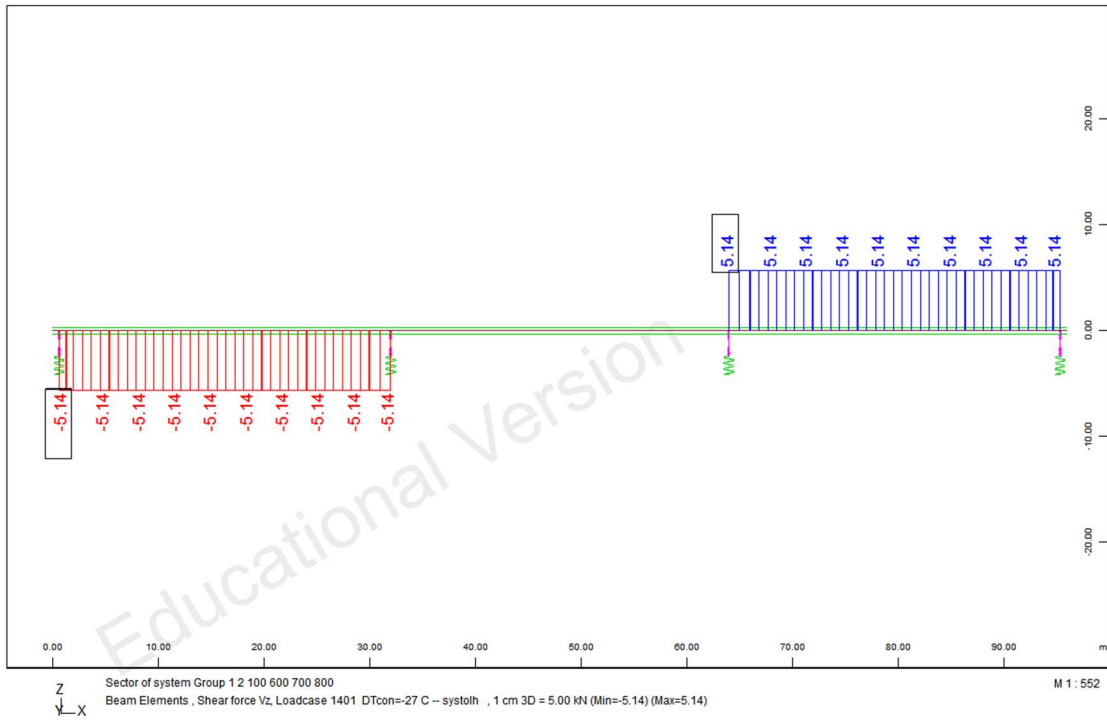
β) $\Delta T_N = -27^\circ\text{C}$ – συστολή



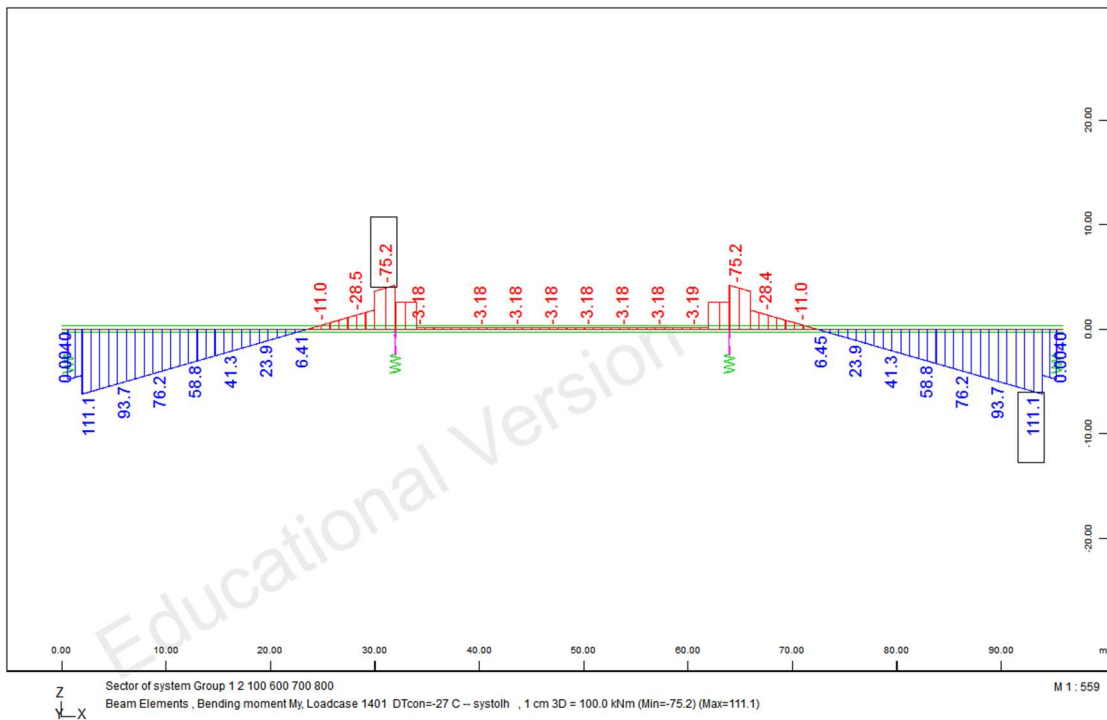
Σχήμα 4.79 Διάγραμμα φόρτισης (συστολή, $\Delta T_N = -27^\circ\text{C}$)



Σχήμα 4.80 Αξονική δύναμη (Nx)

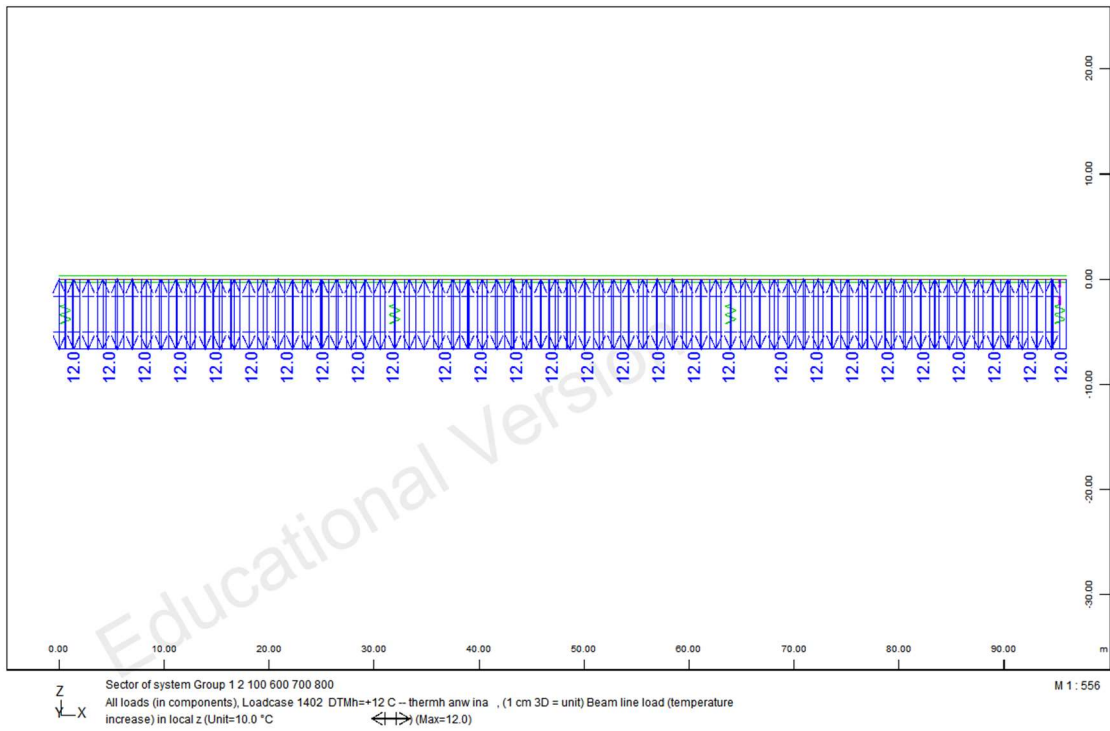


Σχήμα 4.81 Τέμνουσα δύναμη (Vz)

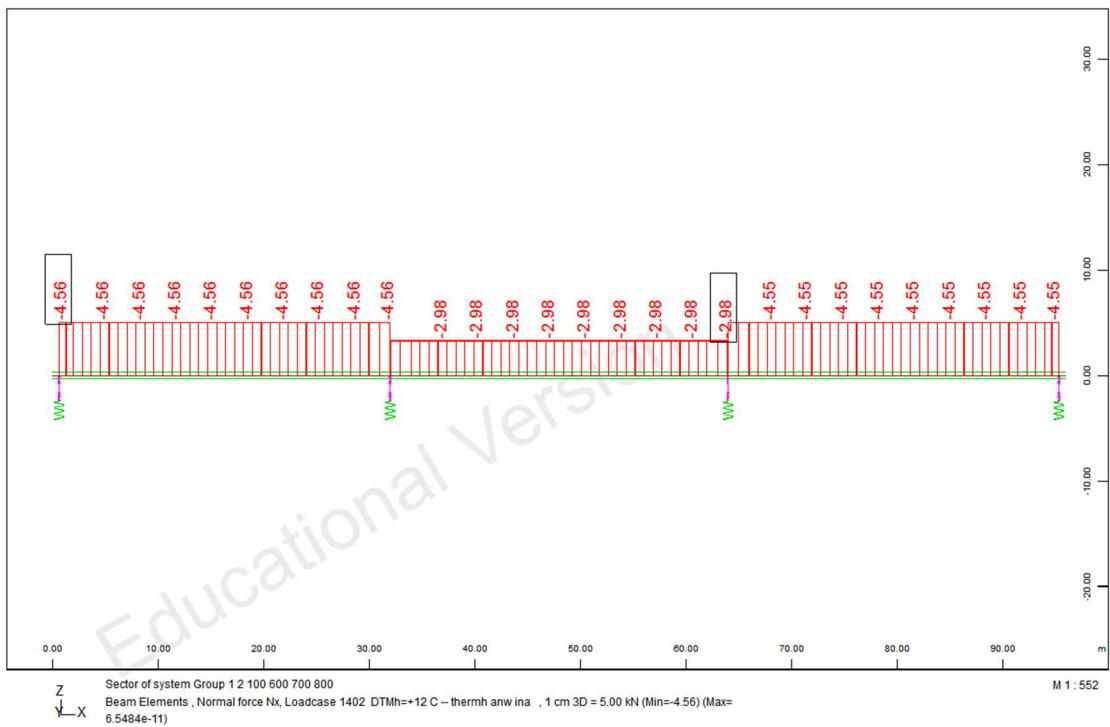


Σχήμα 4.82 Ροπές κάμψης (My)

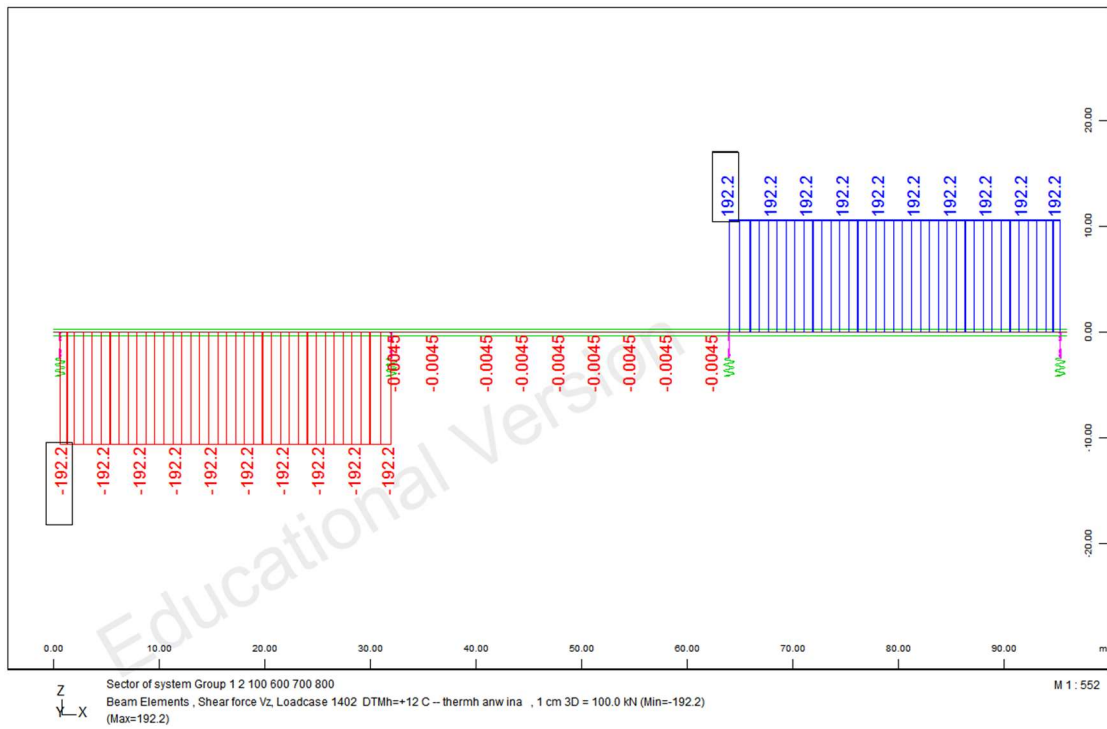
γ) $\Delta T_{M_h} = +12^\circ\text{C}$ – θερμότερη άνω ίνα



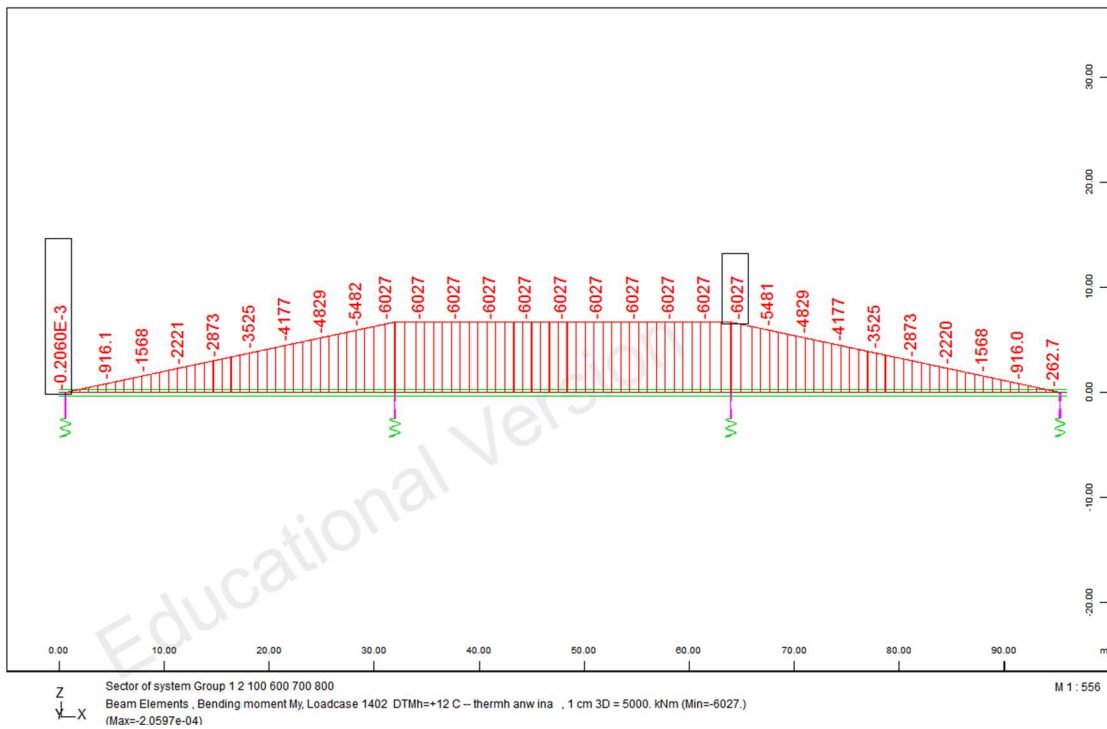
Σχήμα 4.83 Διάγραμμα φόρτισης (άνω θερμότερη ίνα, $\Delta T_{M_h} = +12^\circ\text{C}$)



Σχήμα 4.84 Αξονική δύναμη (Nx)

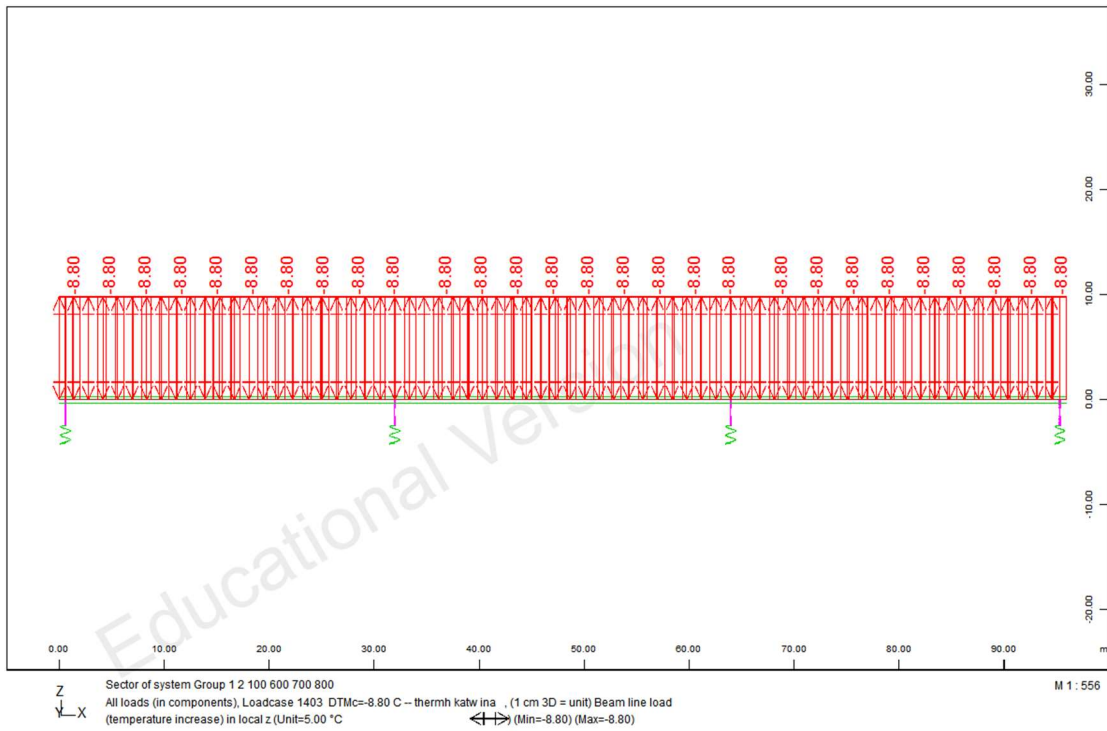


Σχήμα 4.85 Τέμνουσα δύναμη (Vz)

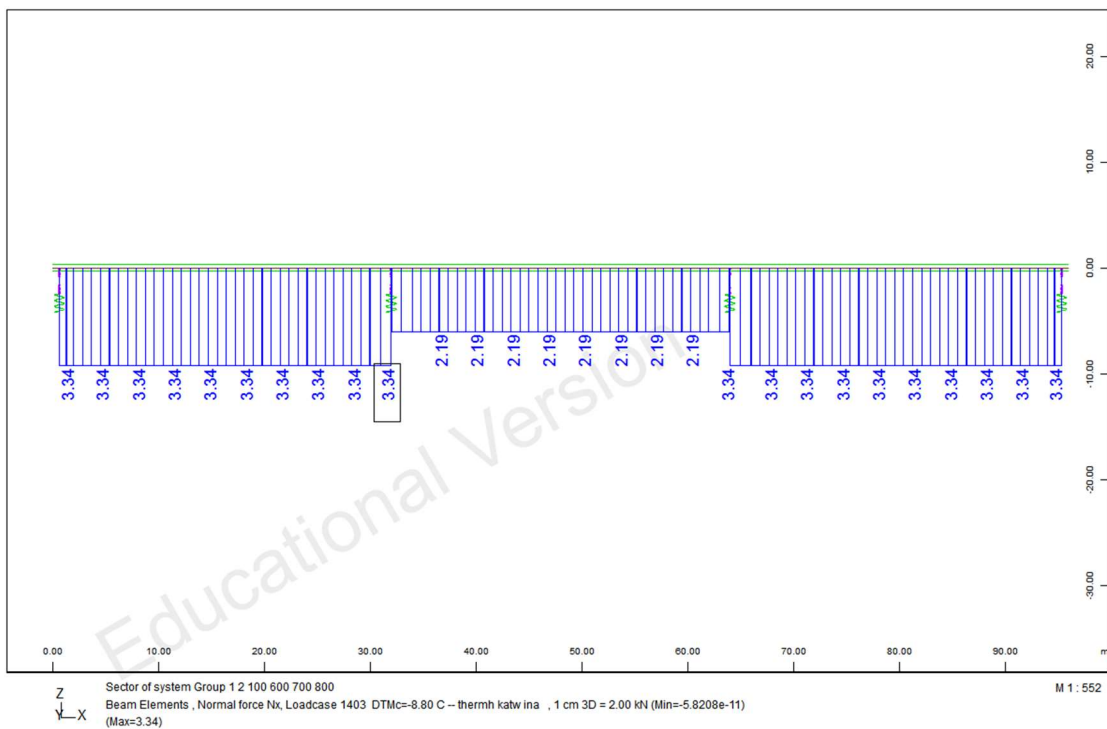


Σχήμα 4.86 Ροπές κάμψης (My)

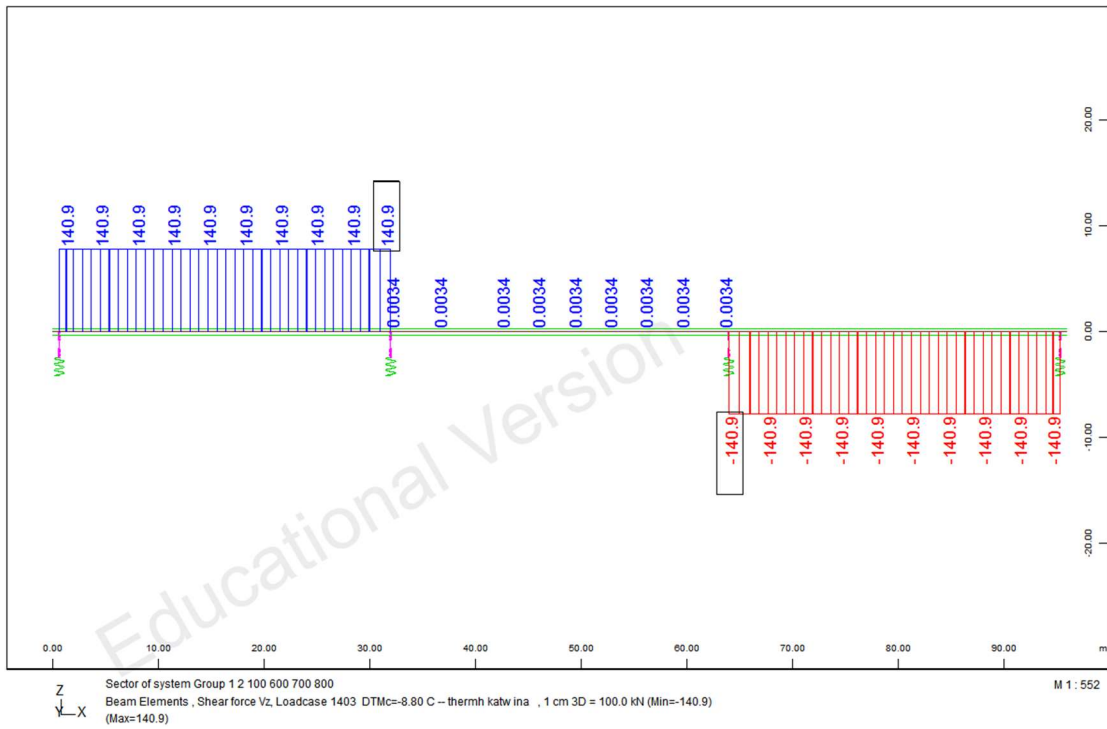
δ) $\Delta T_{m_c} = -8.80^\circ\text{C}$ – θερμότερη κάτω ίνα



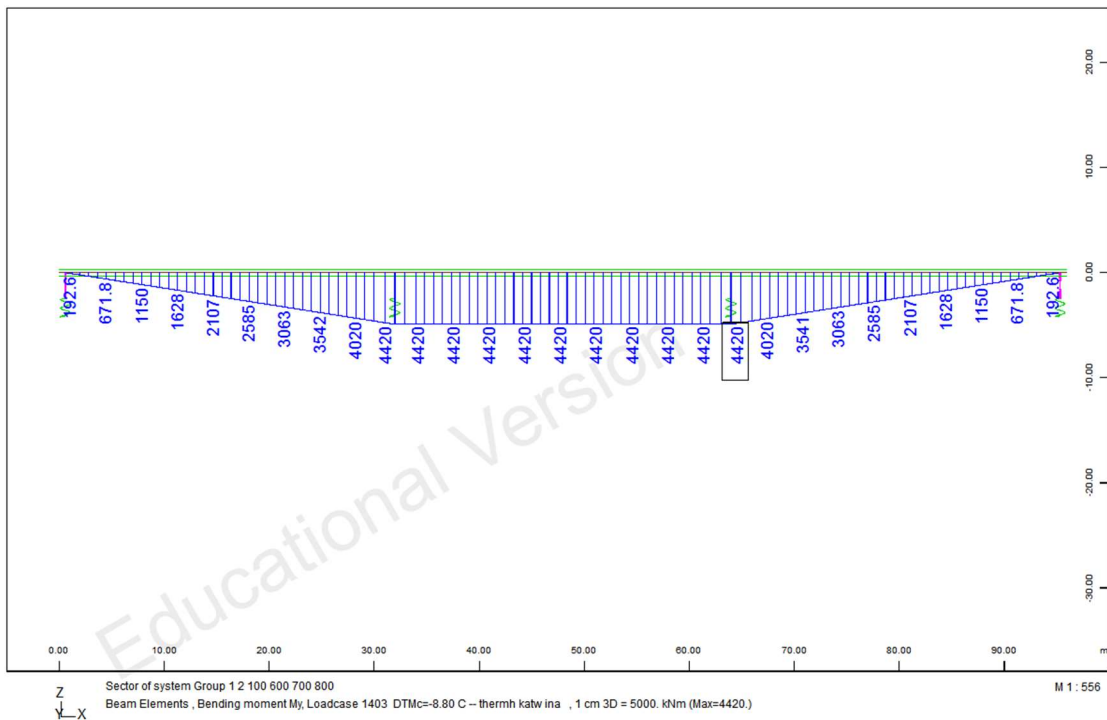
Σχήμα 4.87 Διάγραμμα φόρτισης (κάτω θερμότερη ίνα, $\Delta T_{m_c} = -8.80^\circ\text{C}$)



Σχήμα 4.88 Αξονική δύναμη (Nx)

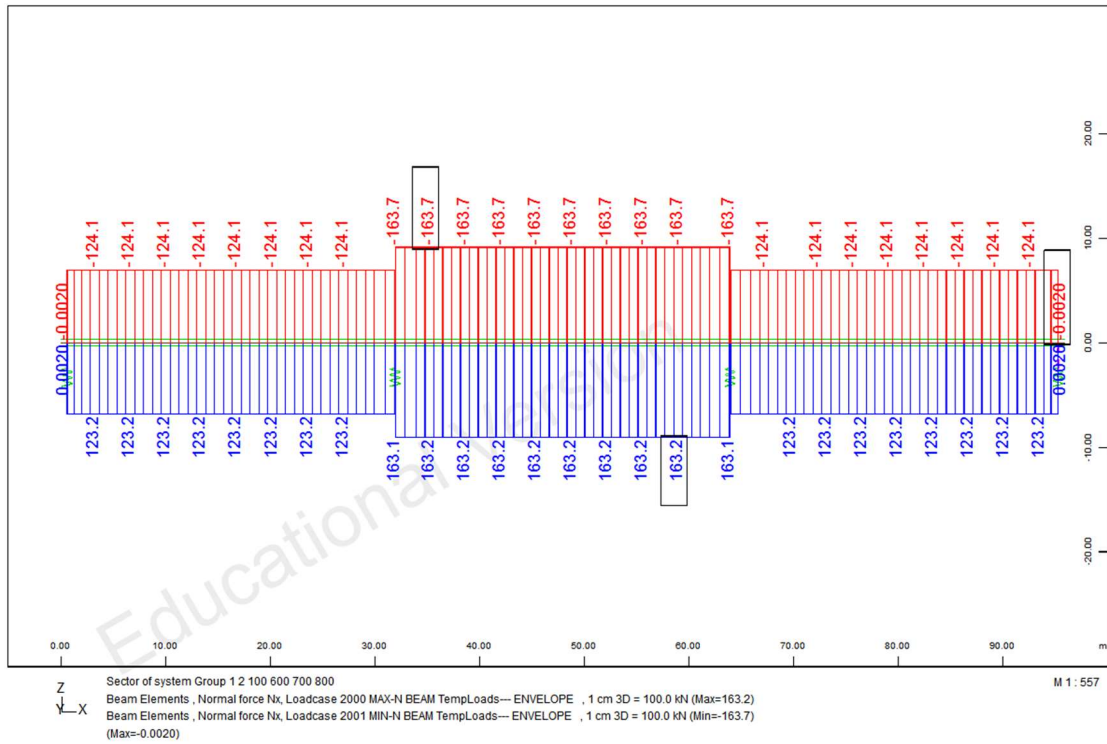


Σχήμα 4.89 Τέμνουσα δύναμη (Vz)

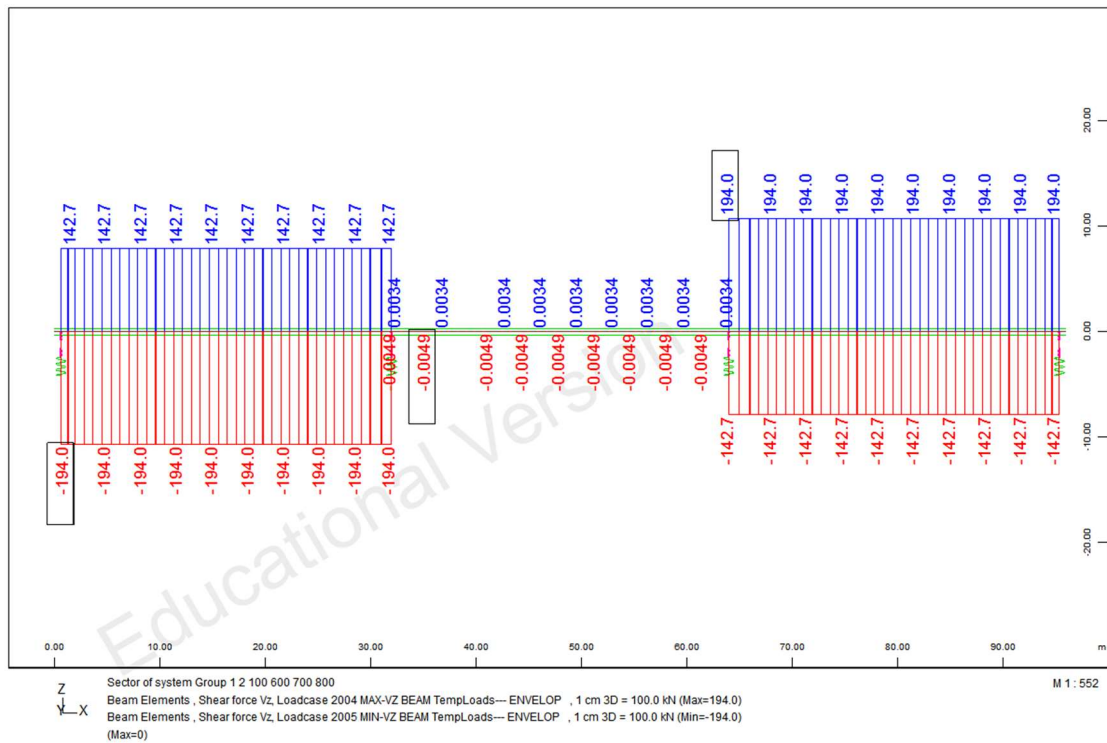


Σχήμα 4.90 Ροπές κάμψης (My)

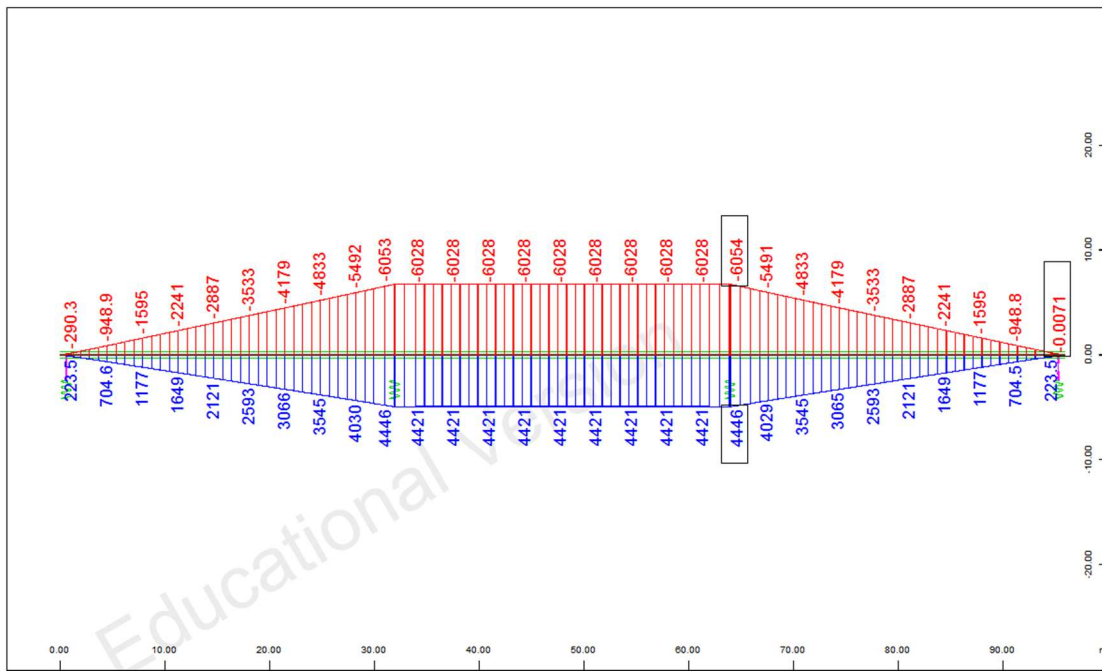
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ Nx-Vz-My



Σχήμα 4.91 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων (Nx)



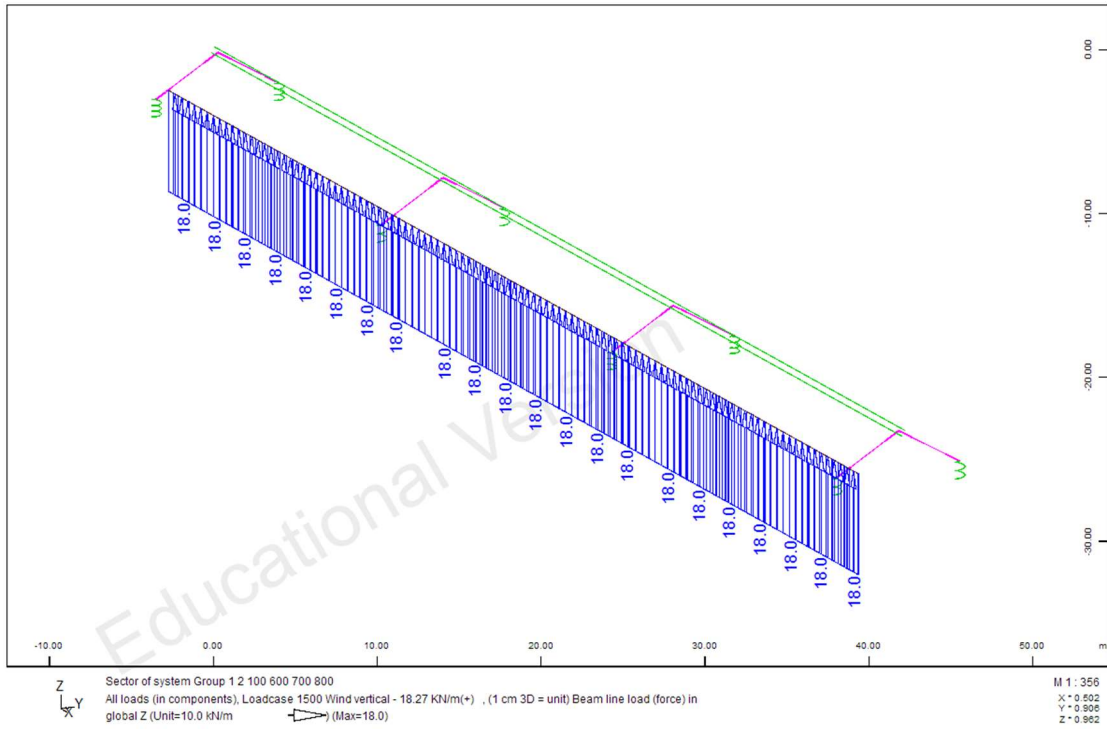
Σχήμα 4.92 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων (Vz)



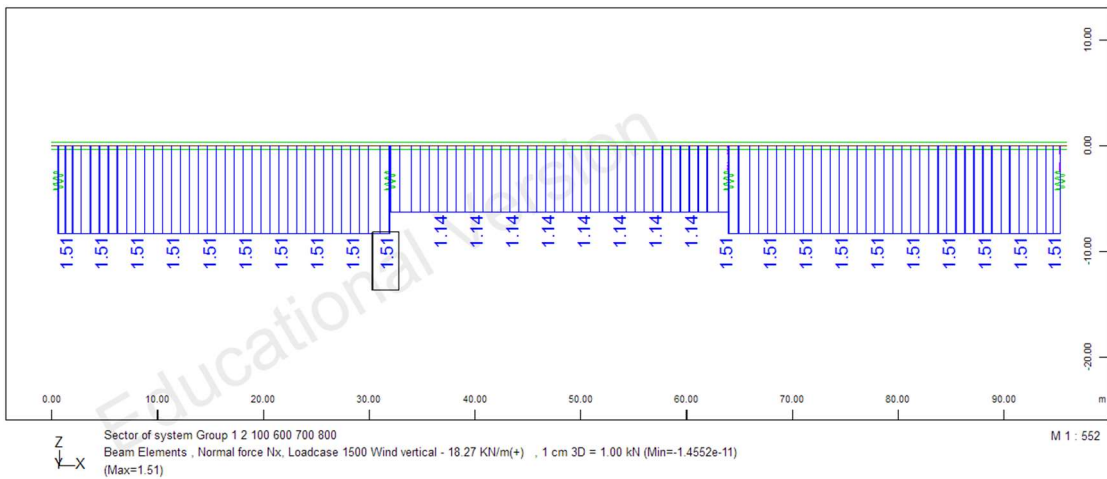
Σχήμα 4.93 Περιβάλλουσα ροπών κάμψευς (Μγ)

▪ Φόρτιση ανέμου

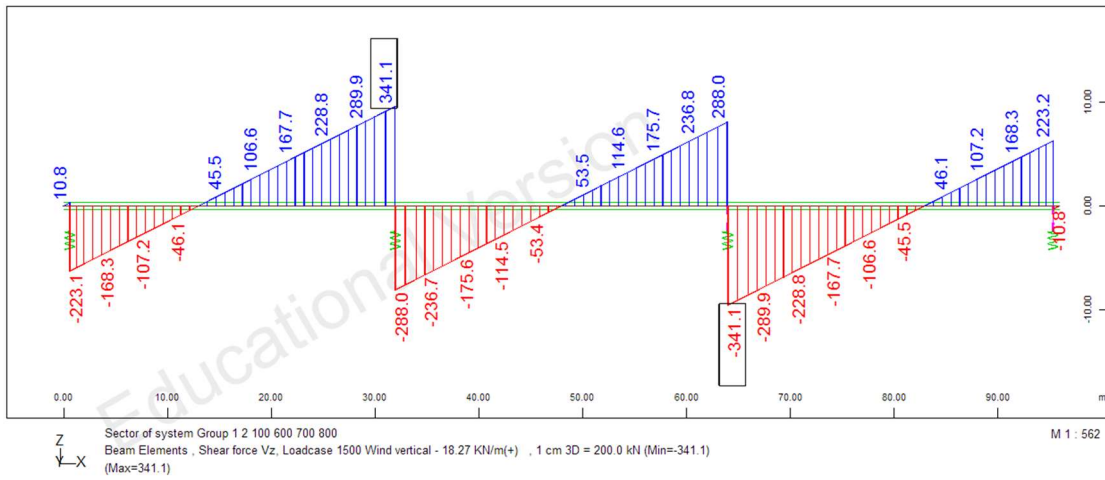
α) άνεμος προς τα πάνω



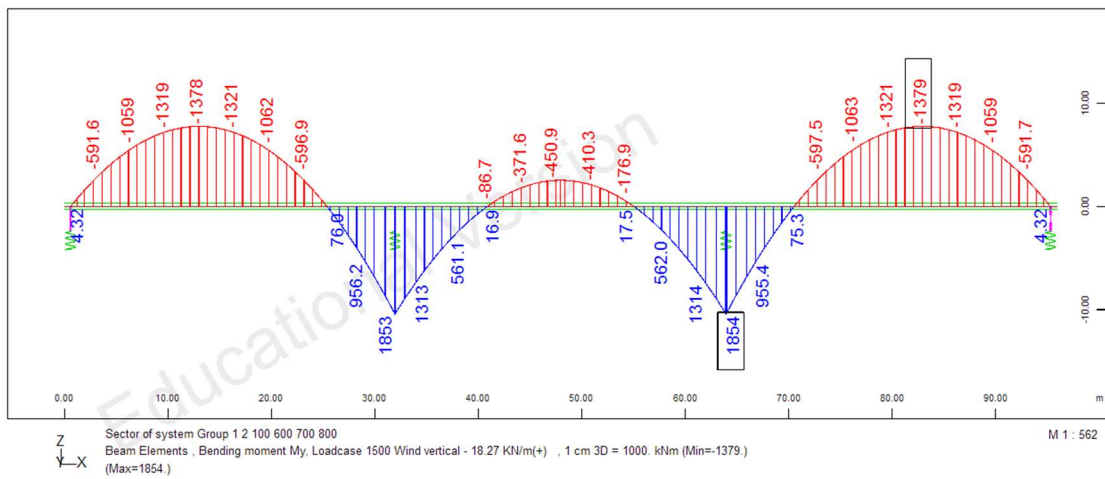
Σχήμα 4.94 Διάγραμμα φόρτισης (άνεμος προς τα πάνω)



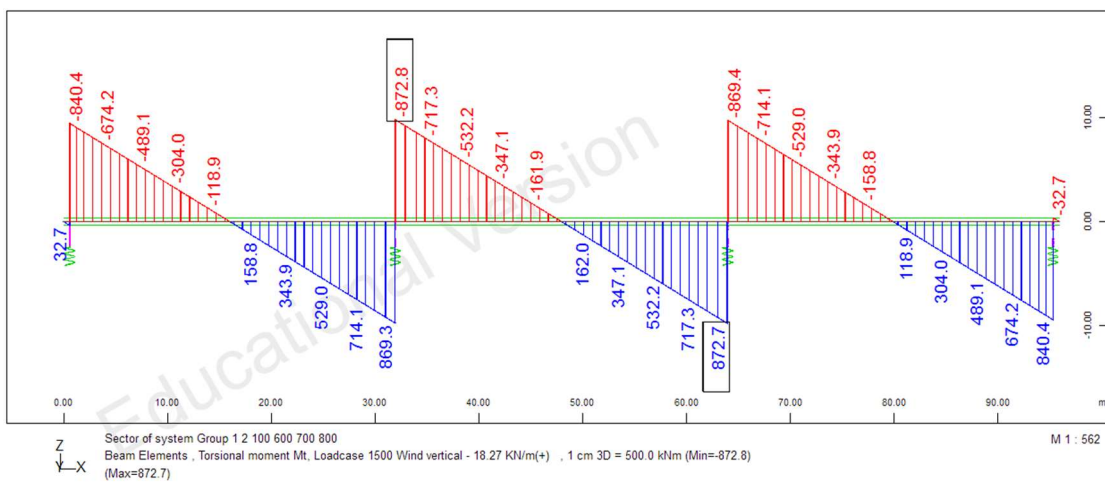
Σχήμα 4.95 Αξονική δύναμη (Nx)



Σχήμα 4.96 Τέμνουσα δύναμη (Vz)

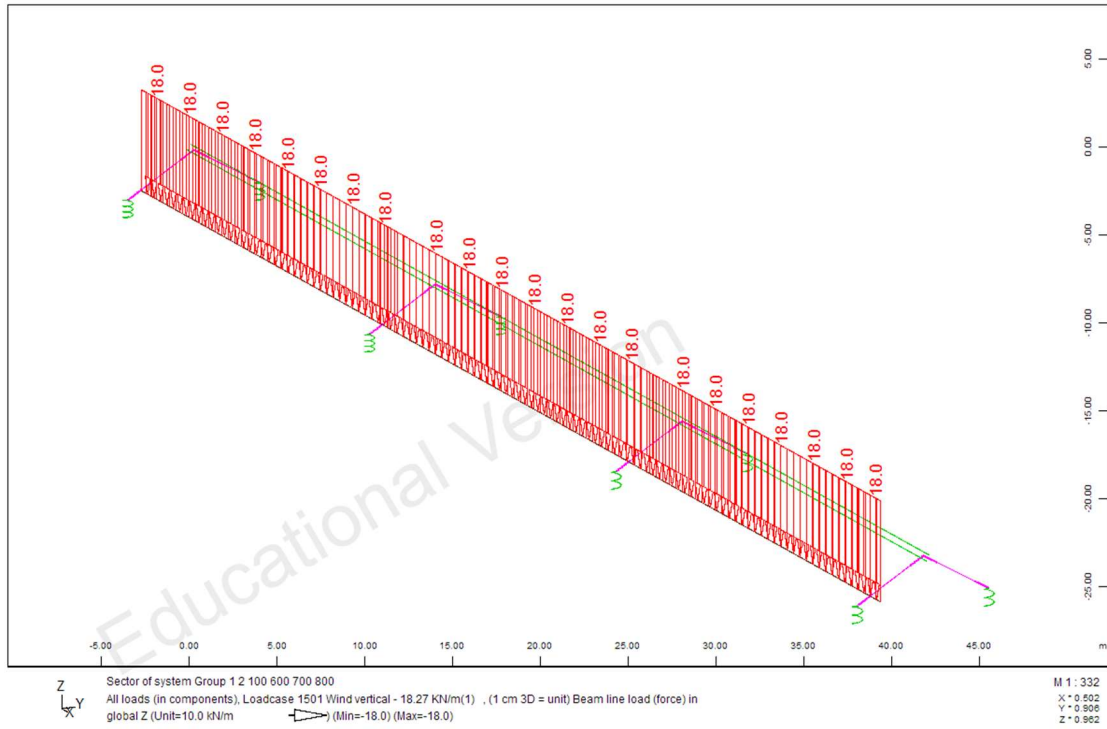


Σχήμα 4.97 Ροπές κάμψης (My)

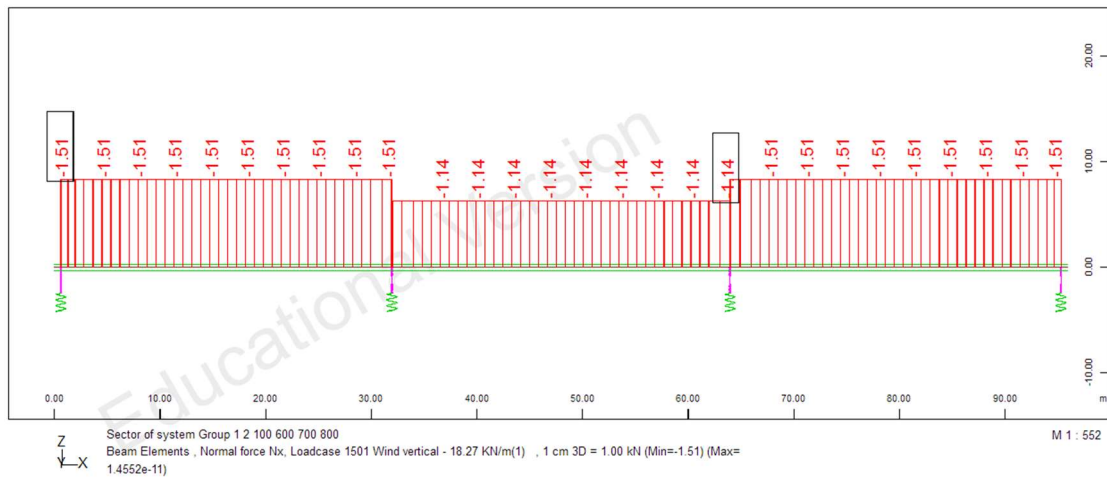


Σχήμα 4.98 Ροπές στρέψης (Mt)

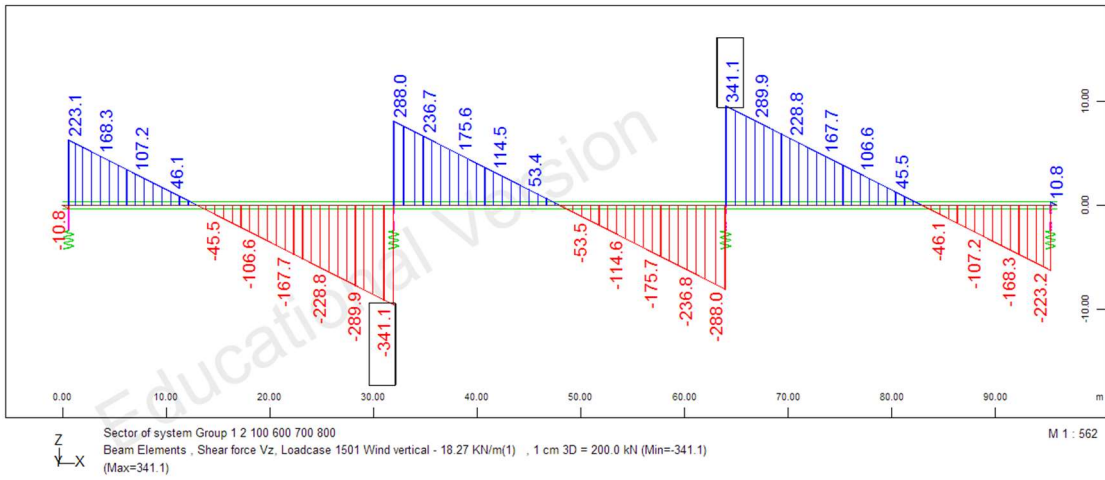
β) άνεμος προς τα κάτω



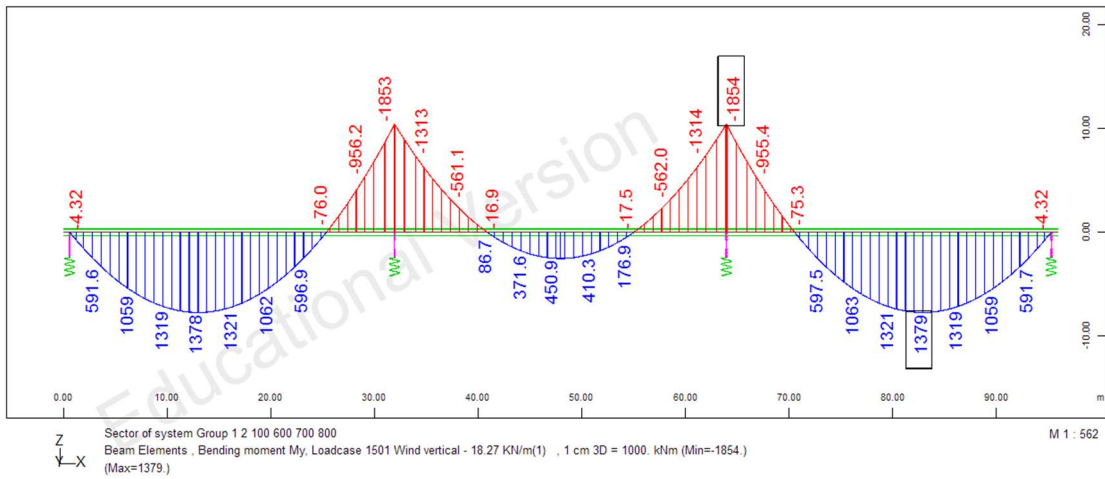
Σχήμα 4.99 Διάγραμμα φόρτισης (άνεμος προς τα κάτω)



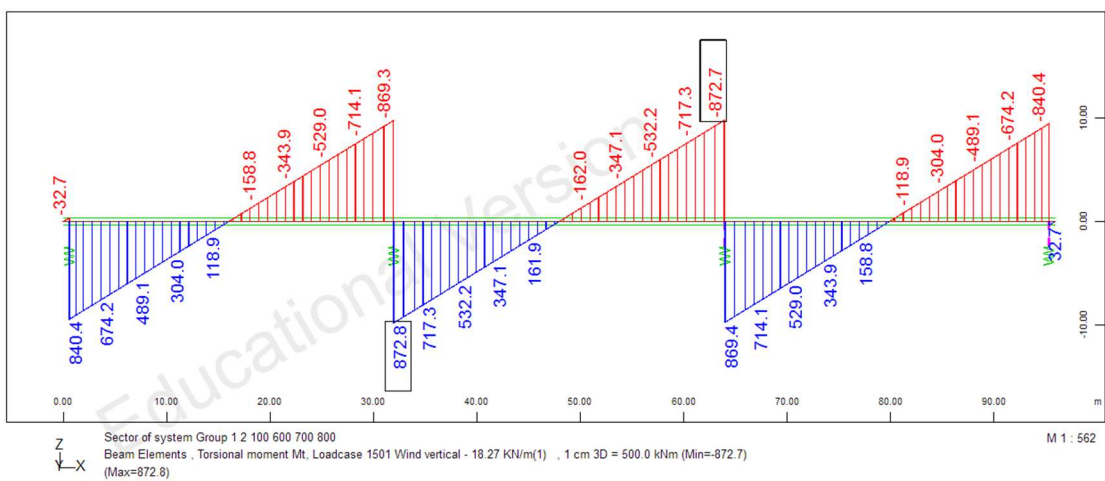
Σχήμα 4.100 Αξονική δύναμη (Nx)



Σχήμα 4.101 Τέμνουσα δύναμη (Vz)

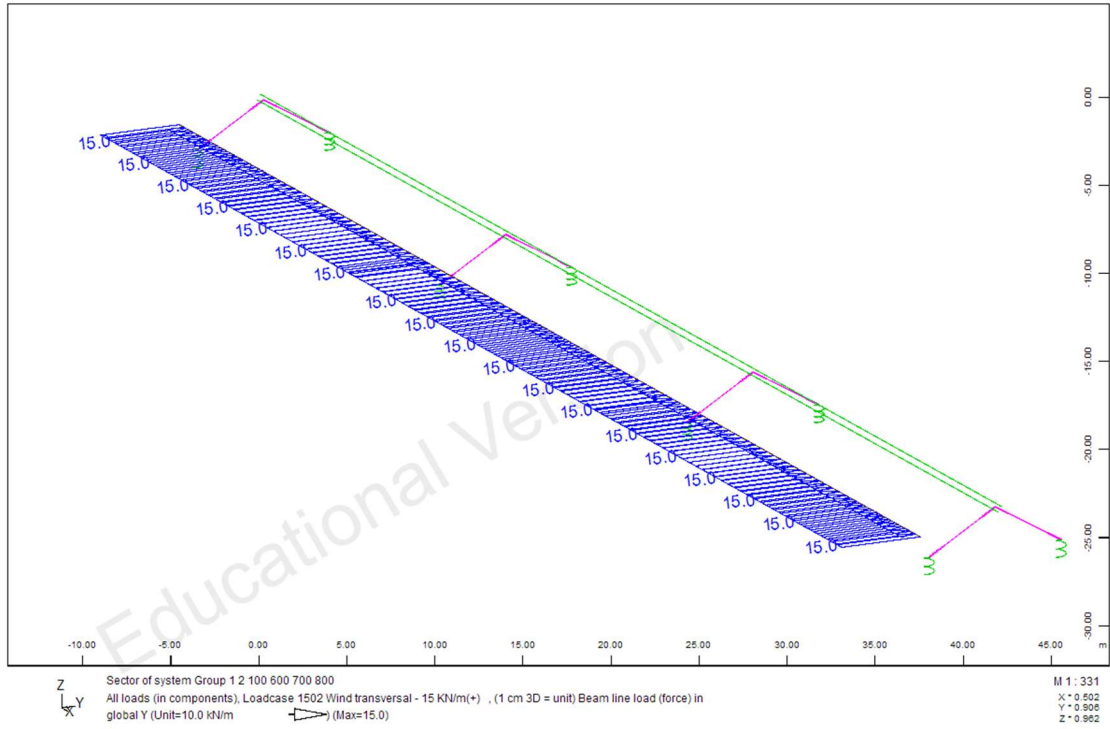


Σχήμα 4.102 Ροπές κάμψης (My)

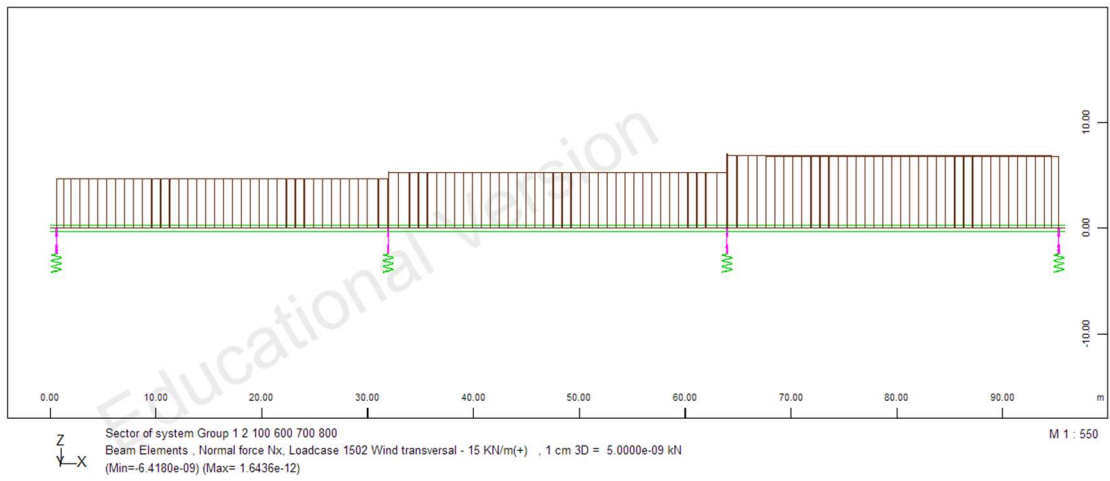


Σχήμα 4.103 Ροπές στρέψης (Mt)

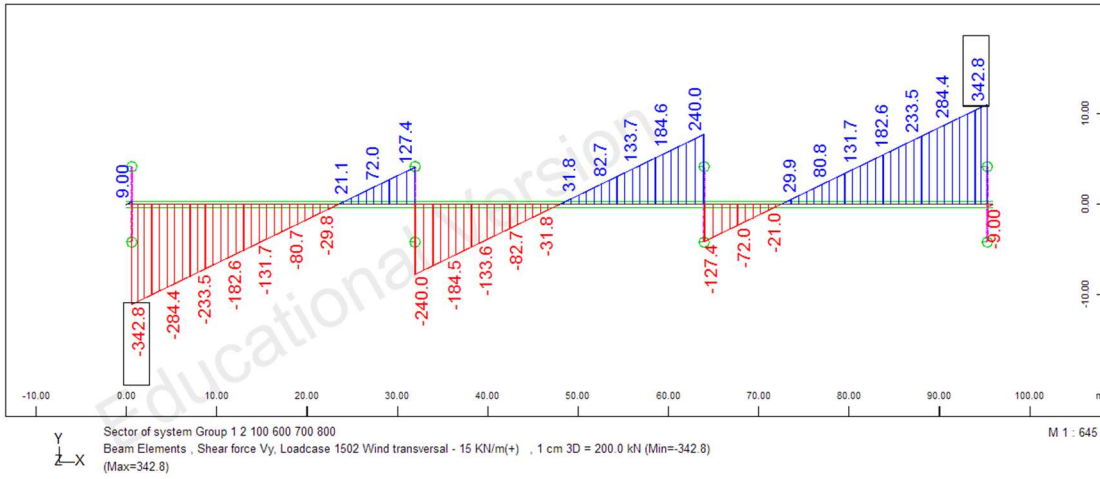
γ) εγκάρσιος άνεμος



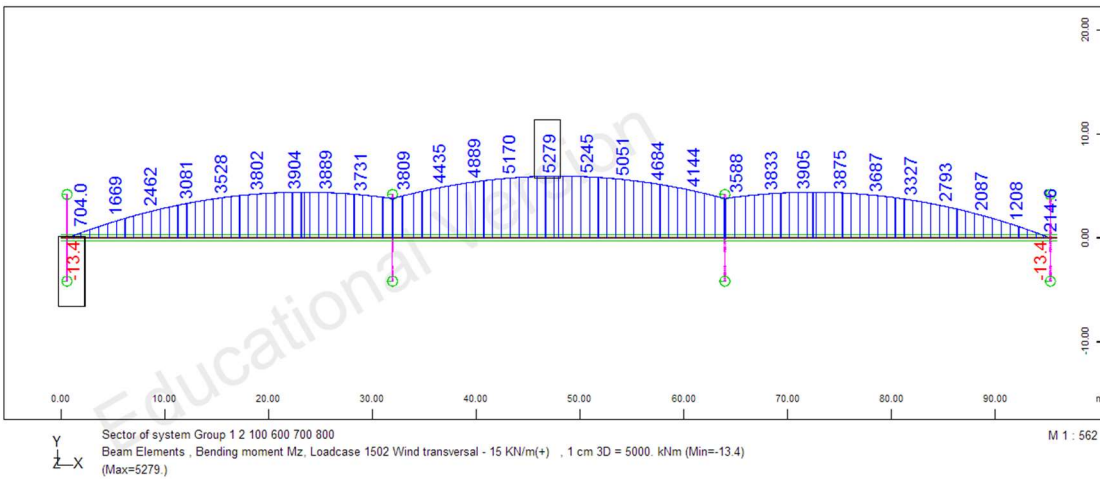
Σχήμα 4.104 Διάγραμμα φόρτισης (εγκάρσιος άνεμος)



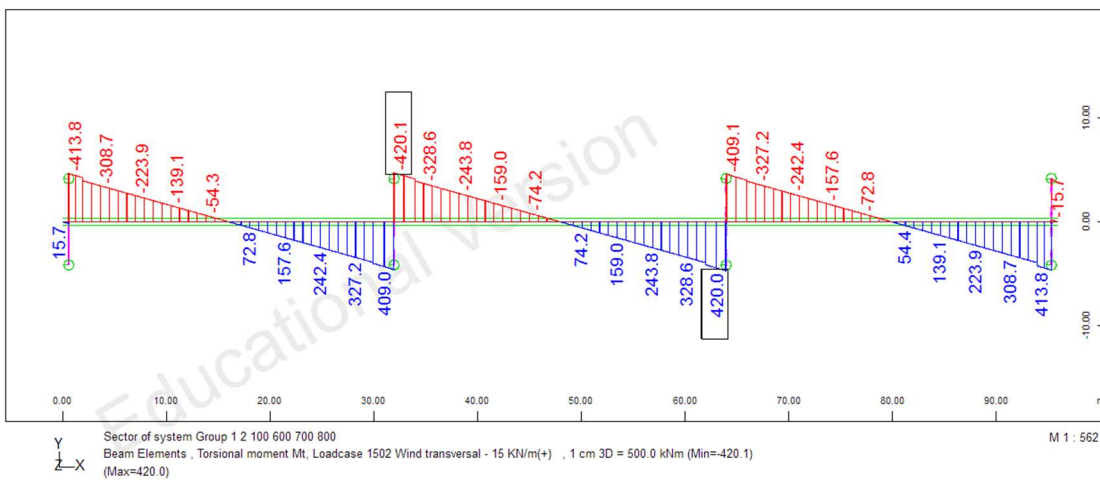
Σχήμα 4.105 Αξονική δύναμη (Nx)



Σχήμα 4.106 Τέμνουσα δύναμη (Vy)

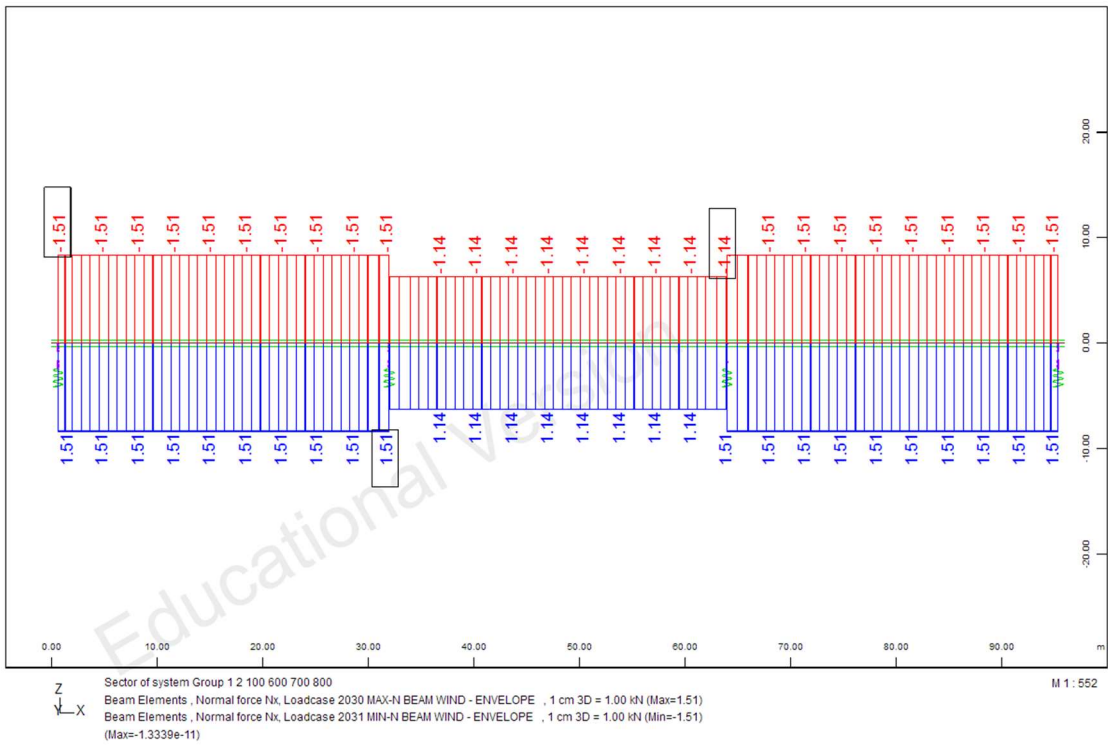


Σχήμα 4.107 Ροπές κάμψης (Mz)

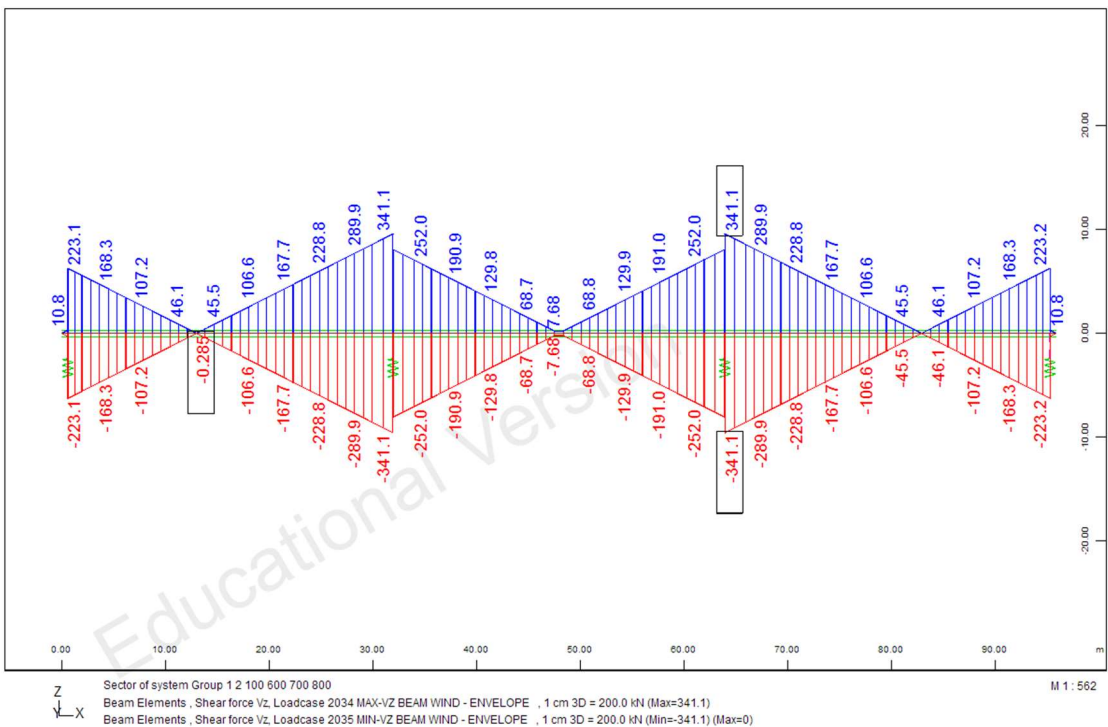


Σχήμα 4.108 Ροπές στρέψης (Mt)

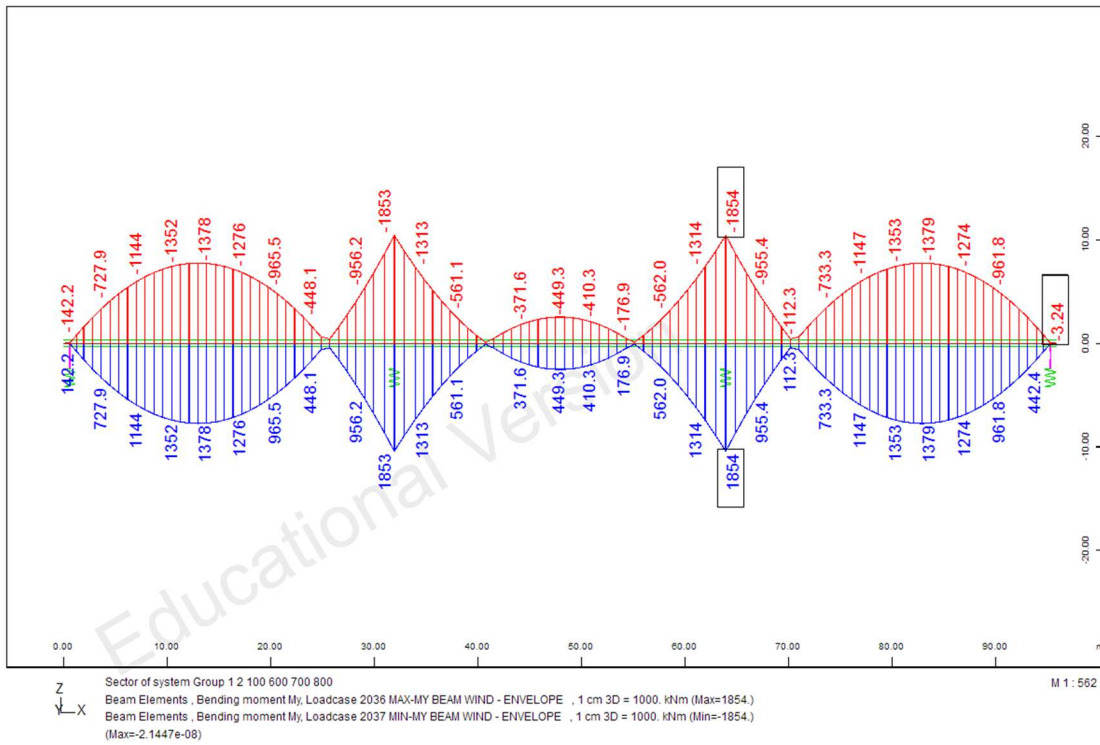
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ N_x - V_z - M_y - V_y - M_z - M_t



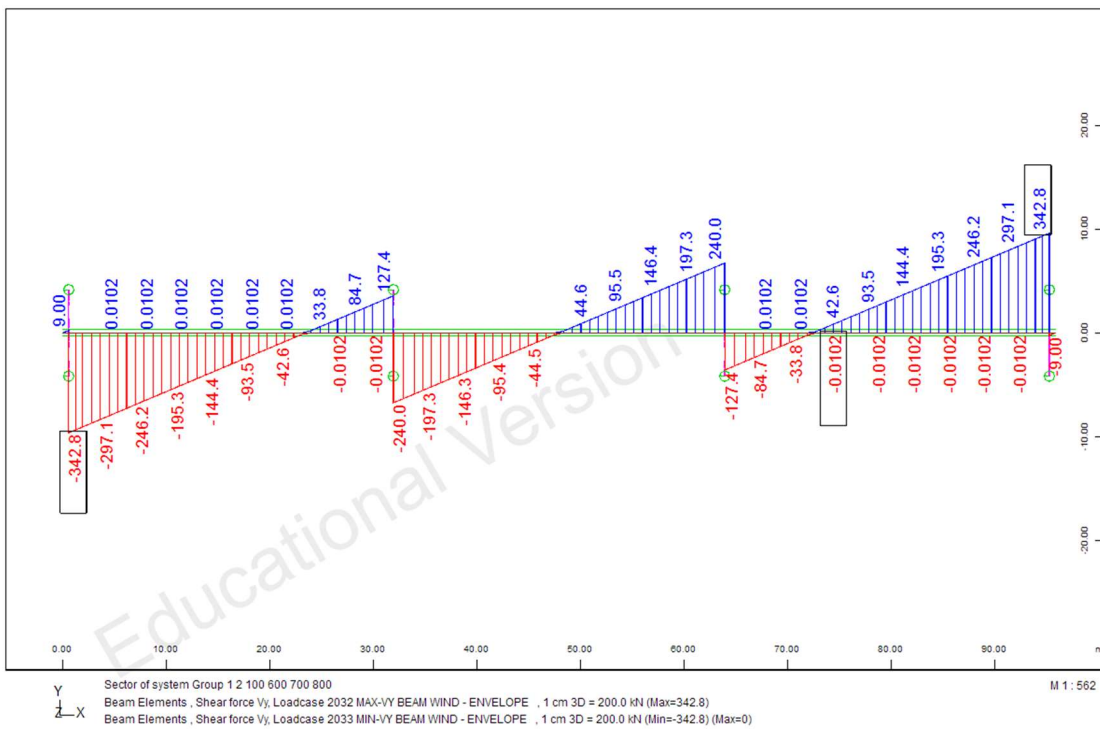
Σχήμα 4.109 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων (N_x)



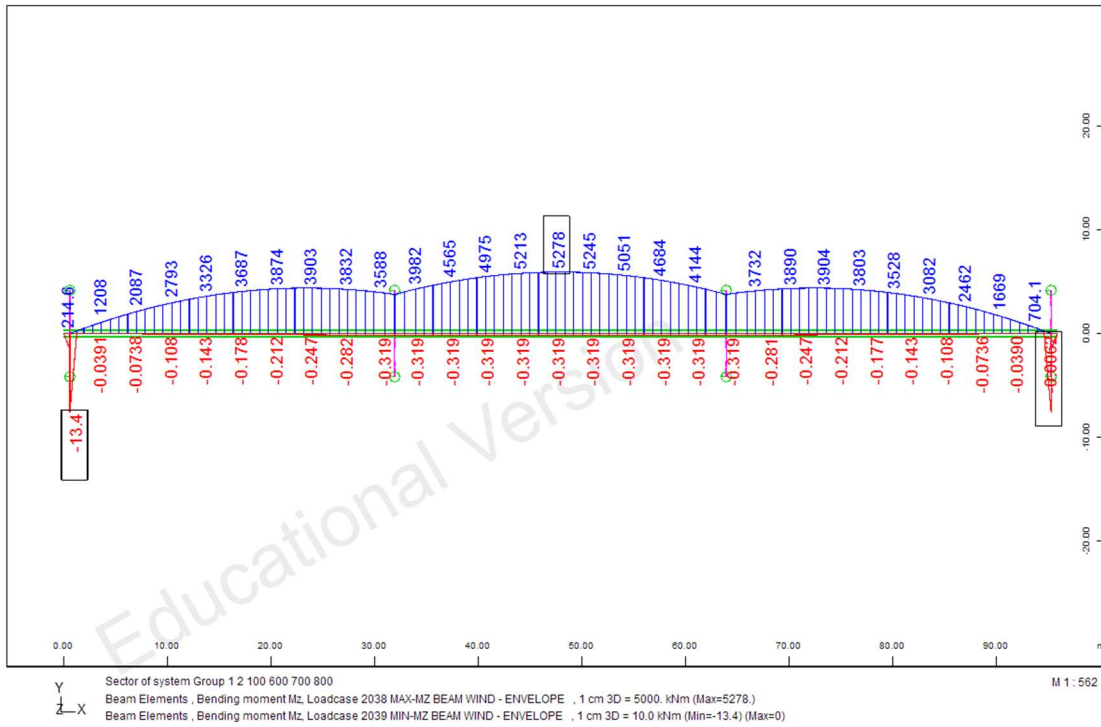
Σχήμα 4.110 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων (V_z)



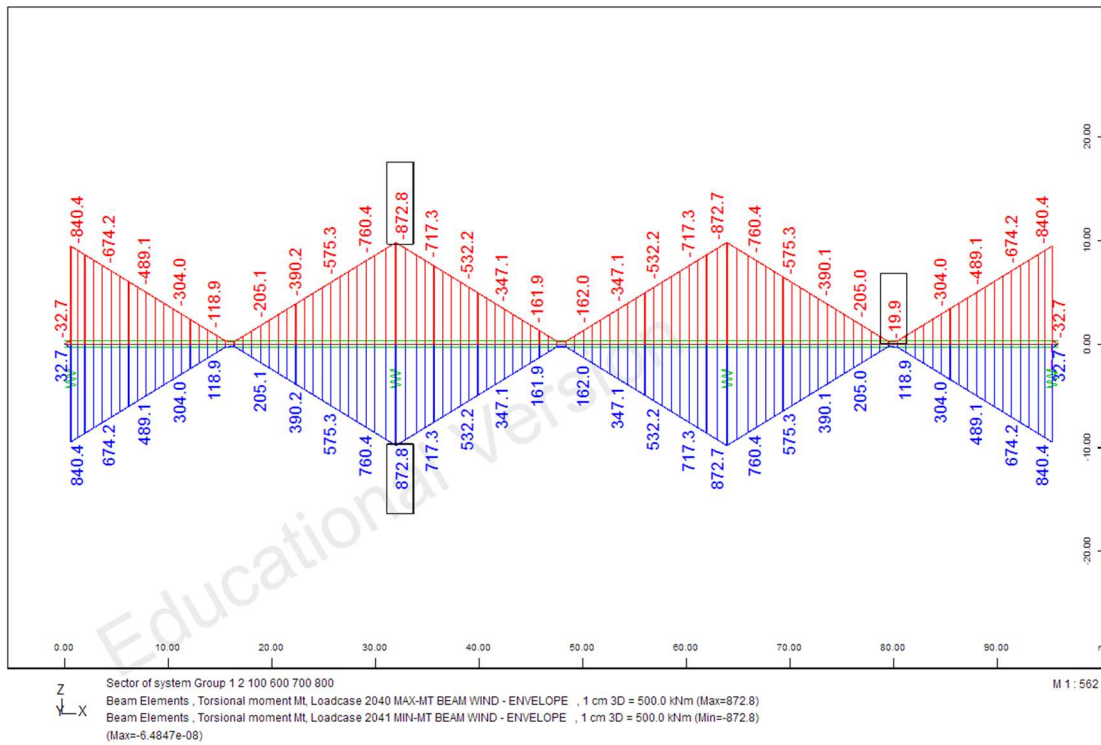
Σχήμα 4.111 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης (My)



Σχήμα 4.112 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων (Vy)

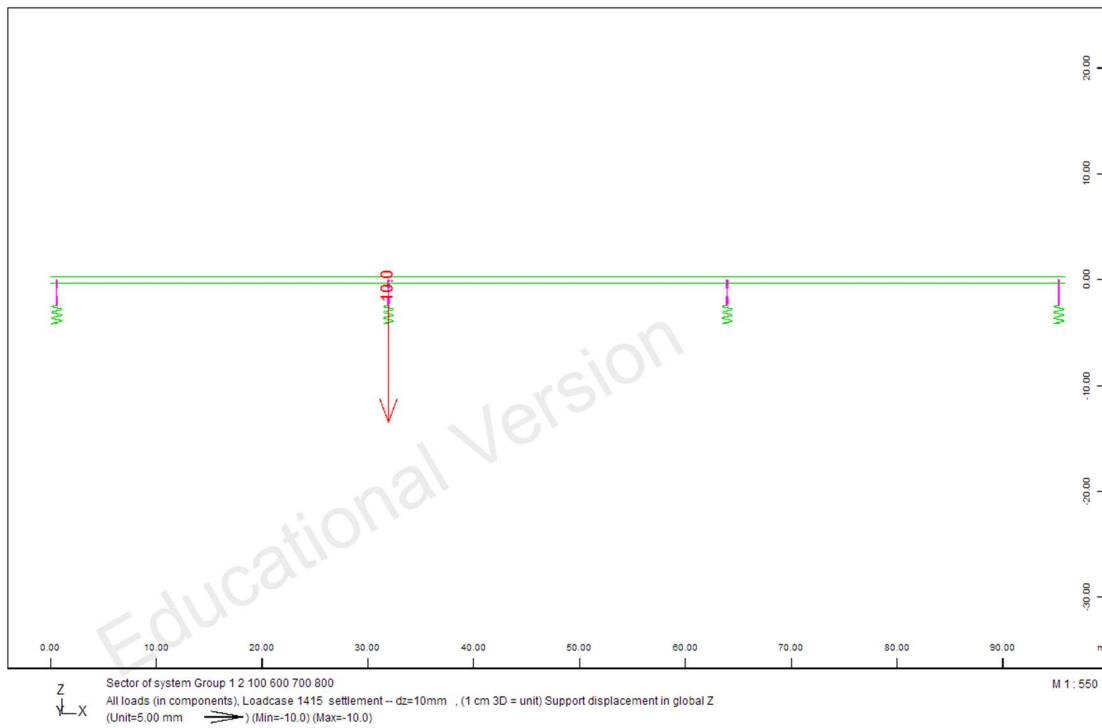


Σχήμα 4.113 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης (Mz)

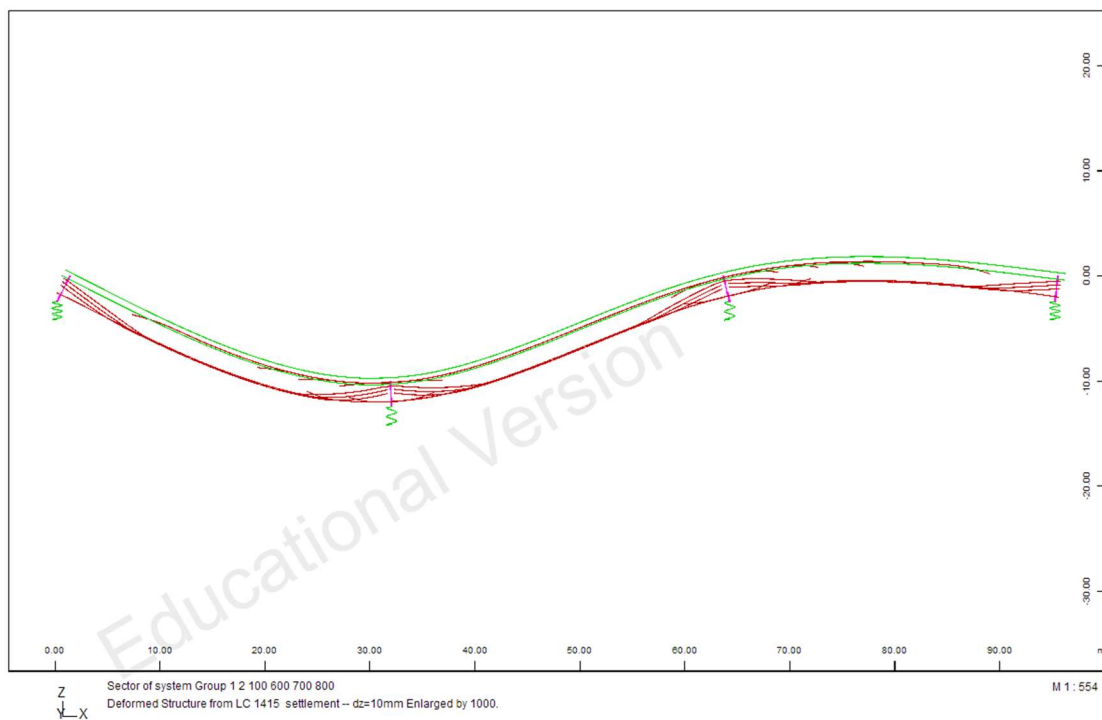


Σχήμα 4.114 Περιβάλλουσα ροπών στρέψης (Mt)

▪ Υποχώρηση στήριξης

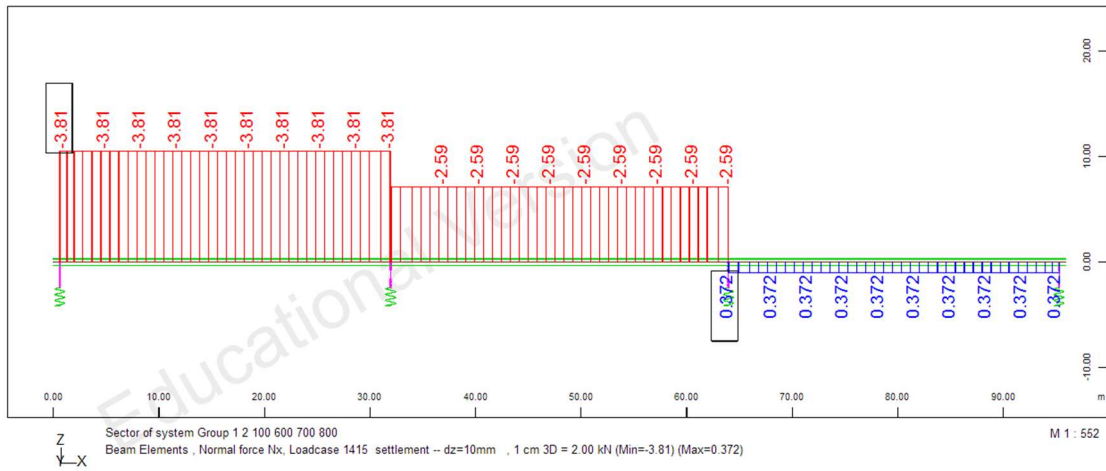


Σχήμα 4.115 Διάγραμμα φόρτισης (υποχώρηση στήριξης, $\delta=10\text{mm}$)

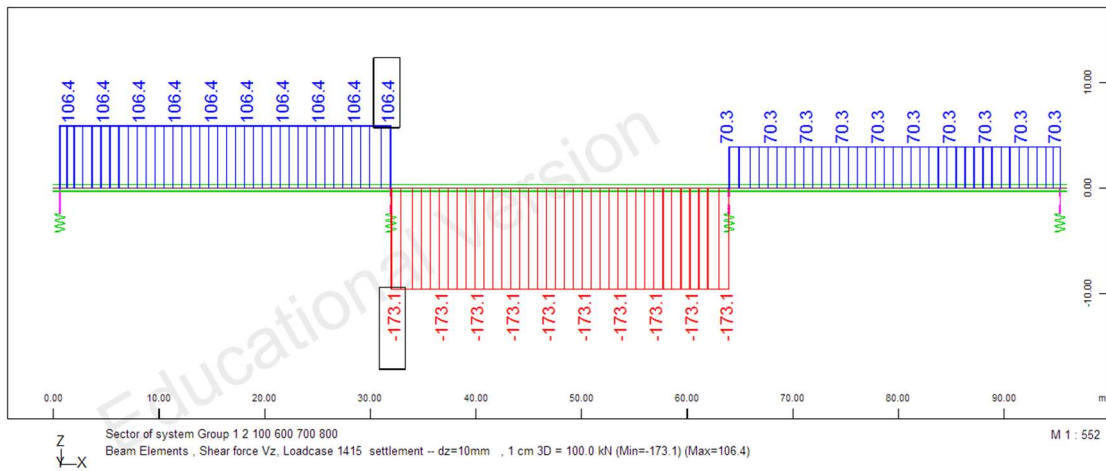


Σχήμα 4.116 Παραμορφωμένος φορέας

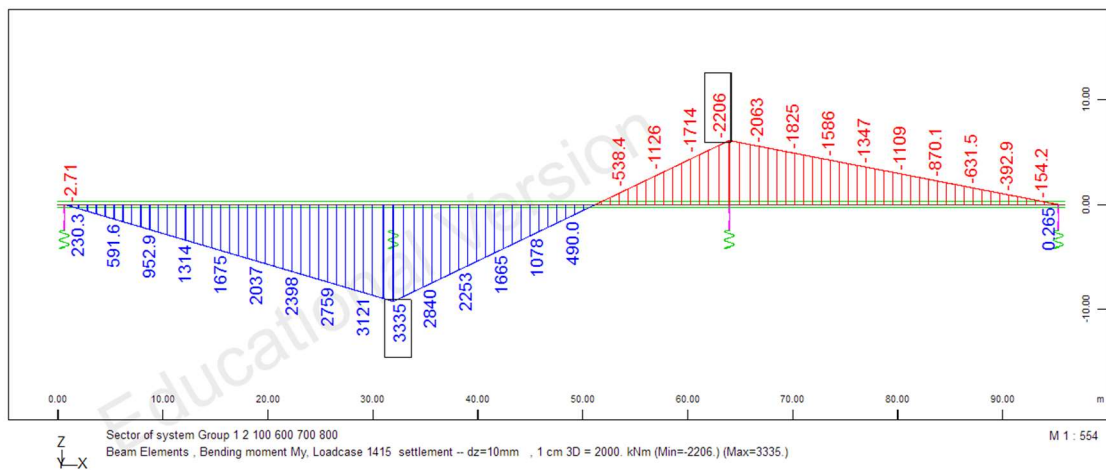
ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗ



Σχήμα 4.117 Αξονική δύναμη (Nx)



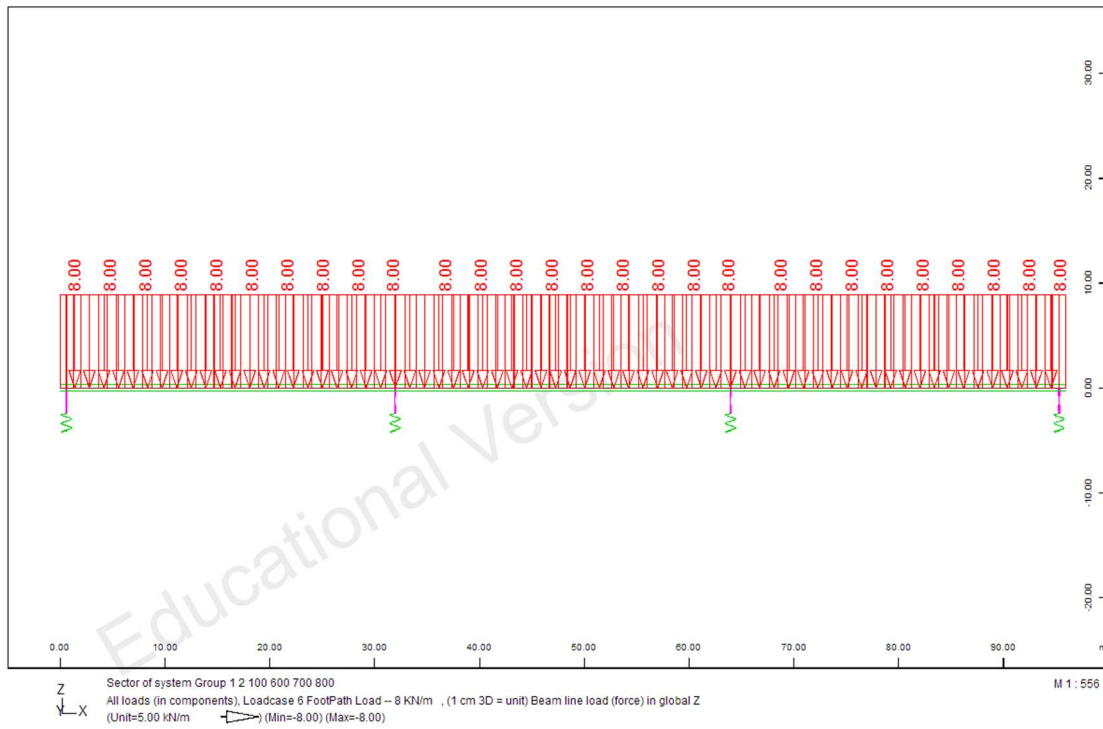
Σχήμα 4.118 Τέμνουσα δύναμη (Vz)



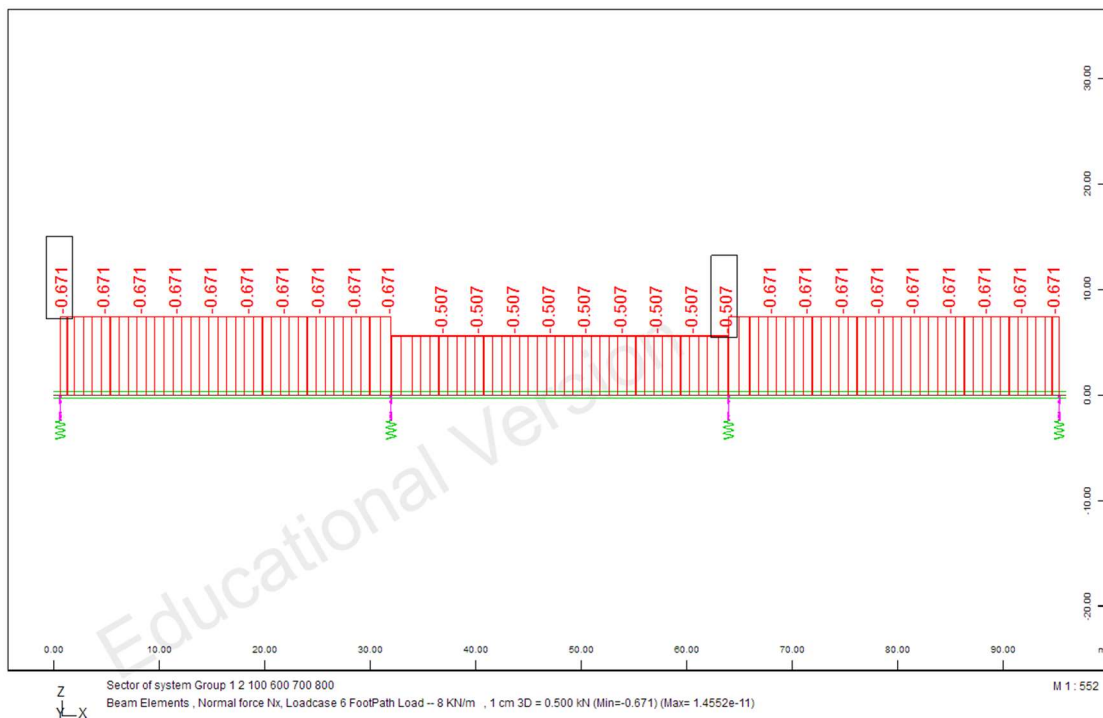
Σχήμα 4.119 Ροπές κάμψης (My)

▪ Φορτία κυκλοφορίας

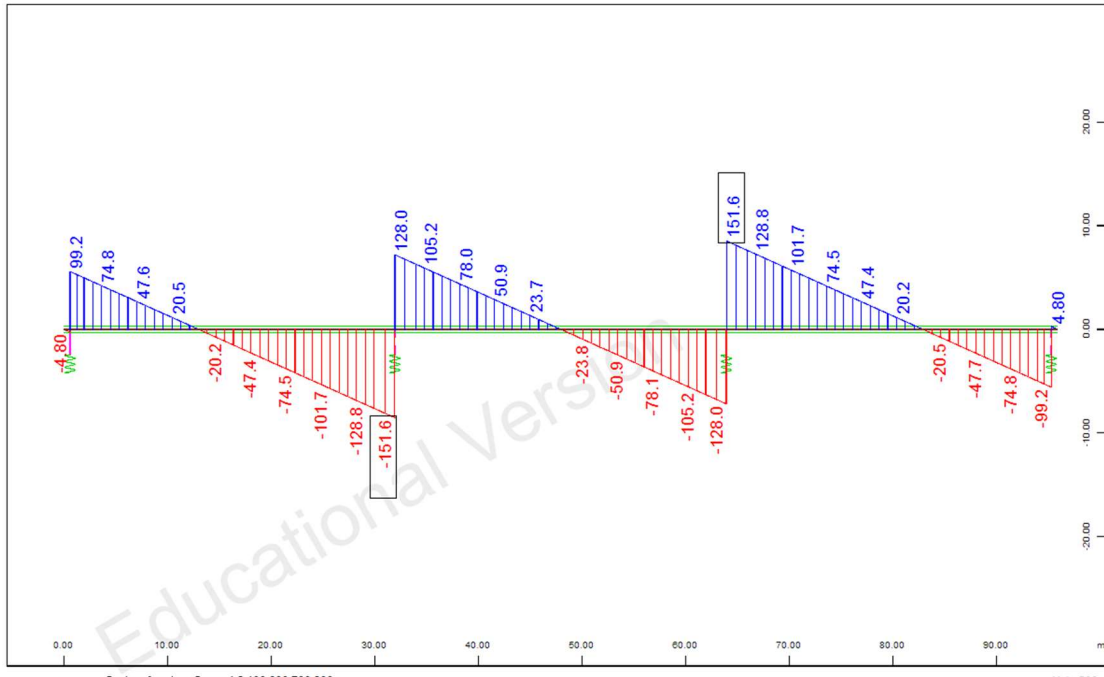
α) φορτίο πεζοδρομίων



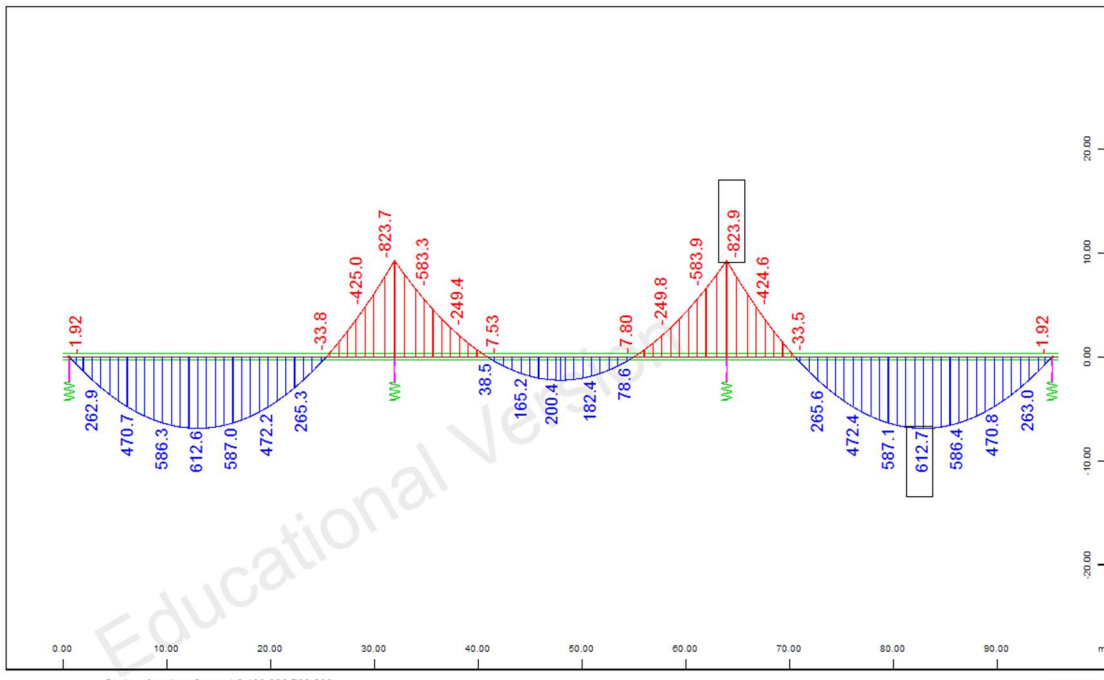
Σχήμα 4.120 Διάγραμμα φόρτισης (φορτίο πεζοδρομίου, $q=8\text{KN/m}$)



Σχήμα 4.121 Αξονική δύναμη (N_x)



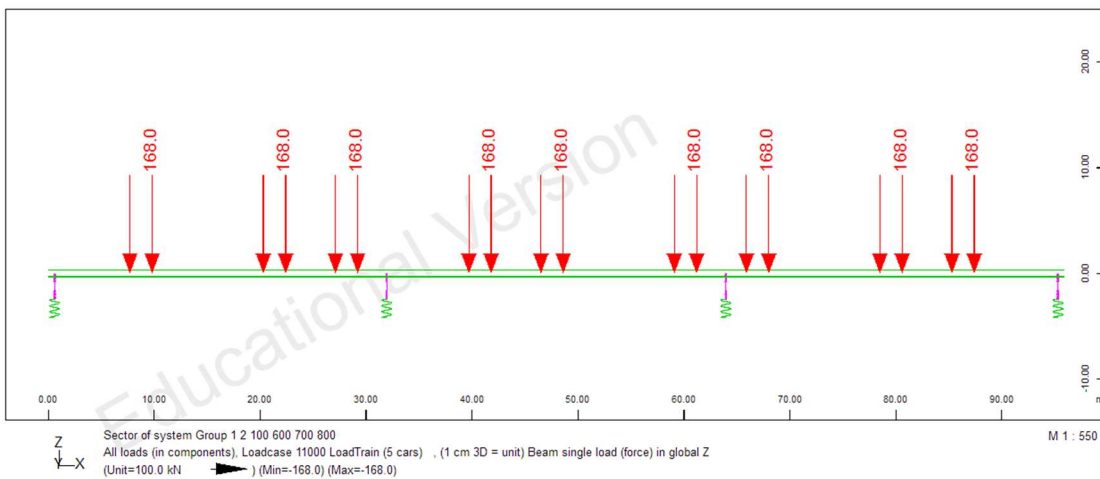
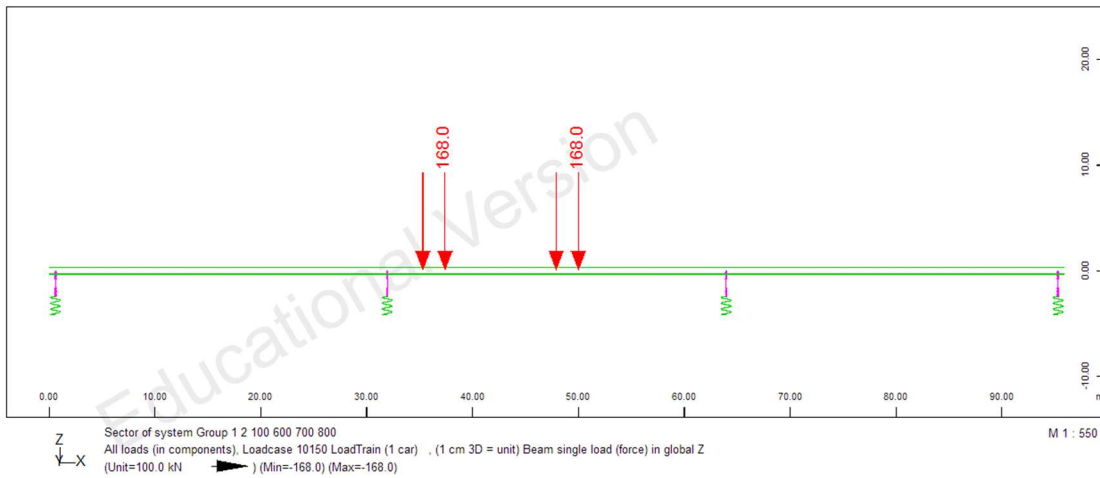
Σχήμα 4.122 Τέμνουσα δύναμη (Vz)



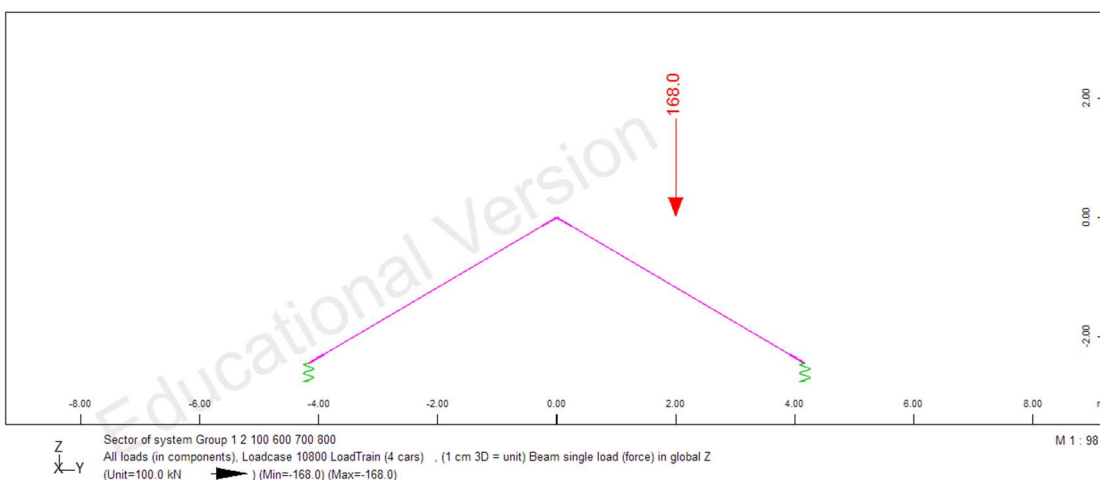
Σχήμα 4.123 Ροπές κάμψης (My)

β) σιδηροδρομική κυκλοφορία

Εφαρμόζονται φορτία τα οποία αντιστοιχούν σε συρμούς με 1,2,3,4,5,6 βαγόνια, με εκκεντρότητα ως προς τον κεντροβαρικό άξονα του καταστρώματος.

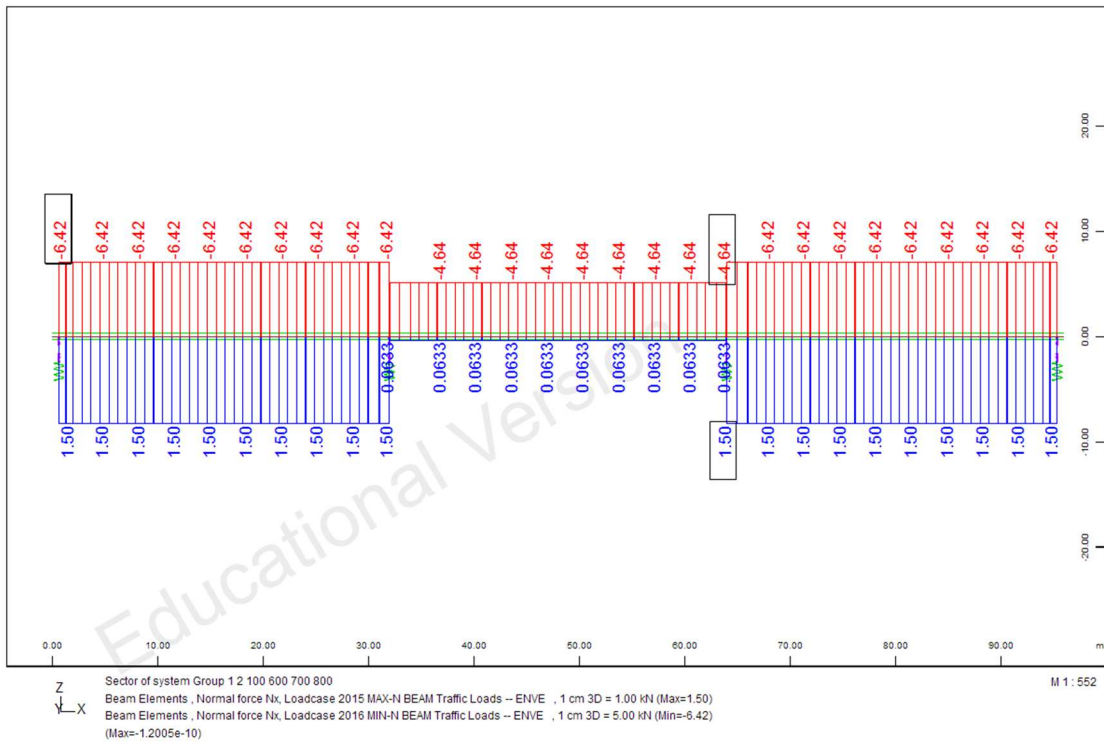


Σχήμα 4.124 Ενδεικτικές φορτίσεις συρμού με 1 & 5 βαγόνια

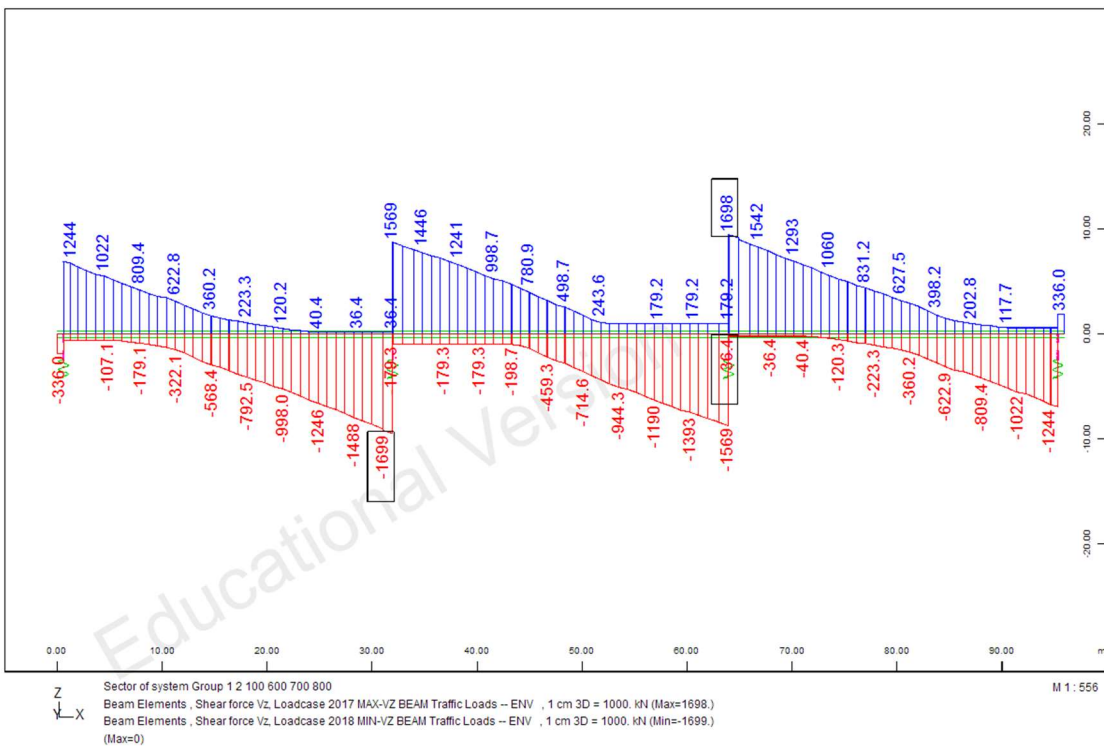


Σχήμα 4.125 Εκκεντρότητα φορτίου

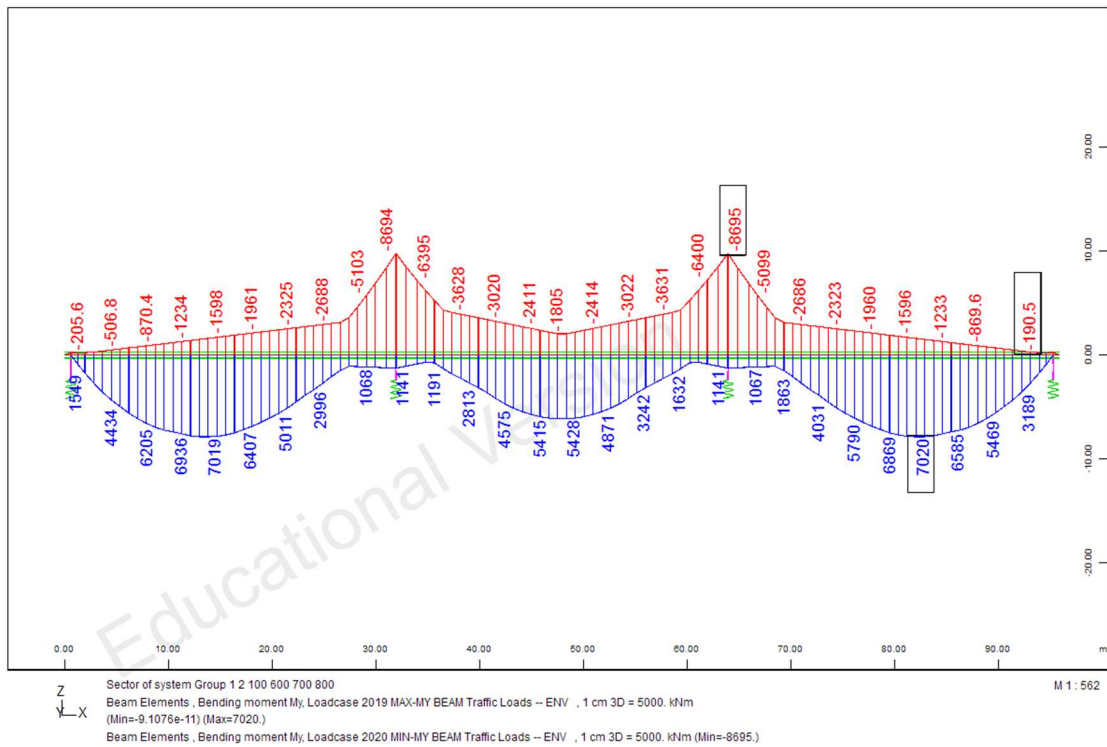
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΥΣΕΣ Nx-Vz-My-Mt



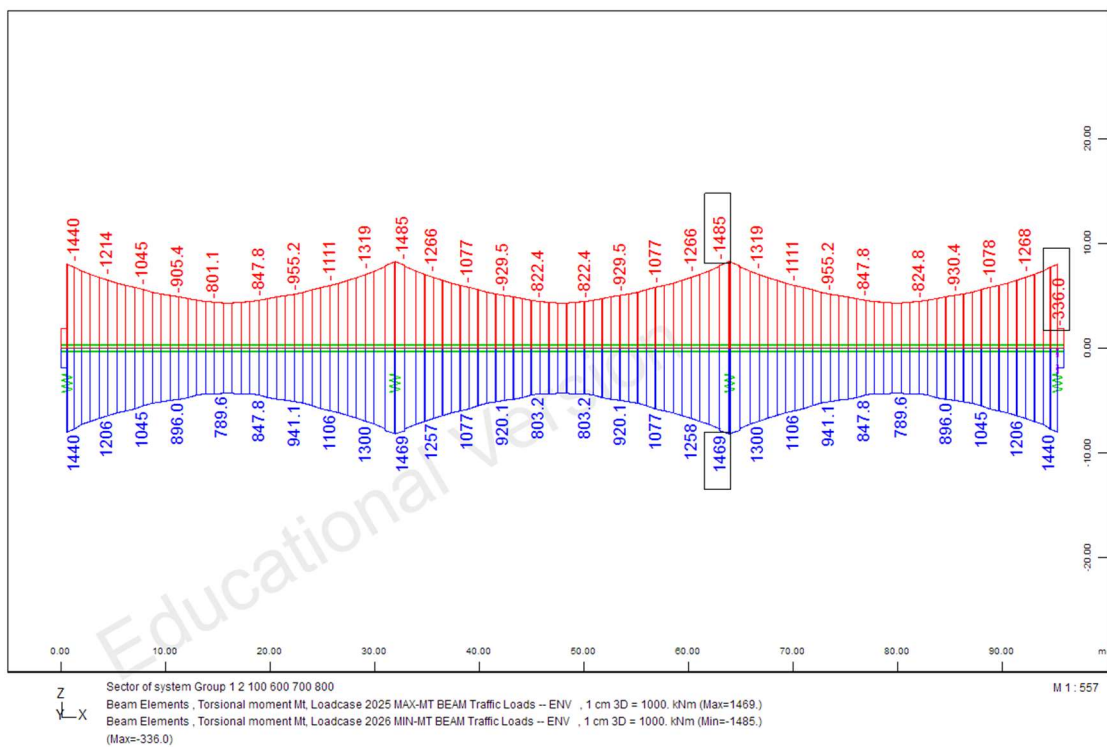
Σχήμα 4.126 Περιβάλλουσα αξονικής δύναμης (Nx)



Σχήμα 4.127 Περιβάλλουσα τέμνουσας δύναμης (Vz)



Σχήμα 4.128 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης (My)

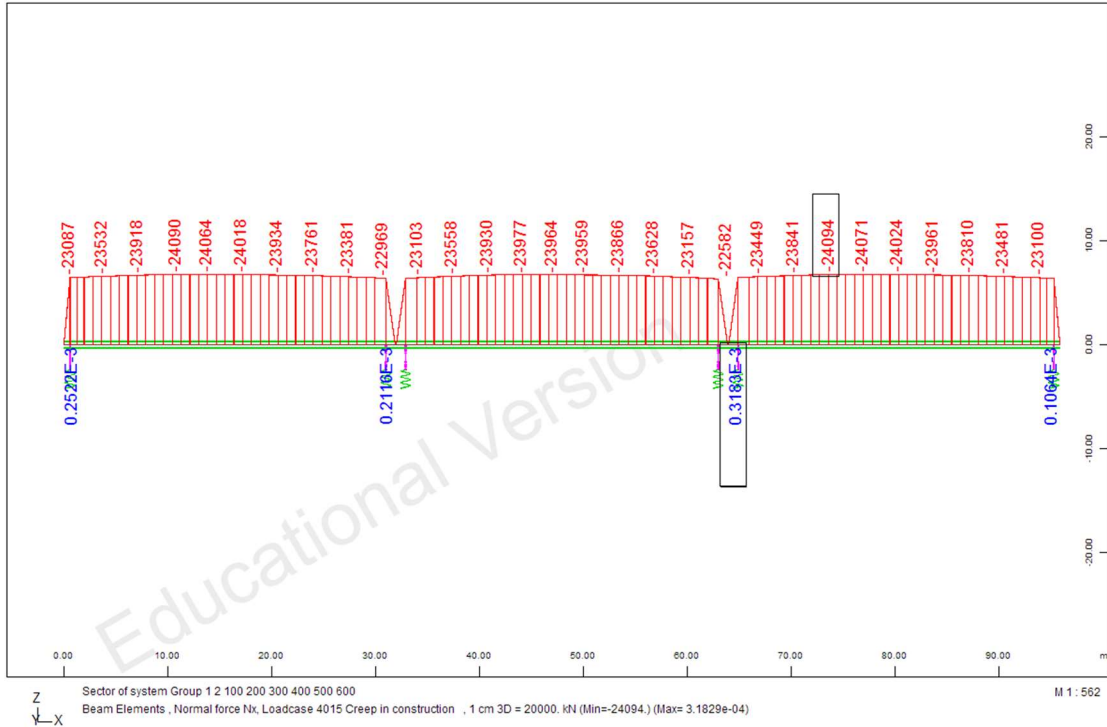


Σχήμα 4.129 Περιβάλλουσα ροπών στρέψης (Mt)

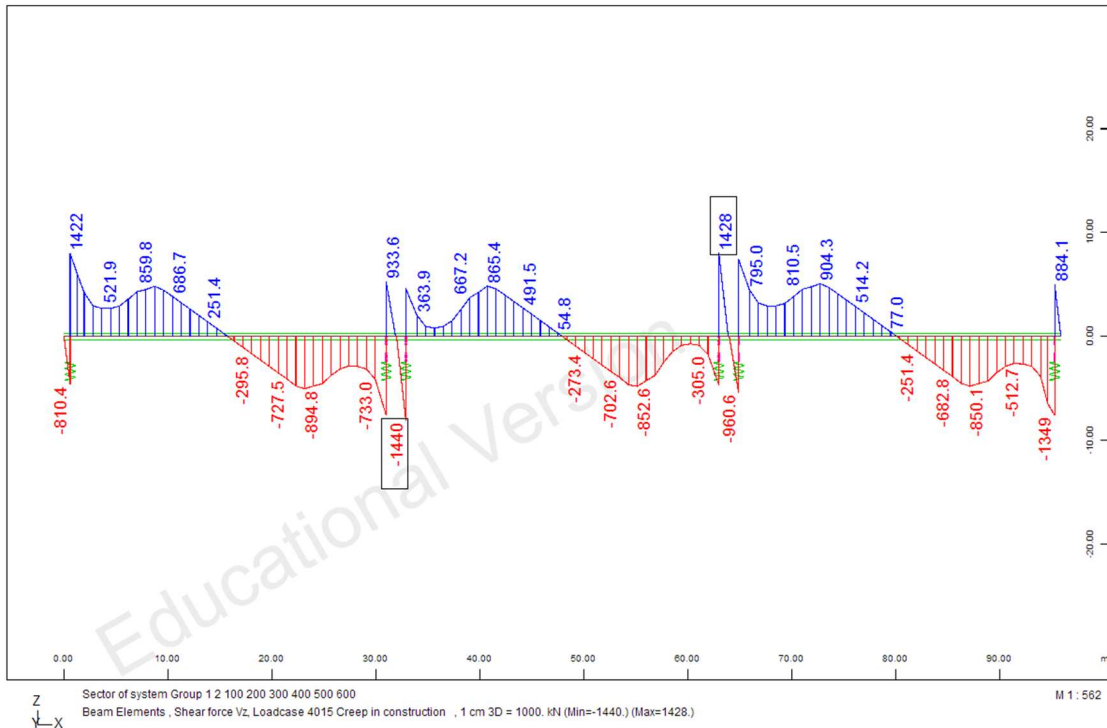
4.4.4 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΦΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στο σημείο αυτό παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στο φορέα κατά τα διαδοχικά στάδια κατασκευής του.

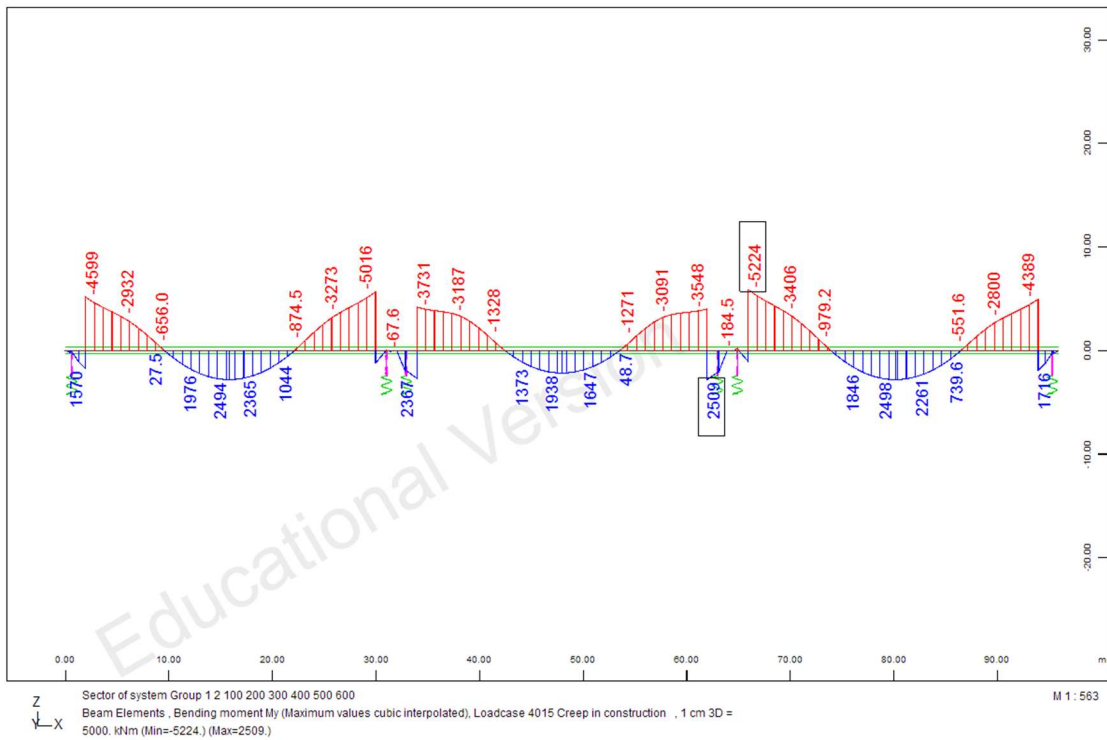
- Φάση 1



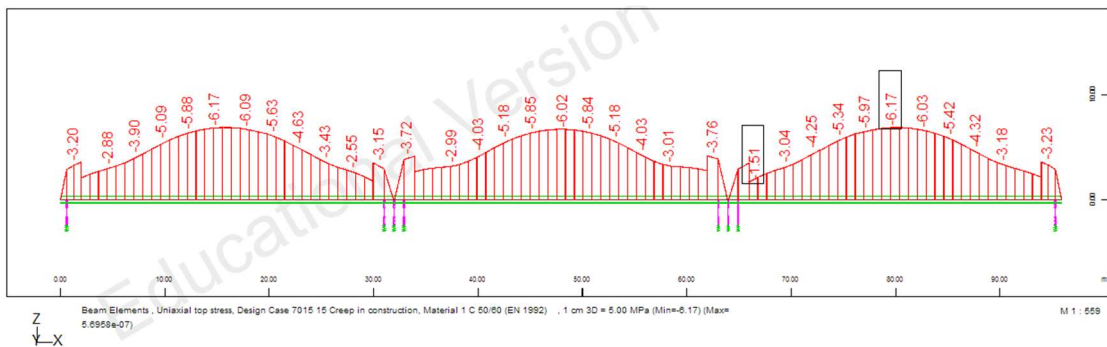
Σχήμα 4.130 Αξονική δύναμη (Nx)



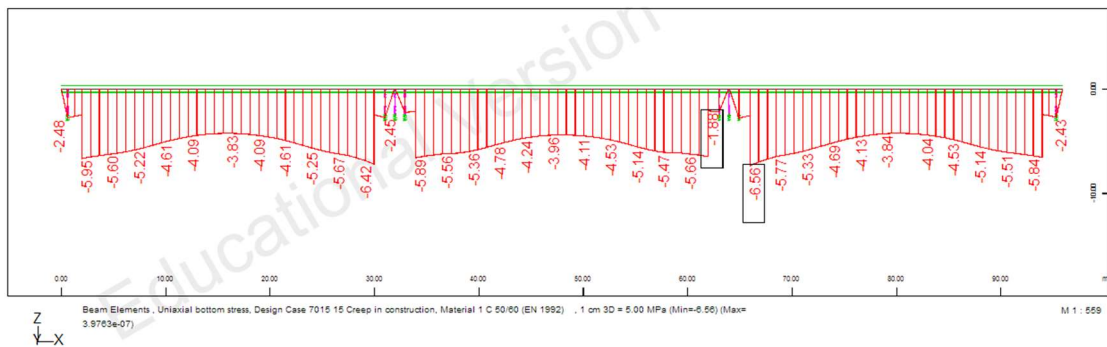
Σχήμα 4.131 Τέμνουσα δύναμη (Vz)



Σχήμα 4.132 Ροπές κάμψης (My)

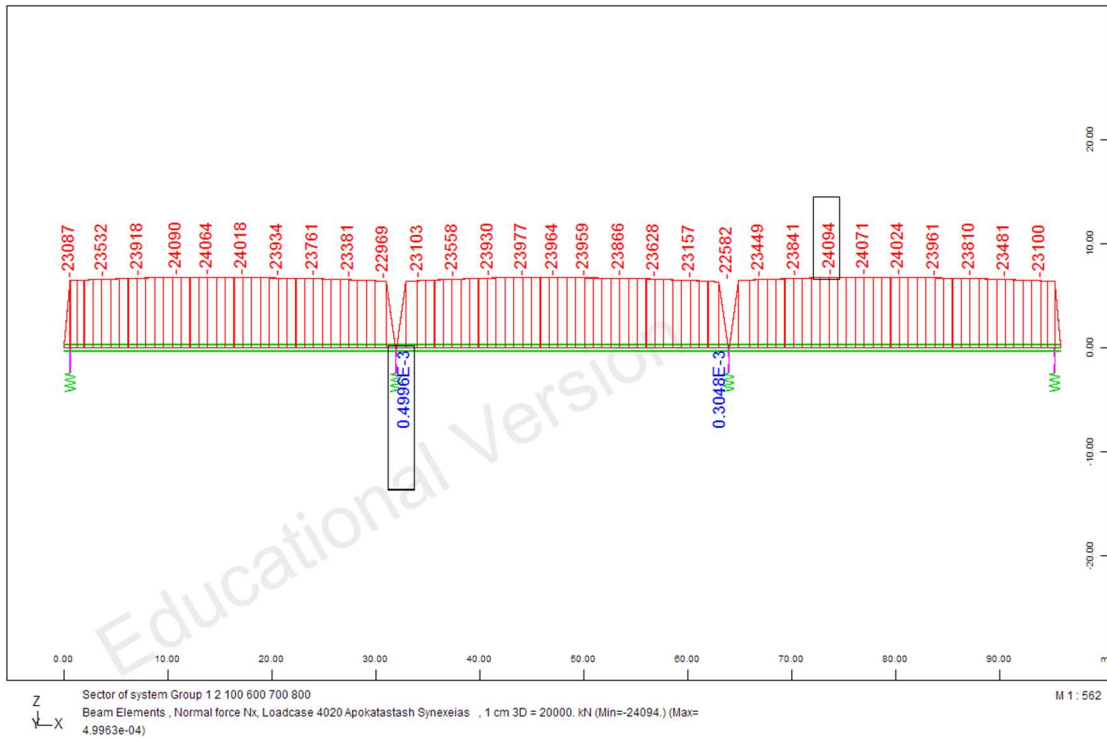


Σχήμα 4.133 Τάσεις άνω ίνας

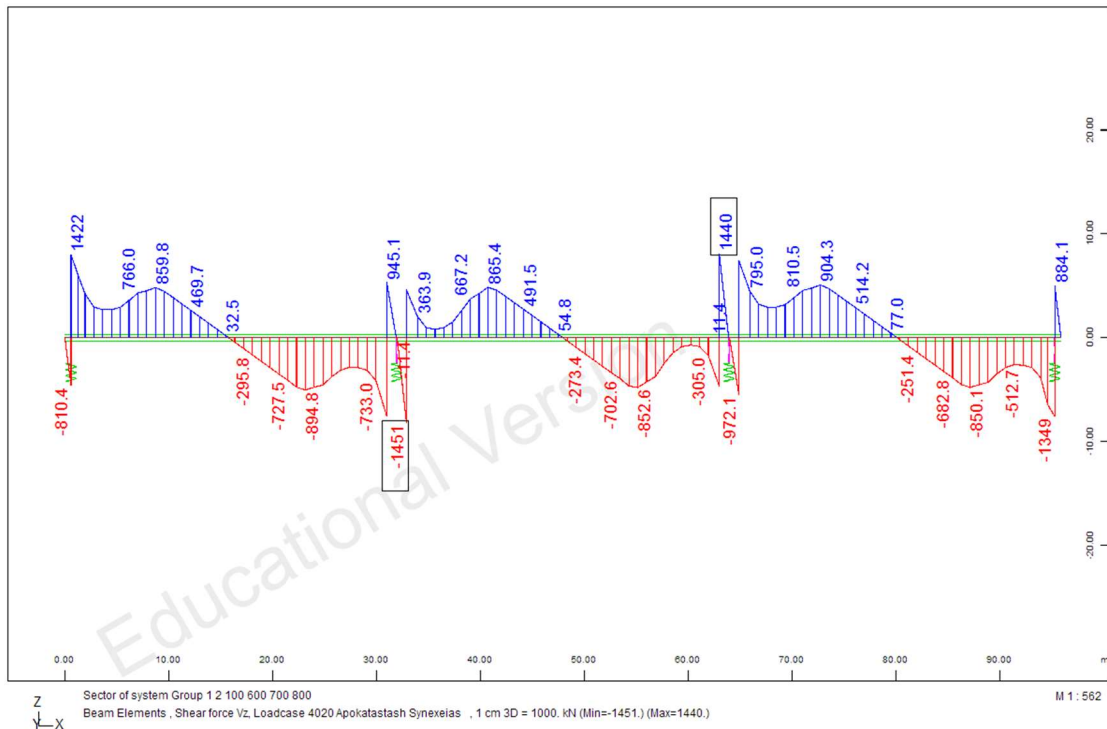


Σχήμα 4.134 Τάσεις κάτω ίνας

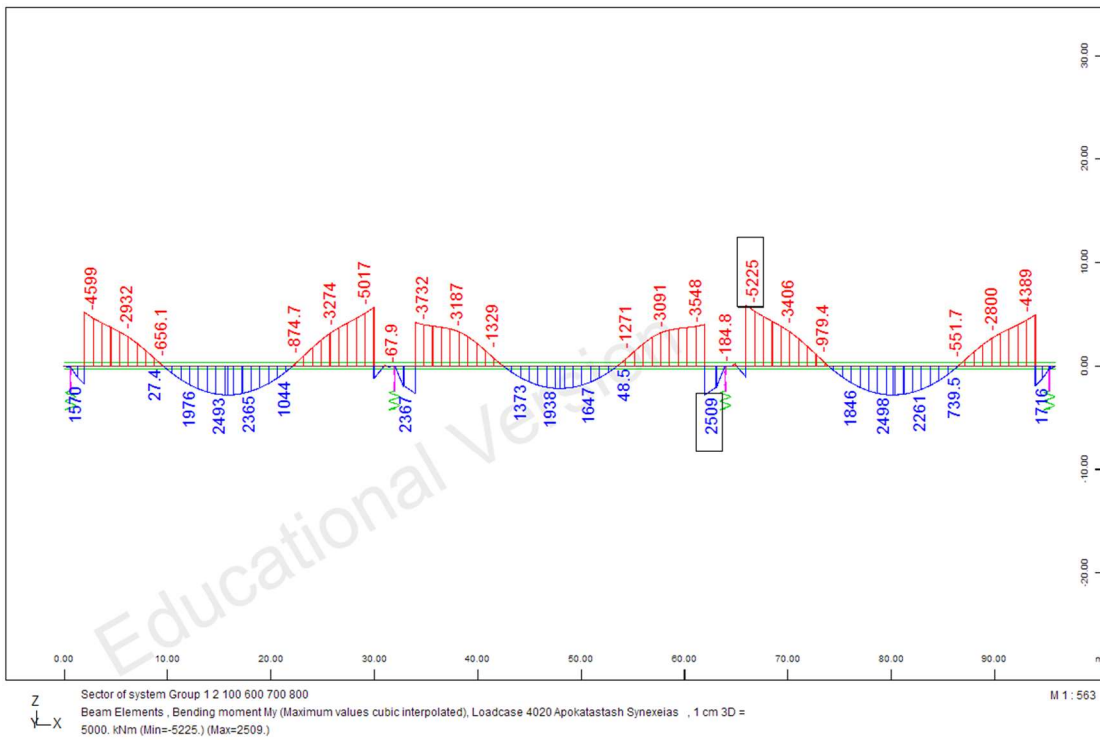
▪ Φάση 2



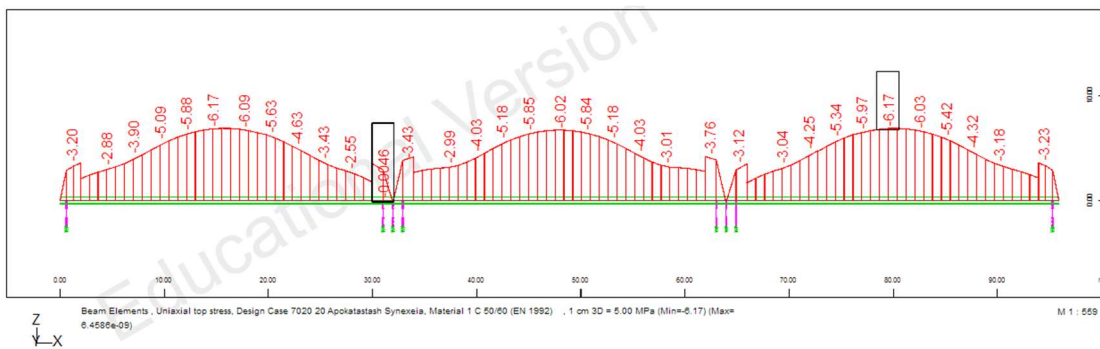
Σχήμα 4.135 Αξονική δύναμη (Nx)



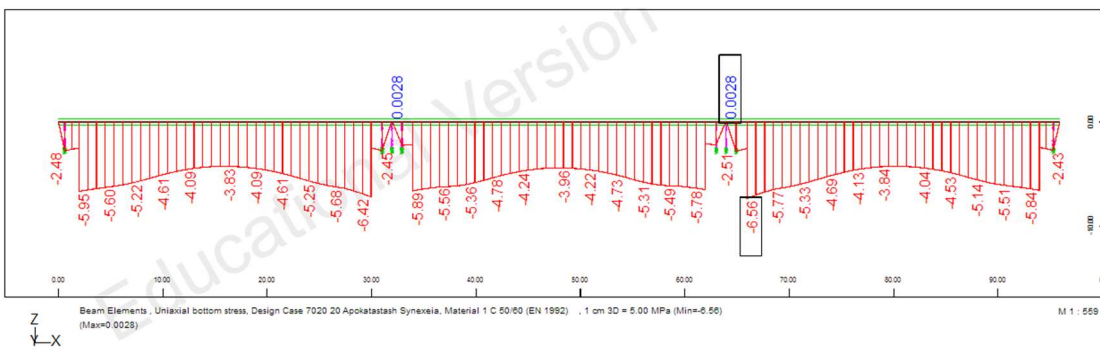
Σχήμα 4.136 Τέμνουσα δύναμη (Vz)



Σχήμα 4.137 Ροπές κάμψης (My)

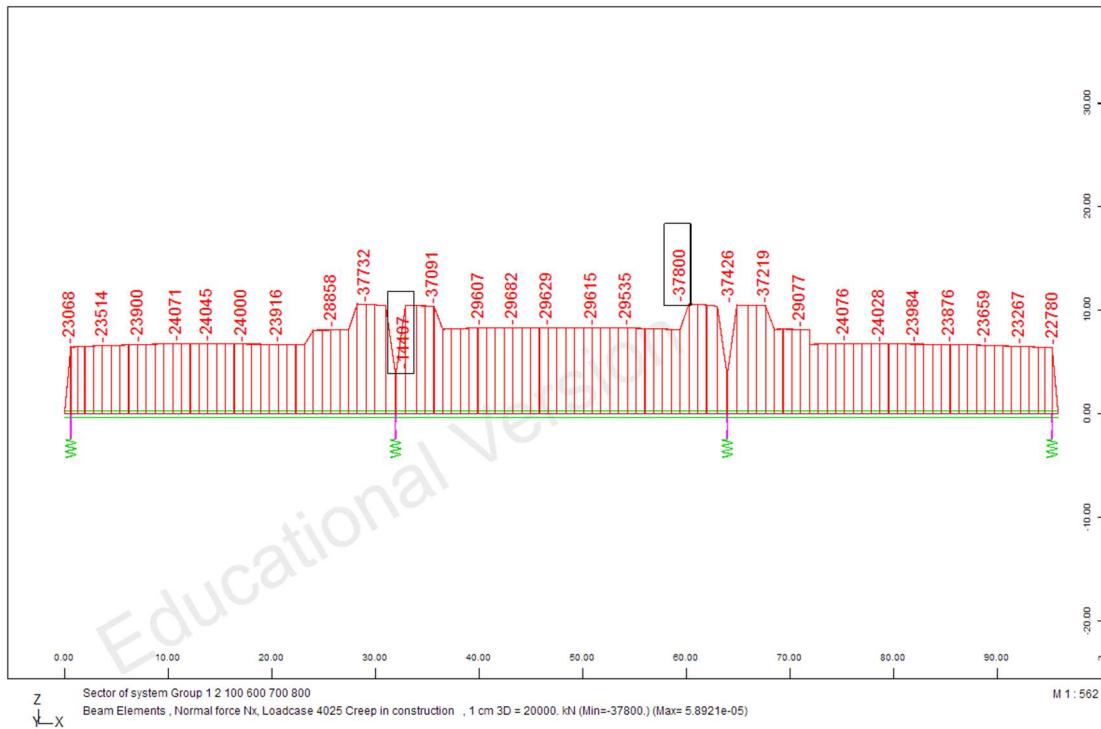


Σχήμα 4.138 Τάσεις άνω ίνας

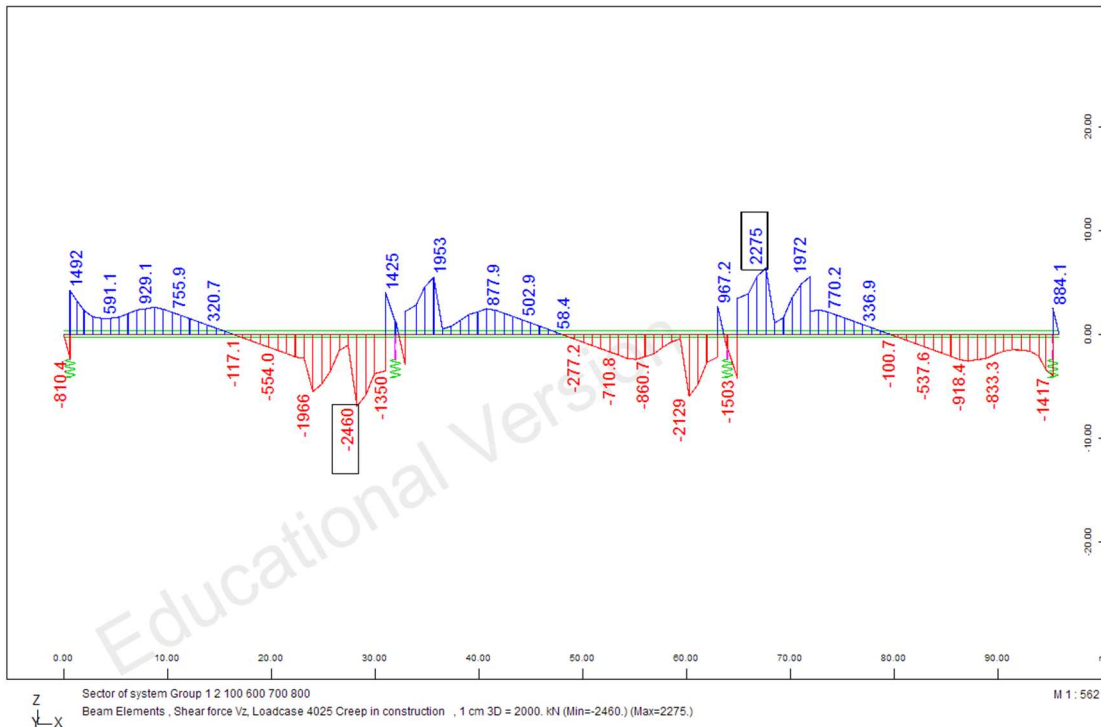


Σχήμα 4.139 Τάσεις κάτω ίνας

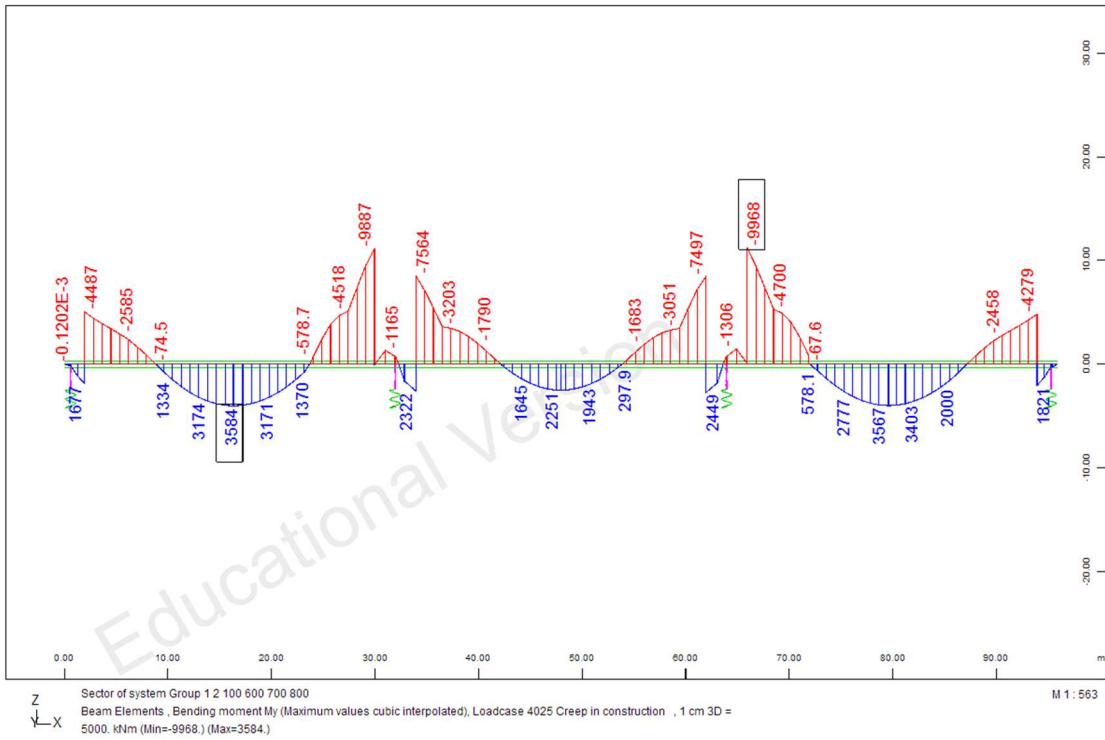
▪ Φάση 3



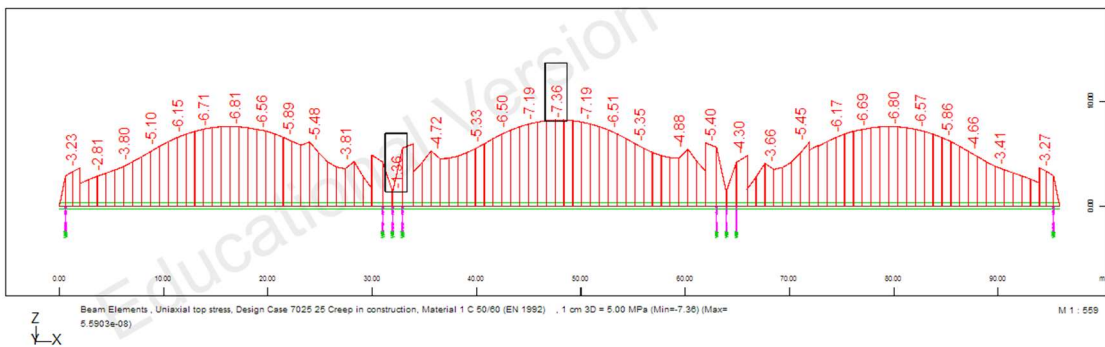
Σχήμα 4.140 Αξονική δύναμη (Nx)



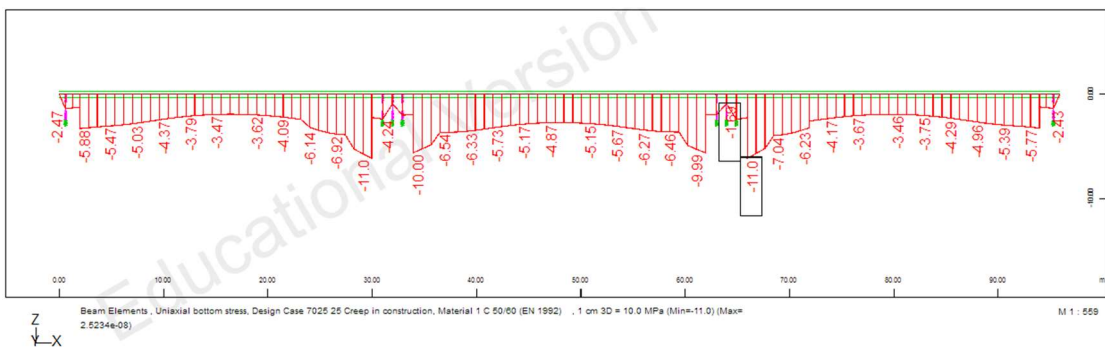
Σχήμα 4.141 Αξονική δύναμη (Nx)



Σχήμα 4.142 Ροπές κάμψης (My)

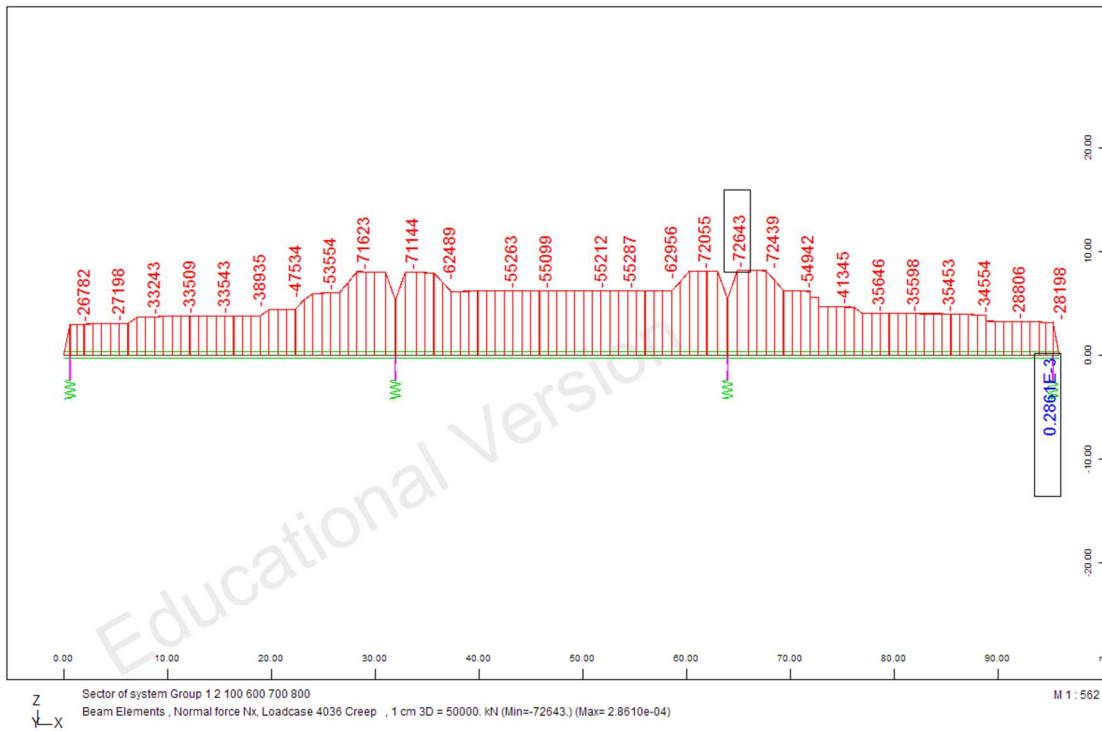


Σχήμα 4.143 Τάσεις άνω ίνας

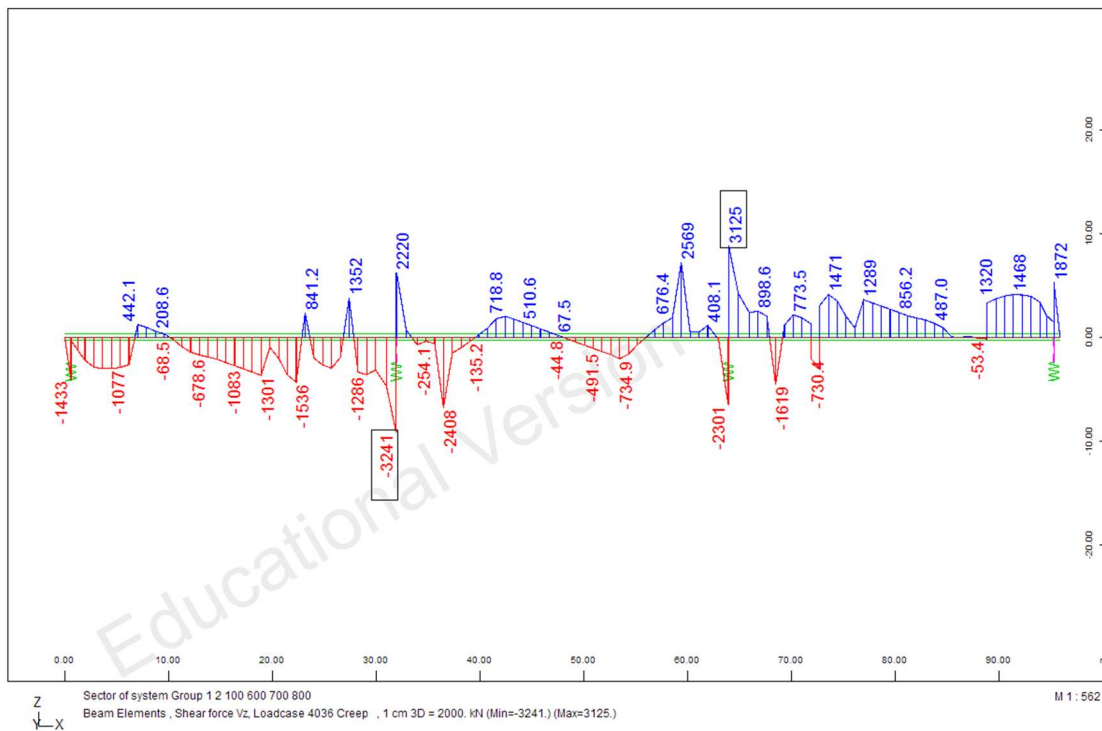


Σχήμα 4.144 Τάσεις κάτω ίνας

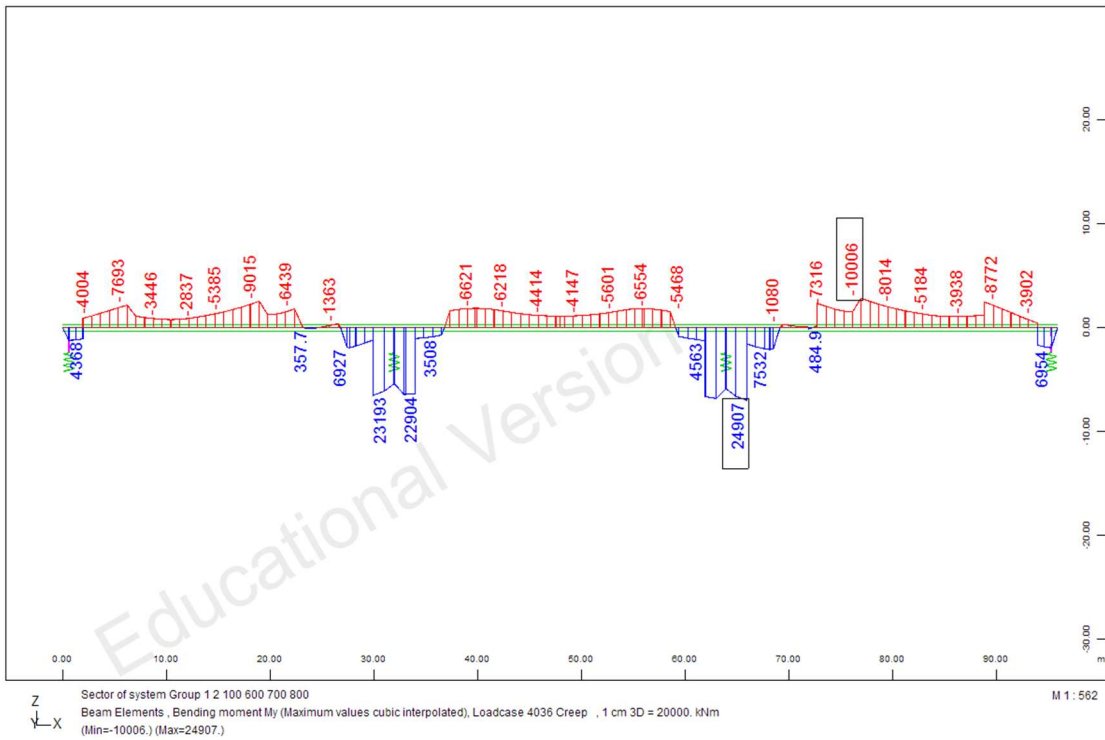
▪ Φάση 4



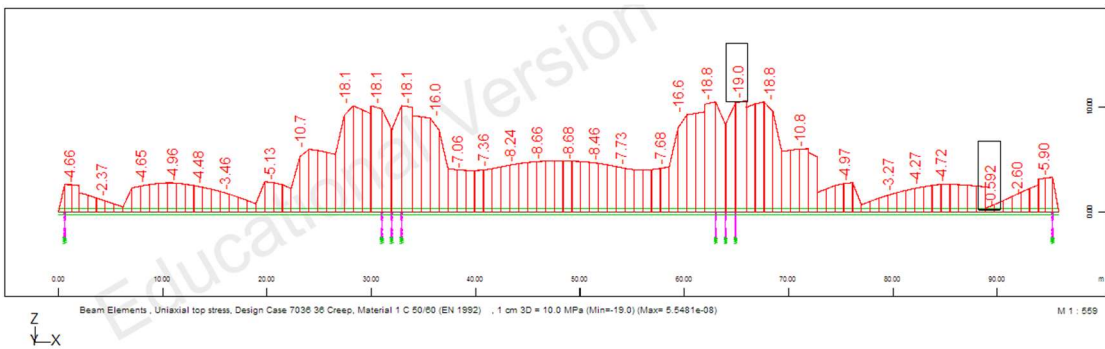
Σχήμα 4.145 Αξονική δύναμη (Nx)



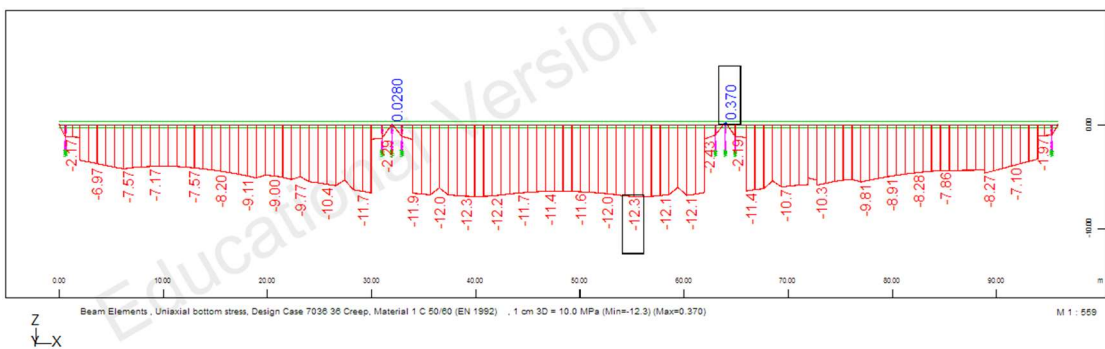
Σχήμα 4.146 Τέμνουσα δύναμη (Vz)



Σχήμα 4.147 Ροπές κάμψης (My)

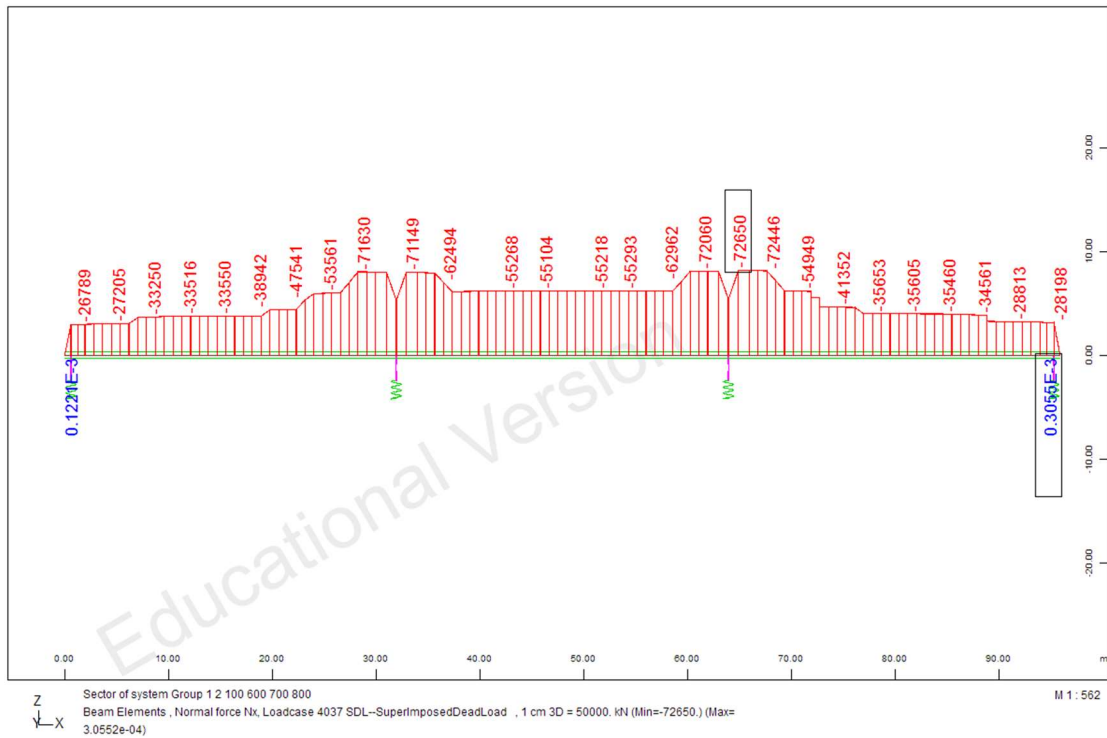


Σχήμα 4.148 Τάσεις άνω ίνας

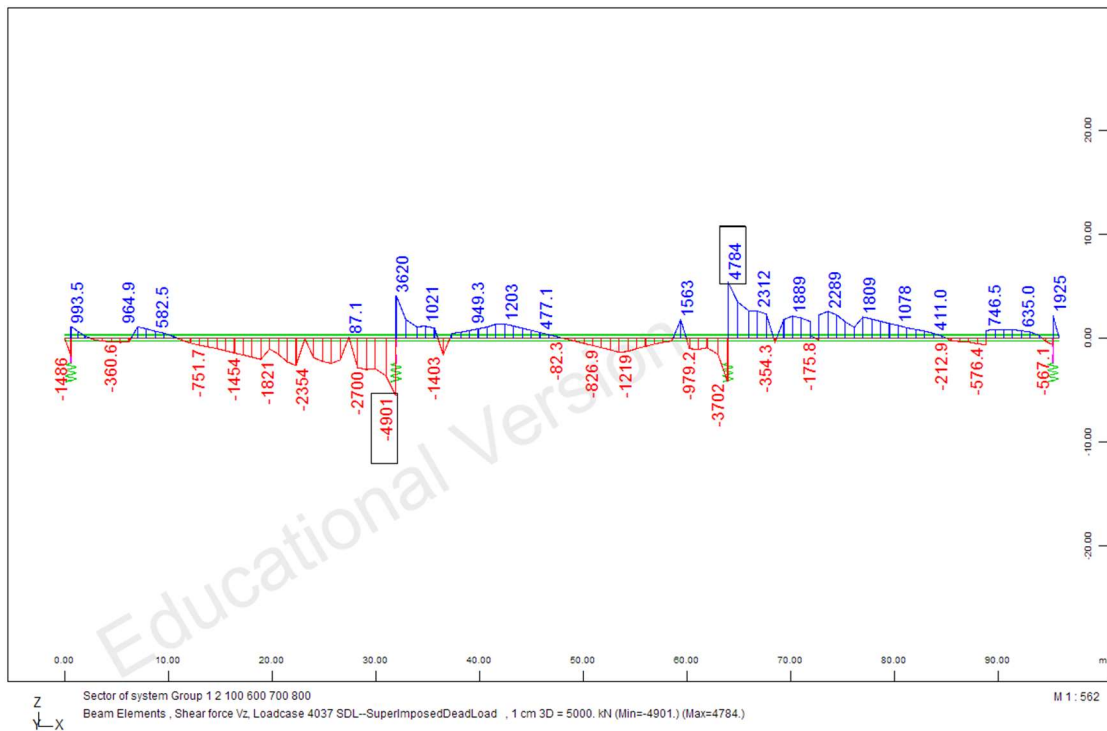


Σχήμα 4.149 Τάσεις κάτω ίνας

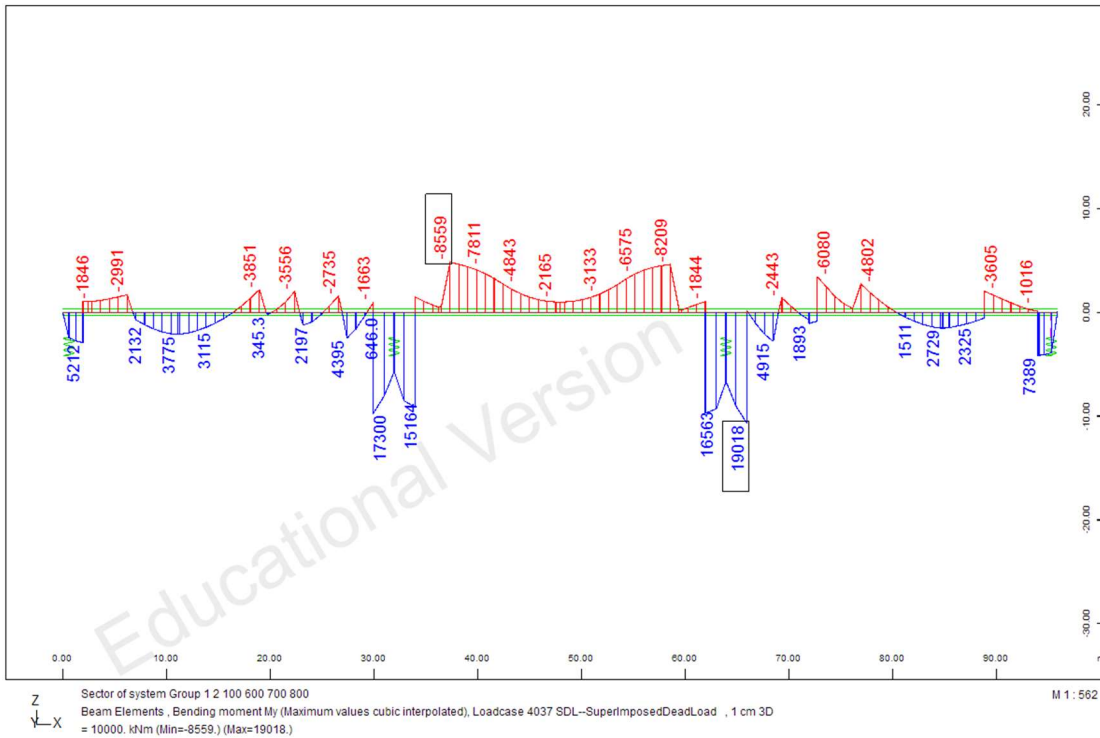
▪ Φάση 5



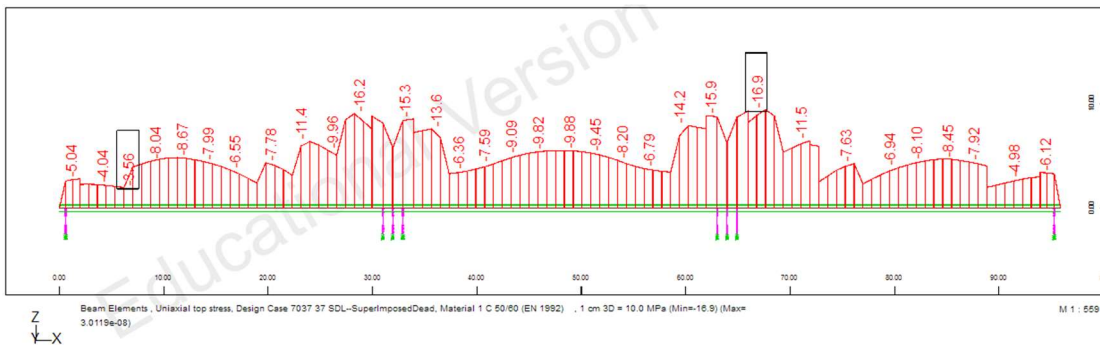
Σχήμα 4.150 Αξονική δύναμη (Nx)



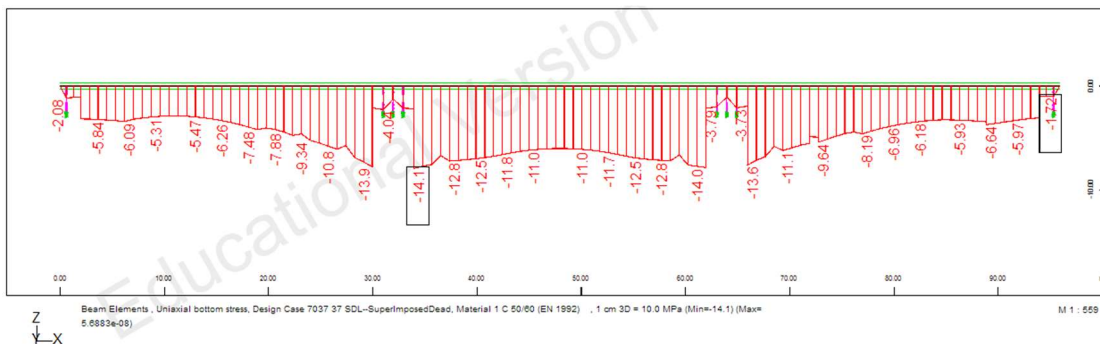
Σχήμα 4.151 Τεμνουσα δύναμη (Vz)



Σχήμα 4.152 Ροπή κάμψης (My)

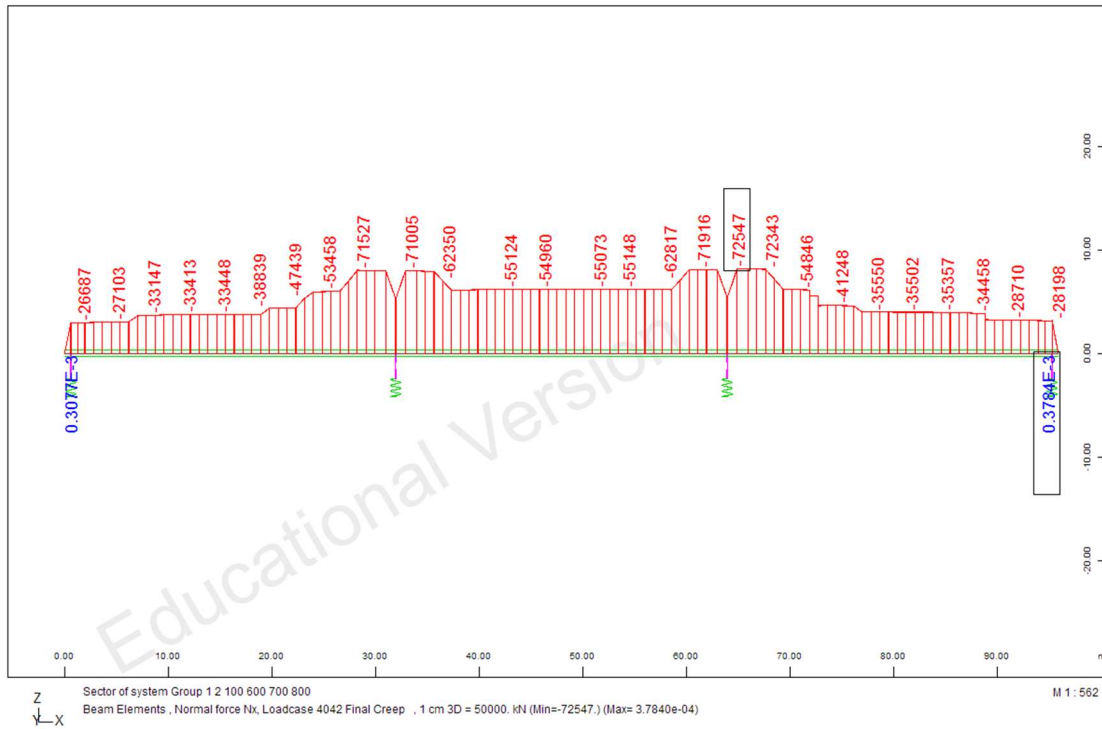


Σχήμα 4.153 Τάσεις άνω ίνας

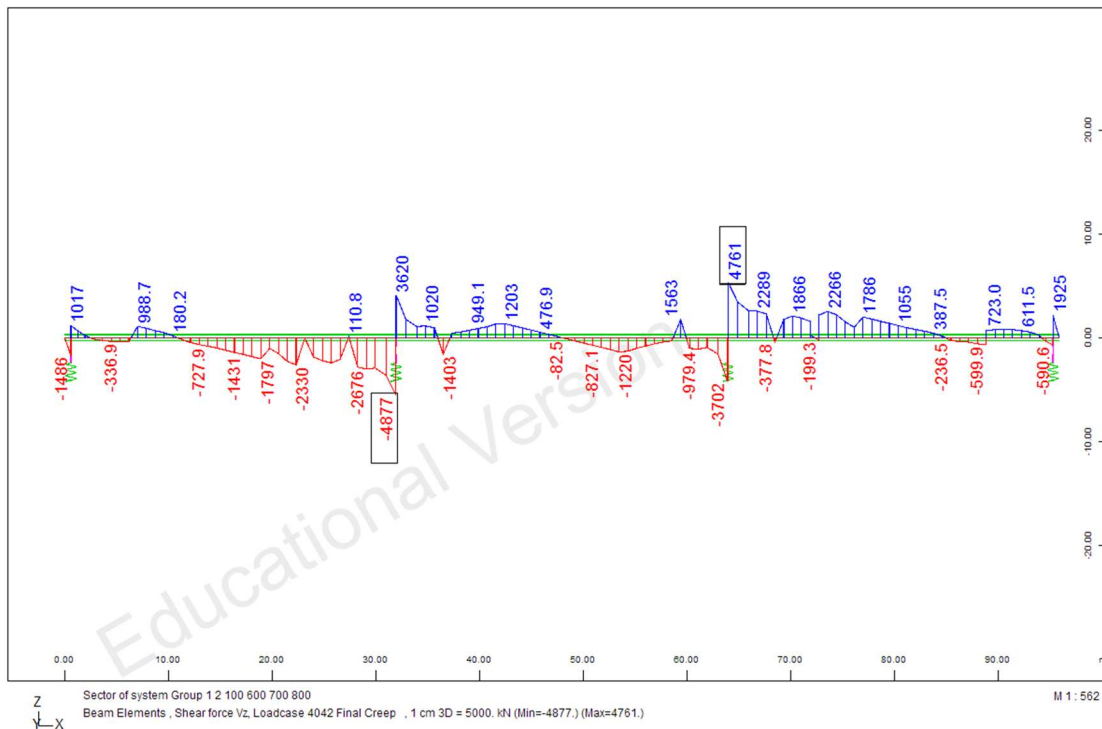


Σχήμα 4.154 Τάσεις κάτω ίνας

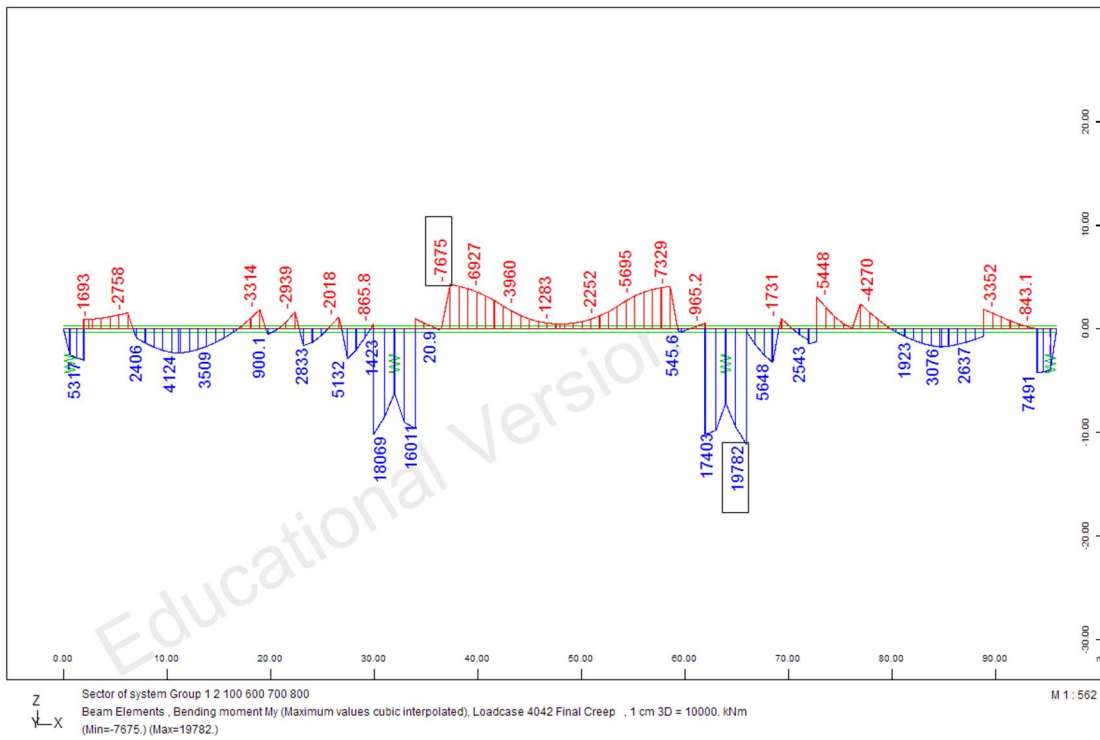
▪ Φάση 6



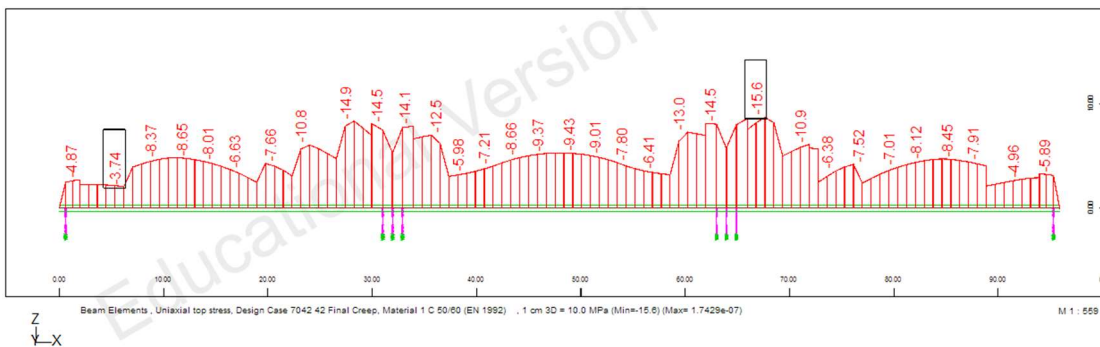
Σχήμα 4.155 Αξονική δύναμη (Nx)



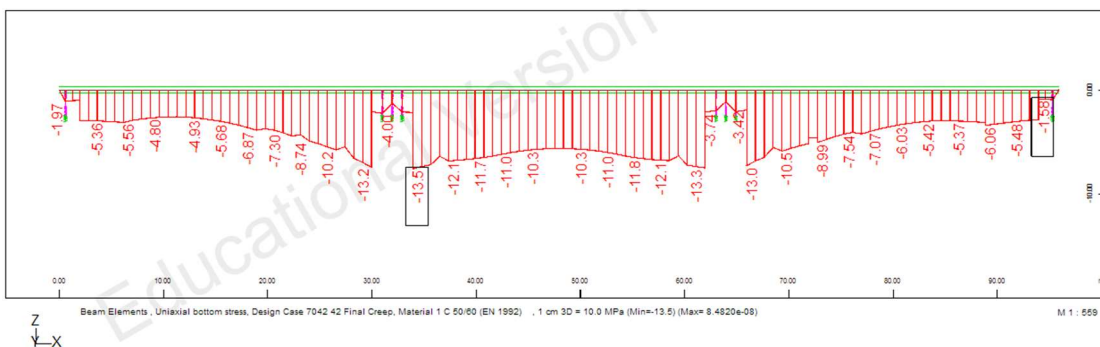
Σχήμα 4.156 Τέμνουσα δύναμη (Vz)



Σχήμα 4.157 Ροπές κάμψης (My)



Σχήμα 4.158 Τάσεις άνω ίνας



Σχήμα 4.159 Τάσεις κάτω ίνας

Παρατηρήσεις

Η κρίσιμη τάση που αναπτύσσεται στον φορέα κατά την ανέγερση είναι:

$$\sigma_{crit}=19.00 \text{ MPa}$$

Η τάση αυτή εμφανίζεται στην τέταρτη φάση της ανέγερσης (όταν δηλαδή γίνεται η τάνυση των άνω τενόντων του συνεχούς φορέα) στην άνω ίνα της διατομής.

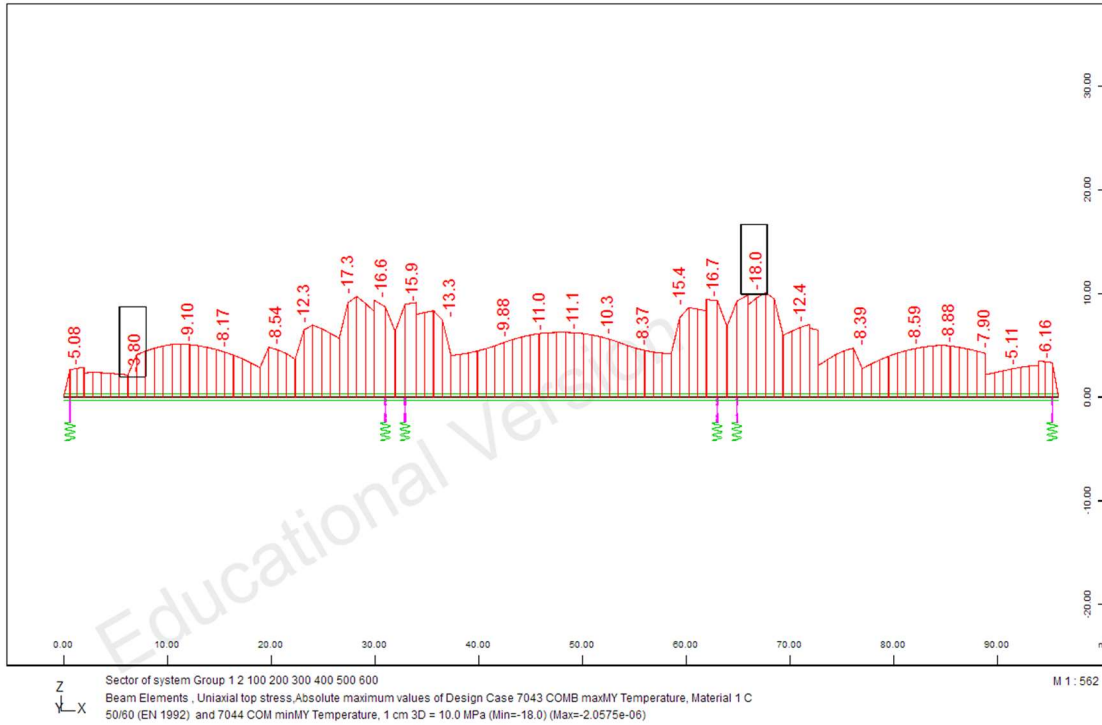
Επιπλέον στον φορέα δεν αναπτύσσεται εφελκυσμός σε κανένα στάδιο.

4.4.5 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

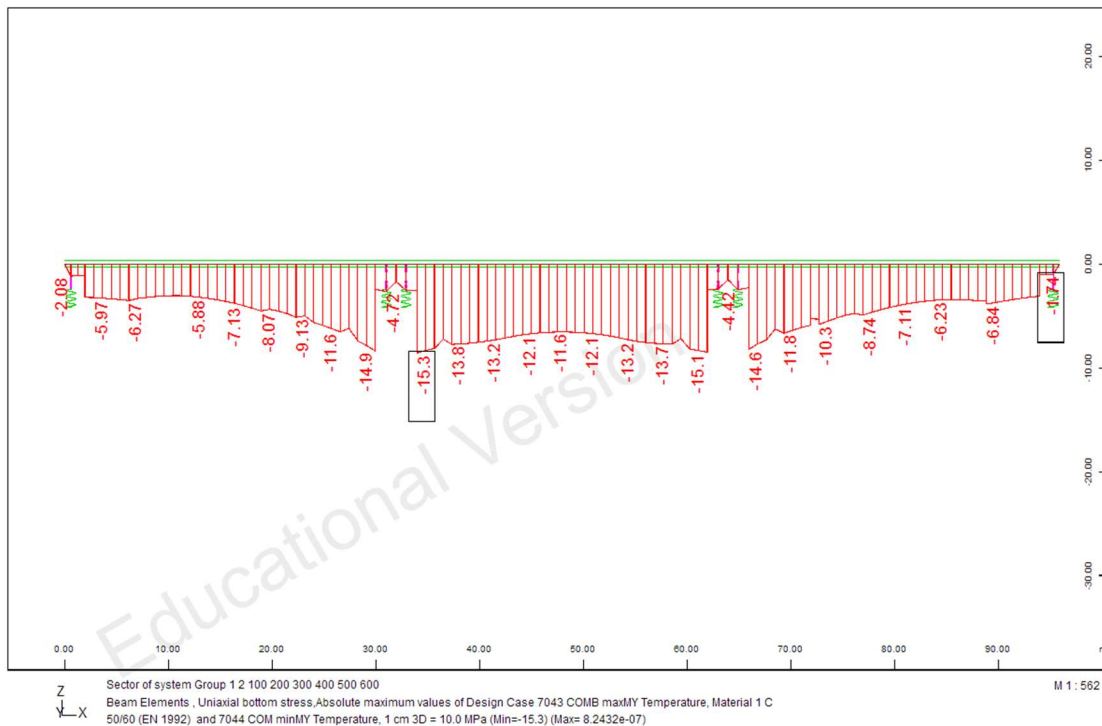
A) ΤΑΣΕΙΣ

- Οριονεί μόνιμος συνδυασμός

(t=0)

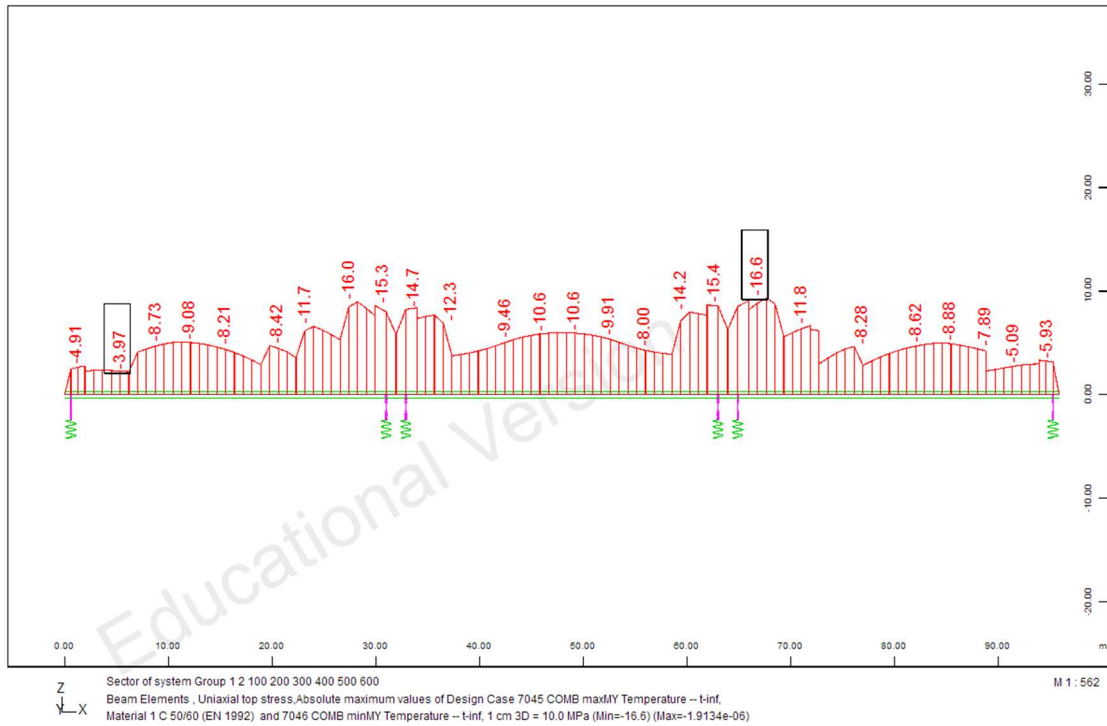


Σχήμα 4.160 Τάσεις άνω ίνας (t=0)

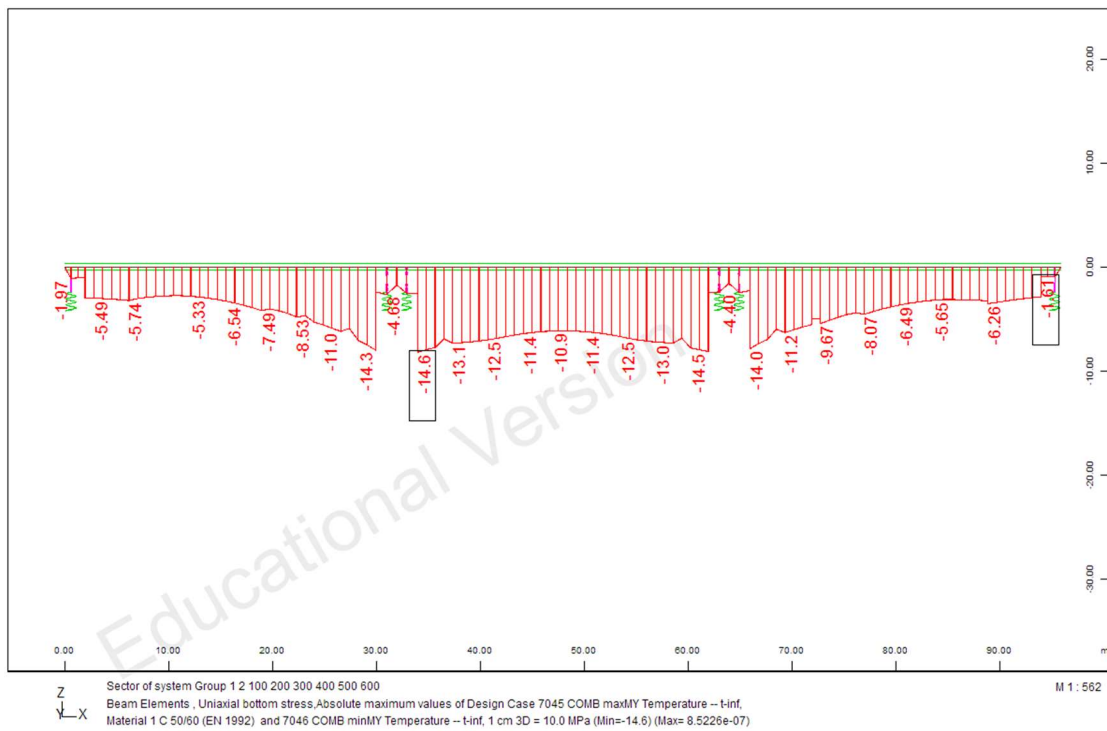


Σχήμα 4.161 Τάσεις κάτω ίνας (t=0)

($t=\infty$)



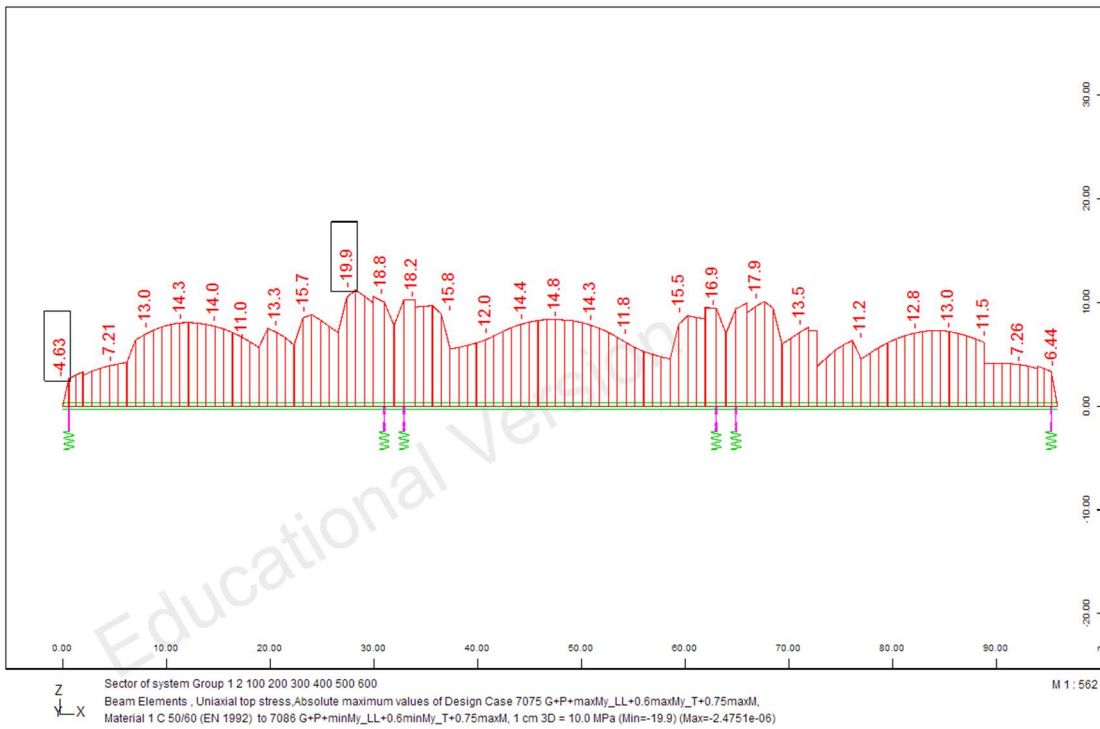
Σχήμα 4.162 Τάσεις άνω ίνας ($t=\infty$)



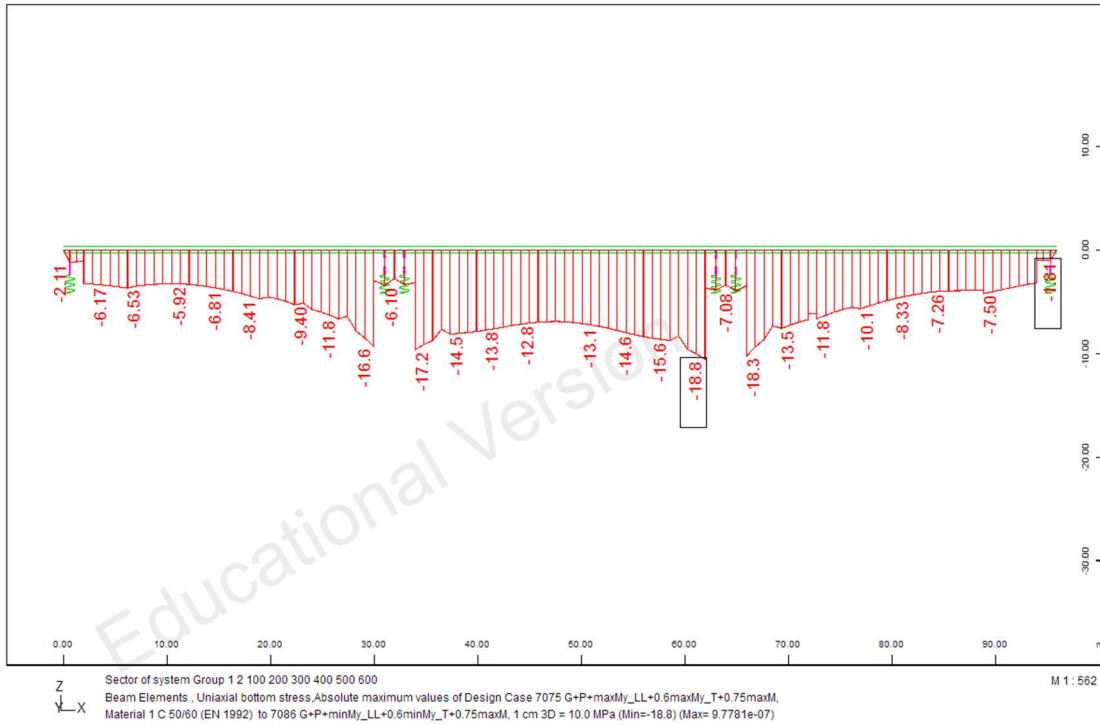
Σχήμα 4.163 Τάσεις κάτω ίνας ($t=\infty$)

■ Χαρακτηριστικός συνδυασμός

($t=0$)

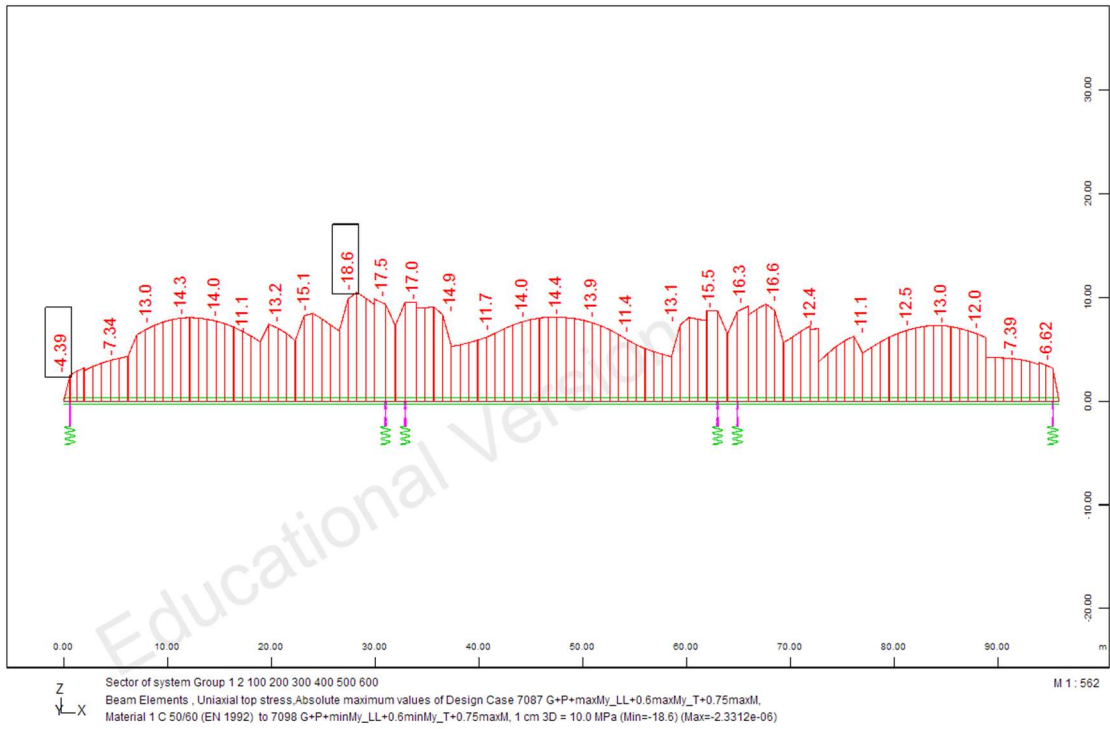


Σχήμα 4.164 Τάσεις άνω ίνας ($t=0$)

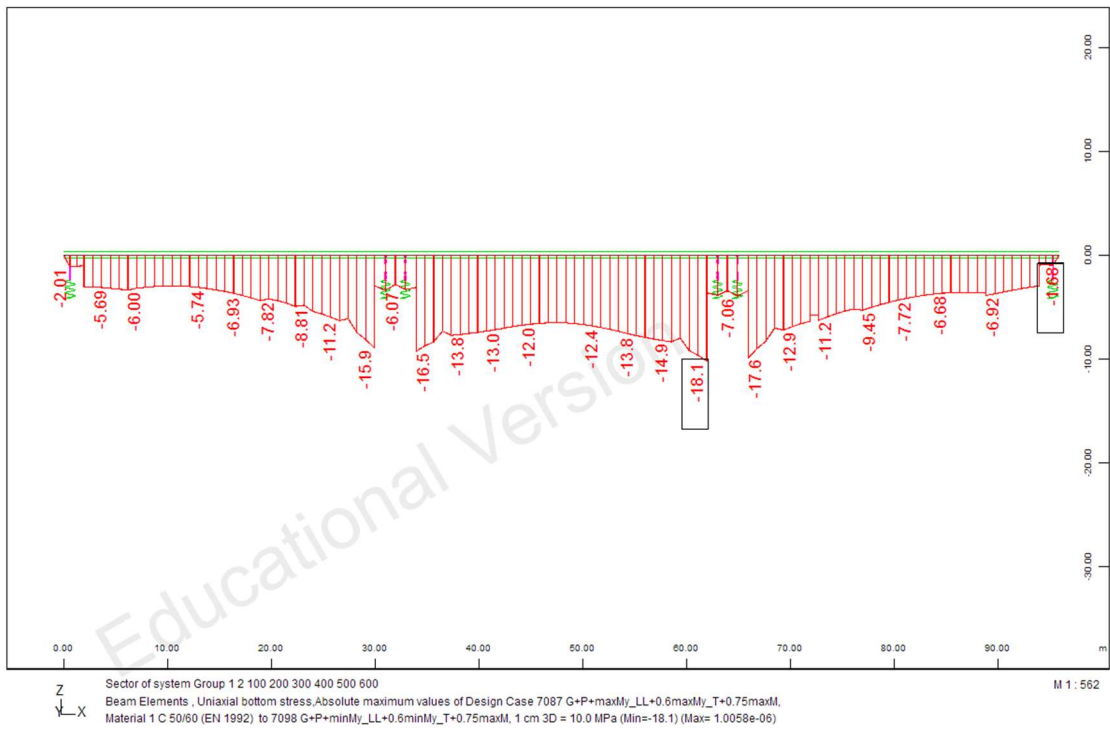


Σχήμα 4.165 Τάσεις κάτω ίνας ($t=0$)

($t=\infty$)



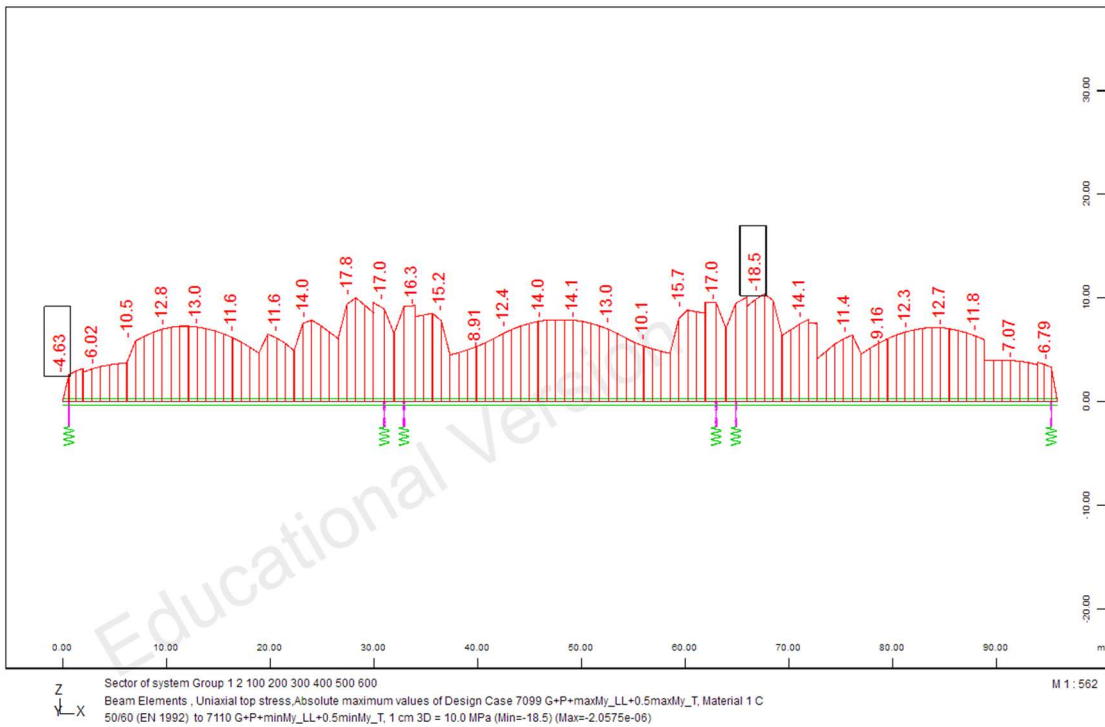
Σχήμα 4.166 Τάσεις άνω ίνας ($t=\infty$)



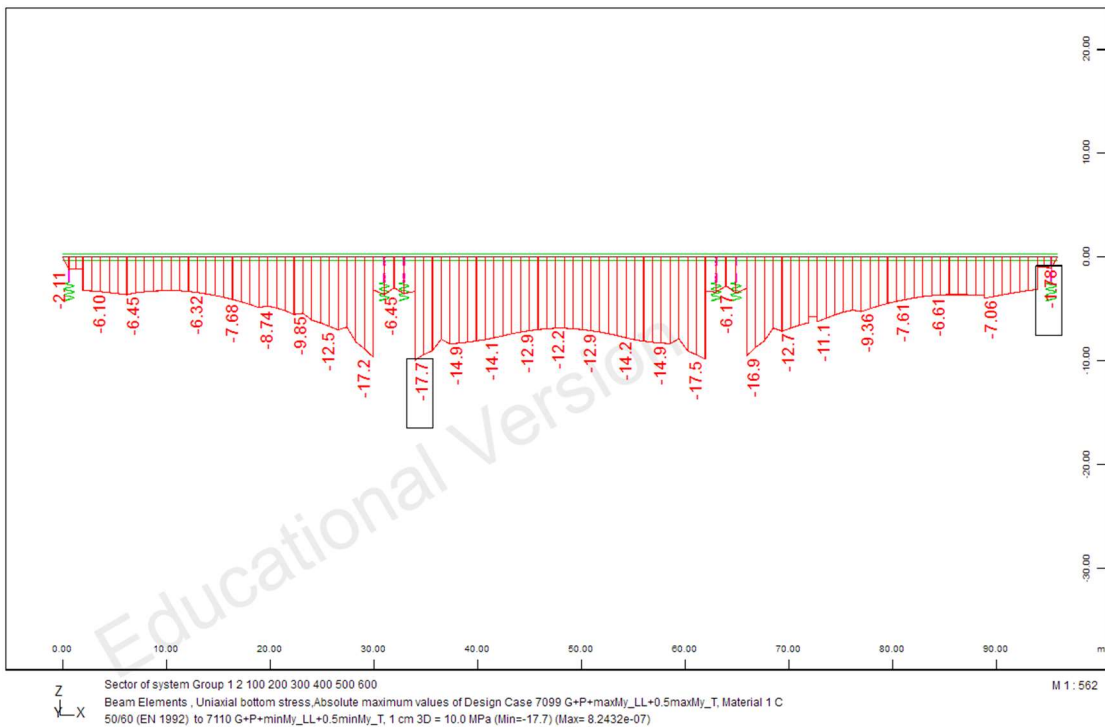
Σχήμα 4.167 Τάσεις κάτω ίνας ($t=\infty$)

▪ Συχνός συνδυασμός

(t=0)

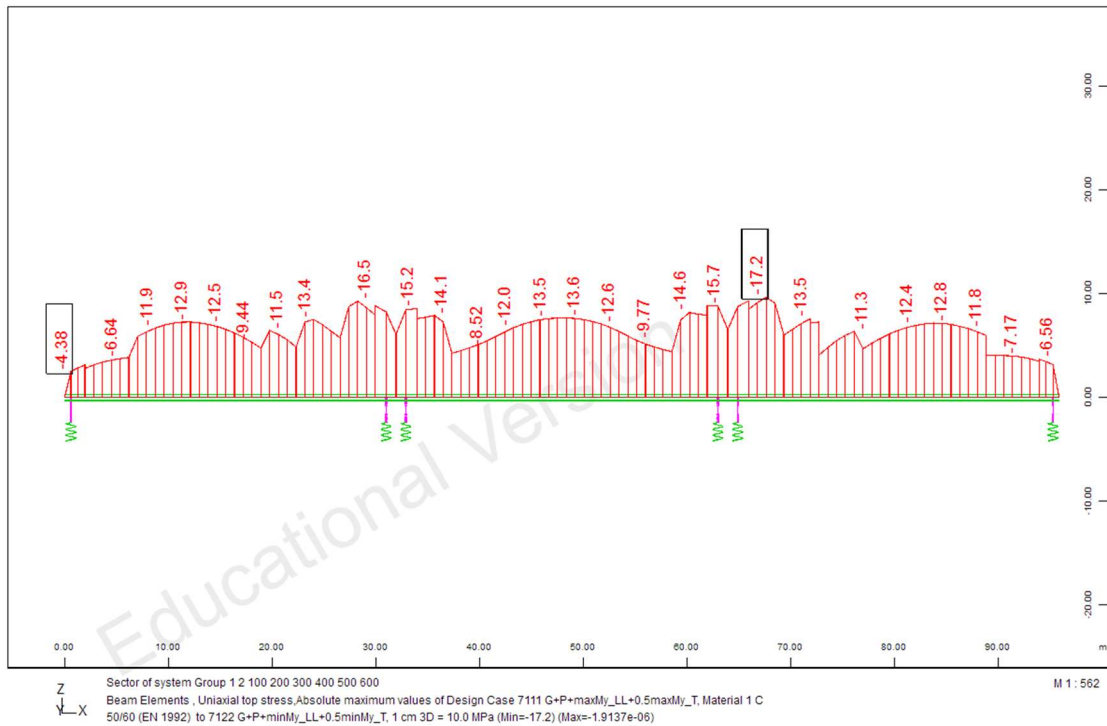


Σχήμα 4.168 Τάσεις άνω ίνας (t=0)

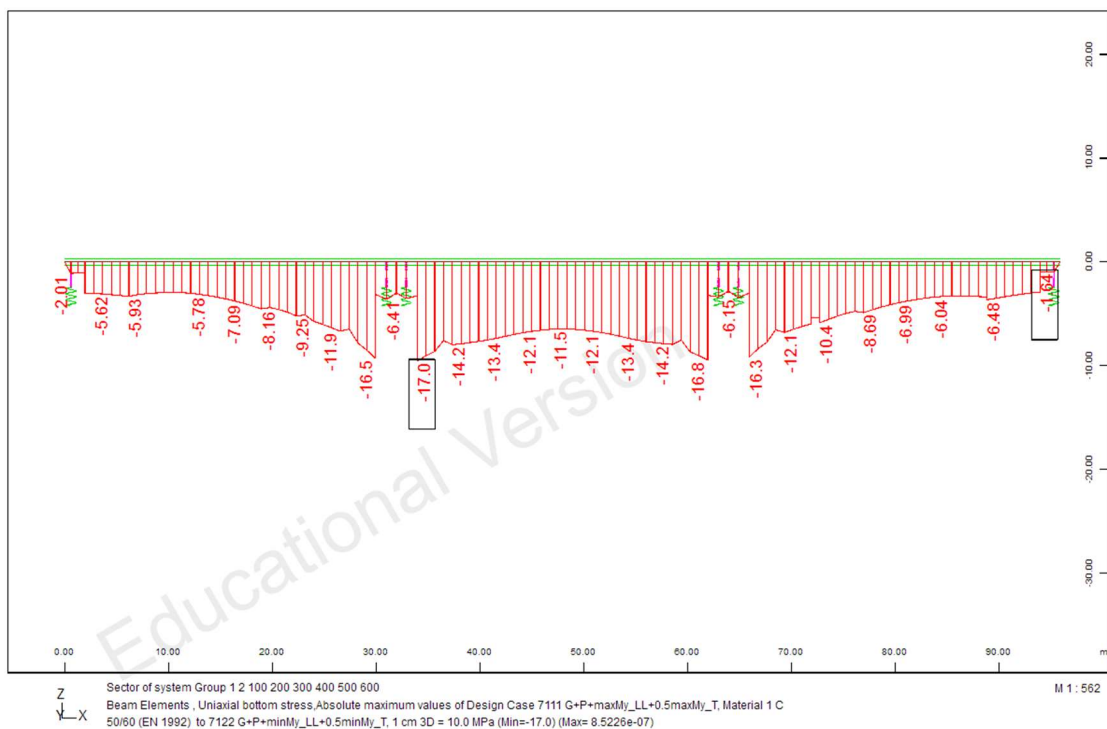


Σχήμα 4.169 Τάσεις κάτω ίνας (t=0)

($t=\infty$)



Σχήμα 4.170 Τάσεις άνω ίνας ($t=\infty$)



Σχήμα 4.171 Τάσεις κάτω ίνας ($t=\infty$)

Στους πίνακες που ακολουθούν δίνονται συγκεντρωτικά οι μέγιστες τάσεις στο φορέα για τον οιονεί μόνιμο και τον χαρακτηριστικό συνδυασμό της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας:

ΘΕΣΗ	ΜΕΓΙΣΤΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ [MPa]	ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ [MPa]
άνω ίνα (t=0)	-18.00	$0.45f_{ck} = -22.50$
κάτω ίνα (t=0)	-15.30	
άνω ίνα (t=∞)	-16.60	
κάτω ίνα (t=∞)	-14.60	

Πίνακας 4.7 Μέγιστες τάσεις υπό τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό δράσεων

ΘΕΣΗ	ΜΕΓΙΣΤΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ (MPa)	ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗ (MPa)
άνω ίνα (t=0)	-19.90	$0.60f_{ck} = -30.00$
κάτω ίνα (t=0)	-18.80	
άνω ίνα (t=∞)	-18.60	
κάτω ίνα (t=∞)	-18.10	

Πίνακας 4.8 Μέγιστες τάσεις υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων

Υπό τον οιονεί μόνιμο συνδυασμό δράσεων η μέγιστη θλιπτική τάση στο σκυρόδεμα έχει τιμή:

$$\sigma_{max} = -18.00 \text{ MPa} < 0.45f_{ck} = 0.45 \cdot 50 = 22.50 \text{ MPa}$$

άρα ο έλεγχος τάσεων ικανοποιείται για τη συγκεκριμένη περίπτωση.

Υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων η μέγιστη θλιπτική τάση στο σκυρόδεμα είναι:

$$\sigma_{max} = -19.90 \text{ MPa} < 0.60f_{ck} = 0.60 \cdot 50 = 30.00 \text{ MPa}$$

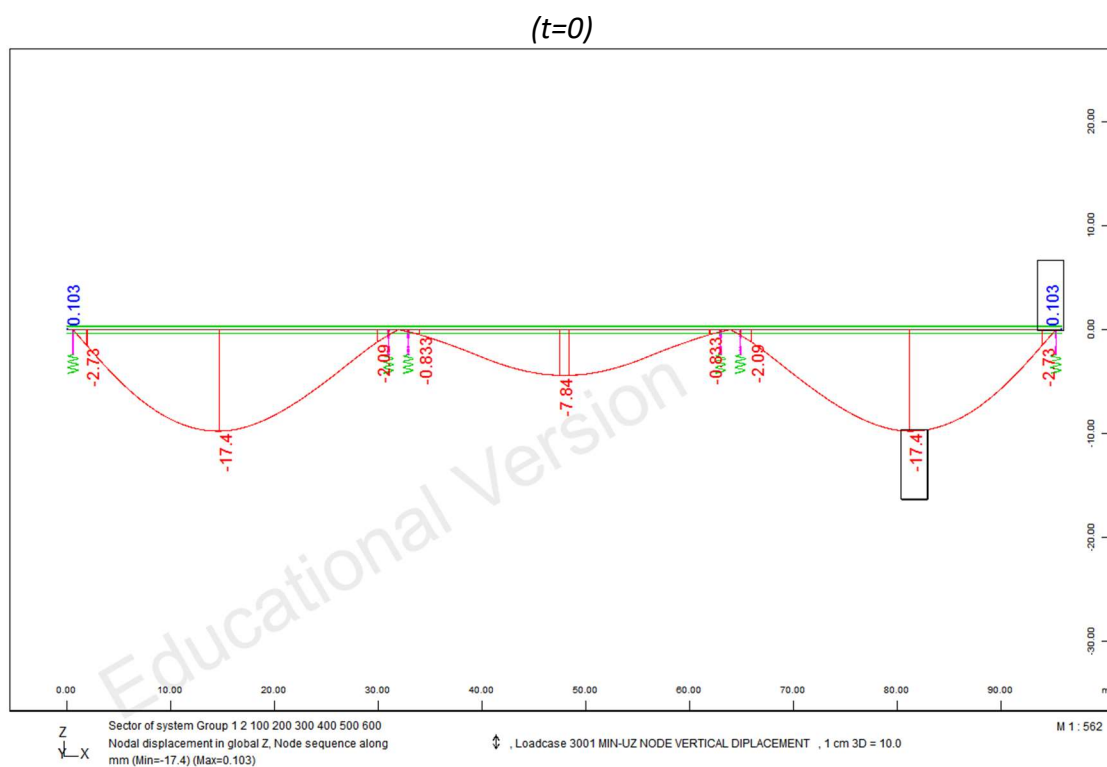
άρα ο έλεγχος των τάσεων ικανοποιείται και για τη συγκεκριμένη περίπτωση.

B) ΡΗΓΜΑΤΩΣΗ

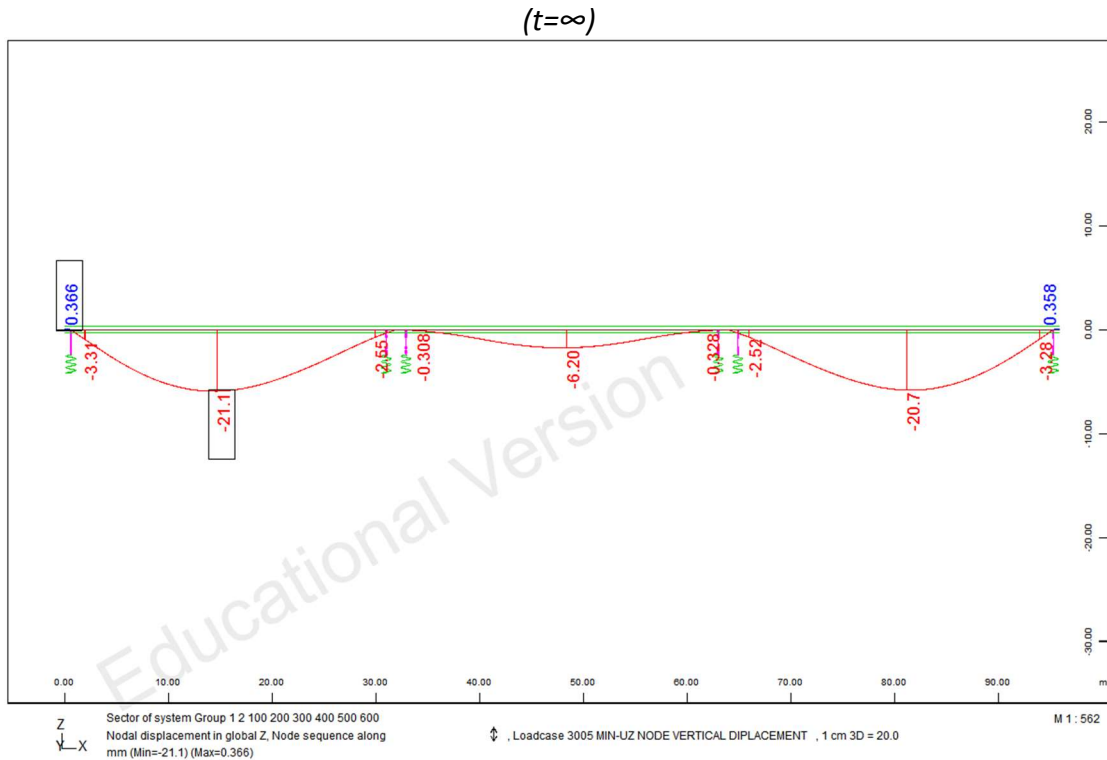
Στον φορέα δεν αναπτύσσονται, για κανέναν από τους παραπάνω συνδυασμούς δράσεων, εφελκυστικές τάσεις, άρα ικανοποιείται ο έλεγχος εύρους ρωγμών.

Γ) ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ

Οι κατακόρυφες παραμορφώσεις υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων είναι:



Σχήμα 4.172 Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων (t=0)



Σχήμα 4.173 Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων (t=∞)

	ΜΕΓΙΣΤΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ [mm]	ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ [mm]
t=0	17.40	$L/600 = 32000/600 = 53.33$
t=∞	21.10	

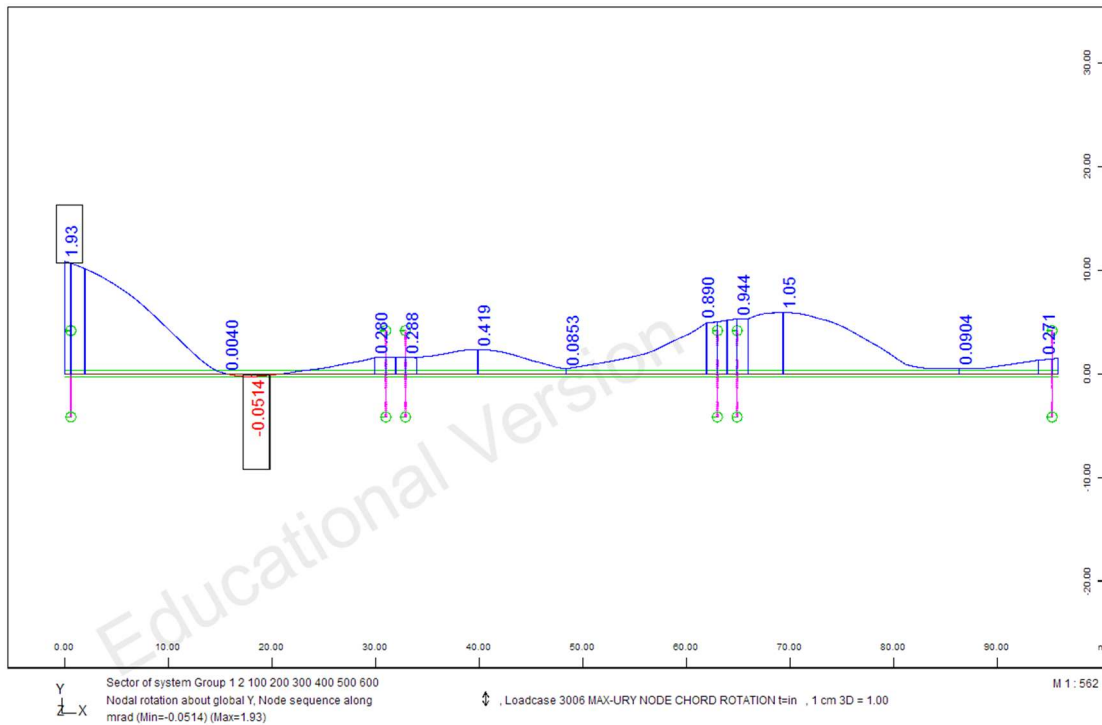
Πίνακας 4.9 Μέγιστες κατακόρυφες παραμορφώσεις υπό τον χαρακτηριστικό συνδυασμό δράσεων

Η μέγιστη κατακόρυφη παραμόρφωση έχει τιμή:

$$\delta_{max} = 21.10 \text{ mm} < L/600 = 53.33 \text{ mm}$$

άρα ικανοποιείται ο έλεγχος των κατακόρυφων μετακινήσεων του καταστρώματος.

Οι μέγιστες στροφές του καταστρώματος παρουσιάζονται παρακάτω:



Σχήμα 4.174 Μέγιστες στροφές καταστρώματος

ΘΕΣΗ	θ [mrad]	$\theta_{max,επιτρεπόμενη}$ [mrad]
Ακραία στήριξη	1.92	2.00

Πίνακας 4.10 Μέγιστη στροφή καταστρώματος

Η μέγιστη στροφή του καταστρώματος στην ακραία στήριξη είναι:

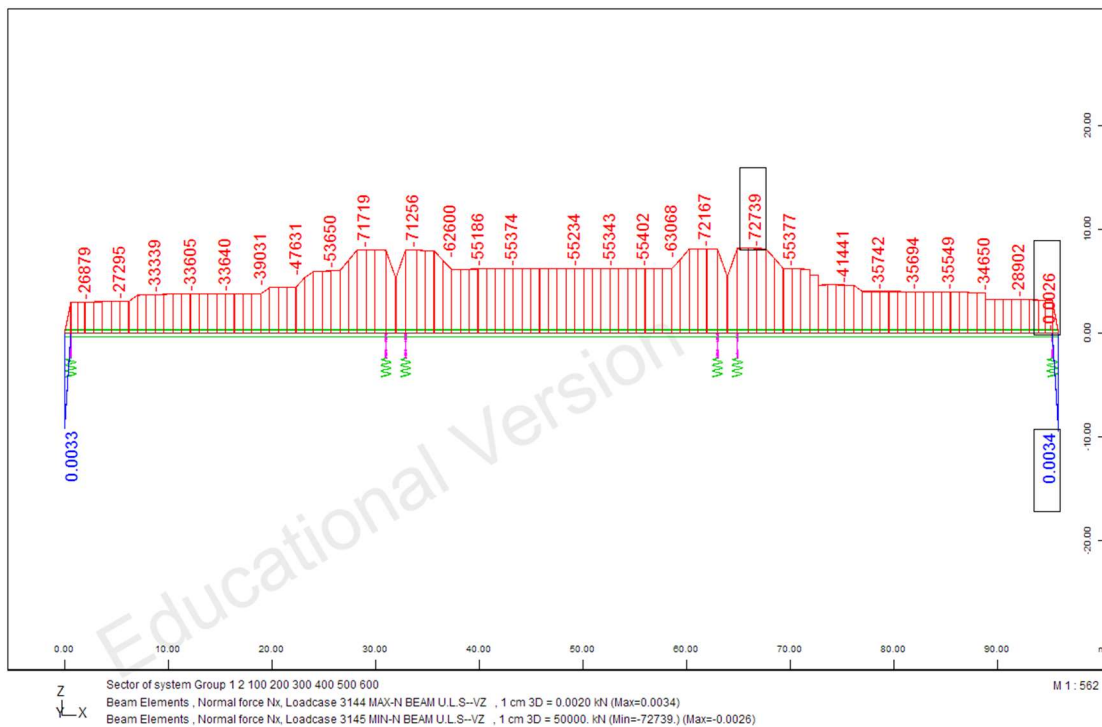
$$\theta_{max} = 1.92 \text{ mrad} < \theta_{max,επιτρεπόμενη} = 2 \text{ mrad}$$

επομένως δεν υπερβαίνεται το επιτρεπόμενο όριο.

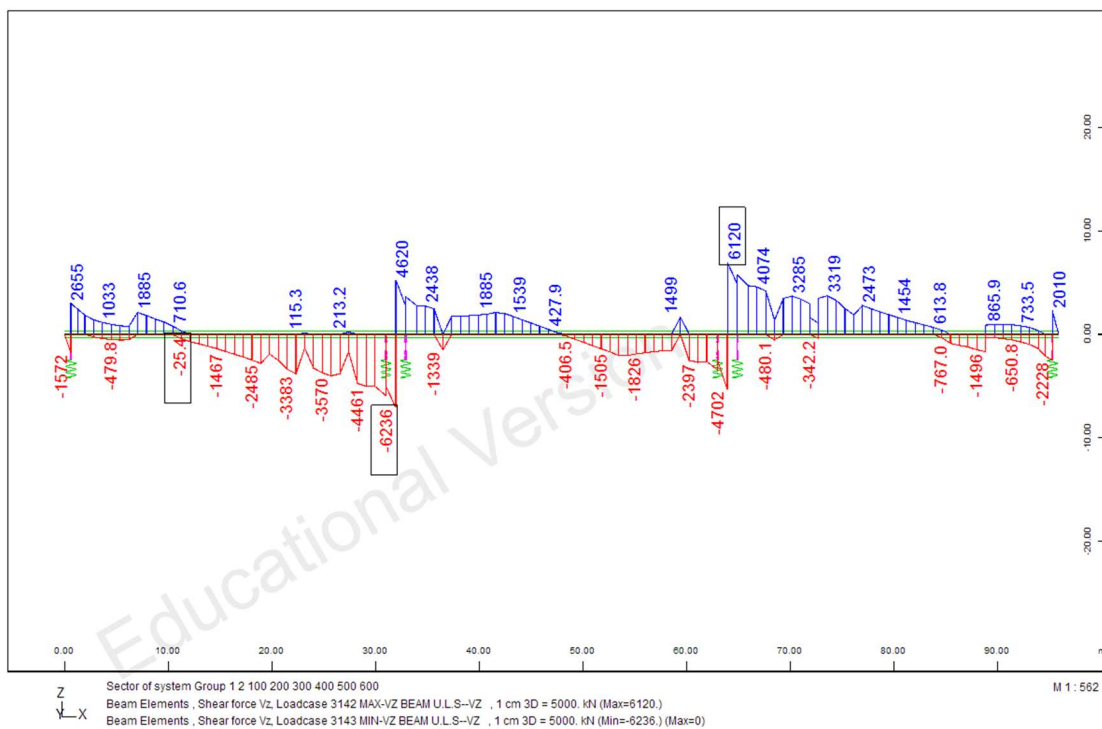
Στις σιδηροδρομικές γέφυρες, ωστόσο, δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στο θέμα της αλληλεπίδρασης του φορέα του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής και στα όρια των μετακινήσεων που τίθενται από τους διάφορους κανονισμούς, προκειμένου να μην απειλείται η ομαλή κίνηση του συρμού και να μην υπάρχει κίνδυνος αστοχίας των σιδηροτροχιών. Το φαινόμενο αυτό μελετάται πιο διεξοδικά στο έκτο κεφάλαιο, όπου πραγματοποιούνται αναλυτικότεροι έλεγχοι των παραμορφώσεων του φορέα.

4.4.6 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

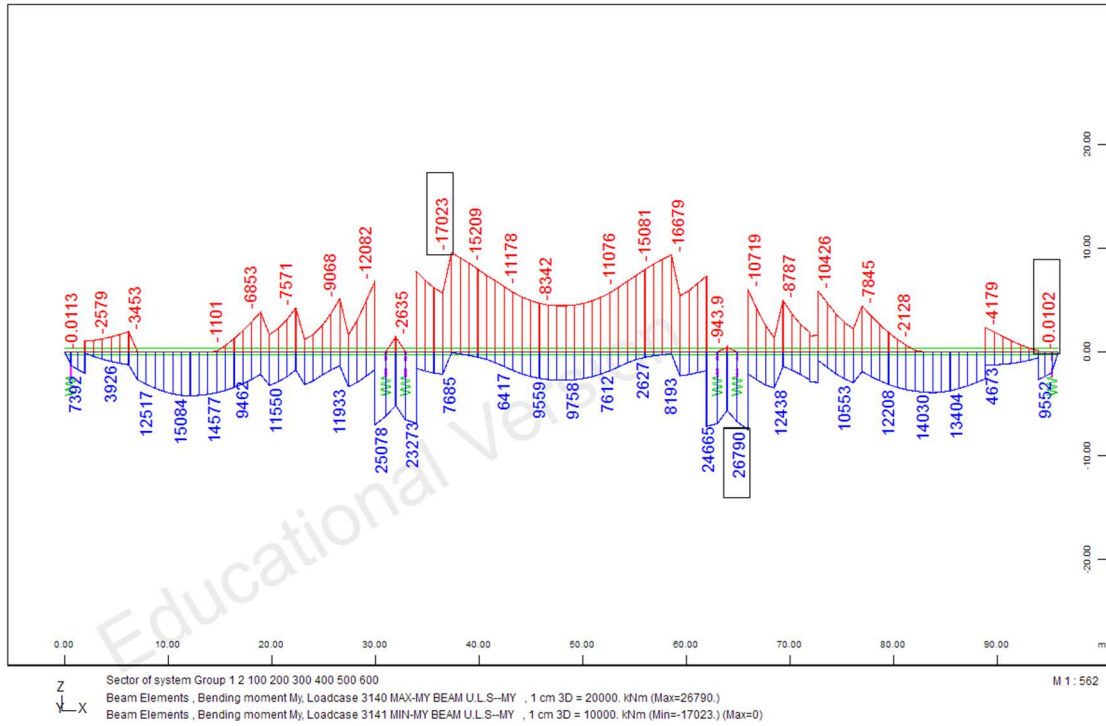
Οι περιβάλλουσες των συνδυασμών δράσεων της οριακής κατάστασης αστοχίας παρατίθενται παρακάτω:



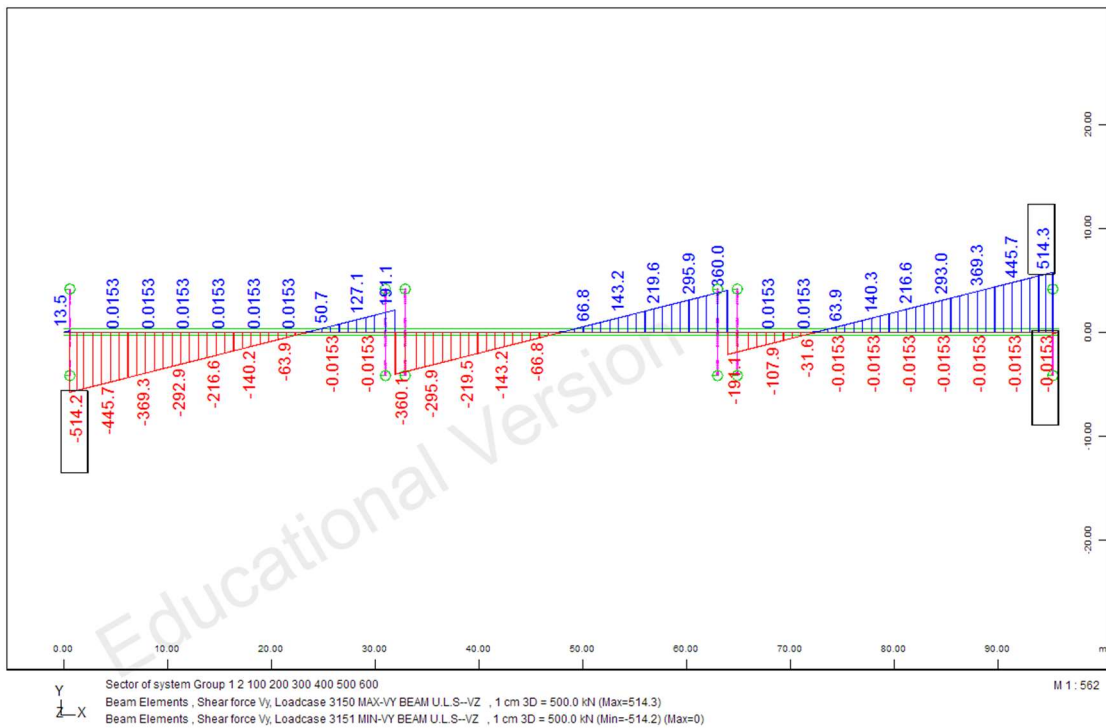
Σχήμα 4.175 Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων (Nx)



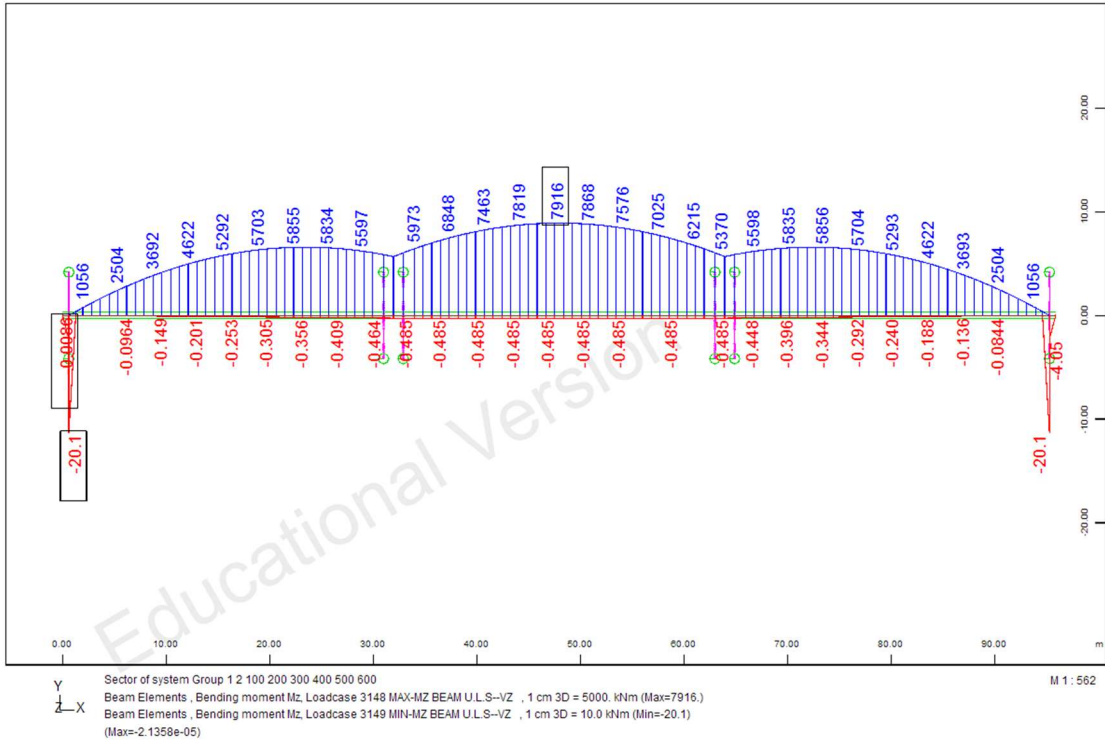
Σχήμα 4.176 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων (Vz)



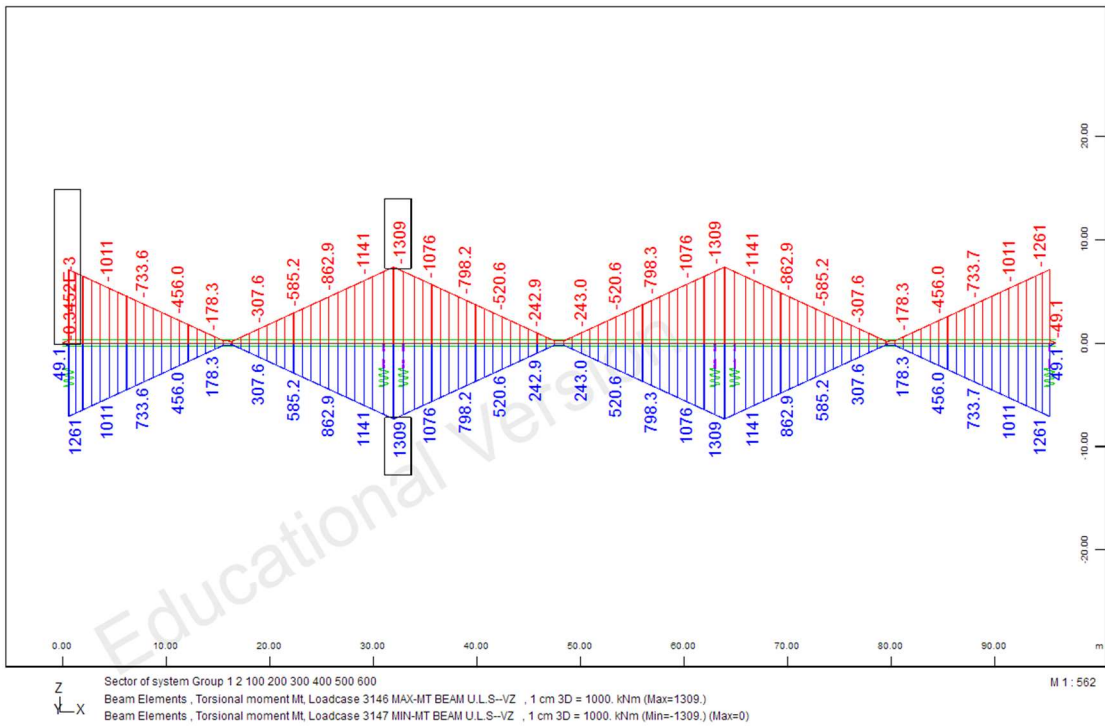
Σχήμα 4.177 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης (My)



Σχήμα 4.178 Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων (Vy)



Σχήμα 4.179 Περιβάλλουσα ροπών κάμψης (Mz)



Σχήμα 4.180 Περιβάλλουσα ροπών στρέψης (Mt)

Πραγματοποιήθηκε ο έλεγχος των διατομών σε κάμψη χωρίς να ληφθεί υπόψη διαμήκης χαλαρός οπλισμός, αλλά μόνο οι τένοντες προέντασης.

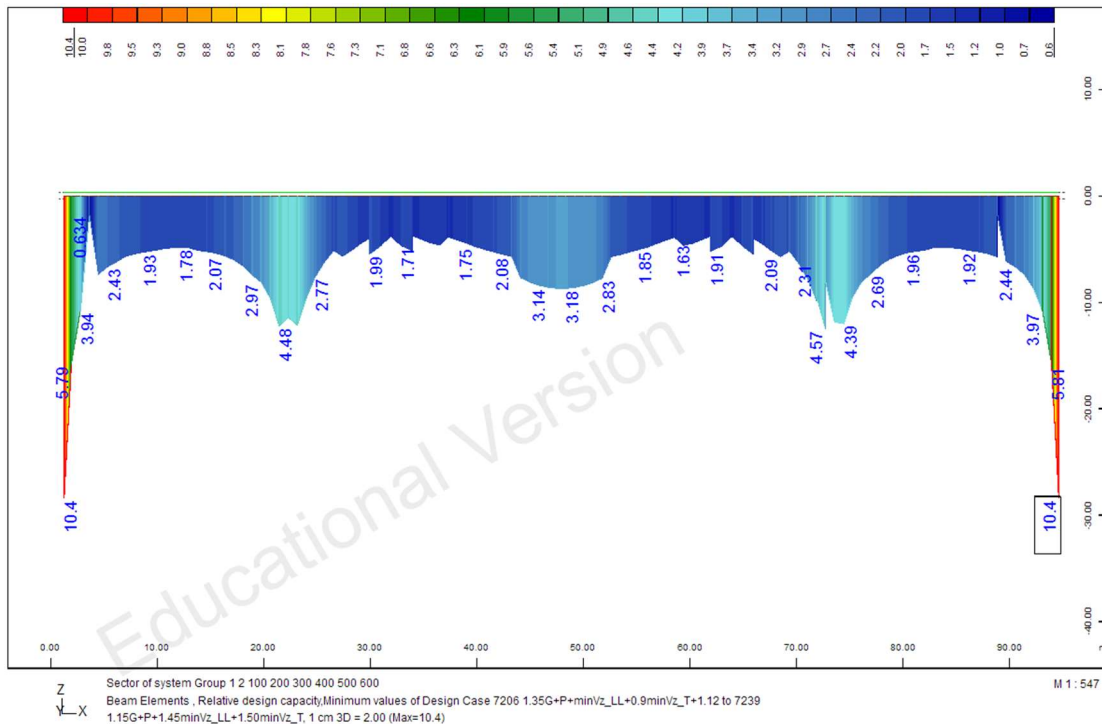
Πρόέκυψε ότι για όλους τους συνδυασμούς δράσεων της Ο.Κ.Α. ισχύει:

$$M_u > M_d$$

M_u : η αντοχή της διατομής σε κάμψη

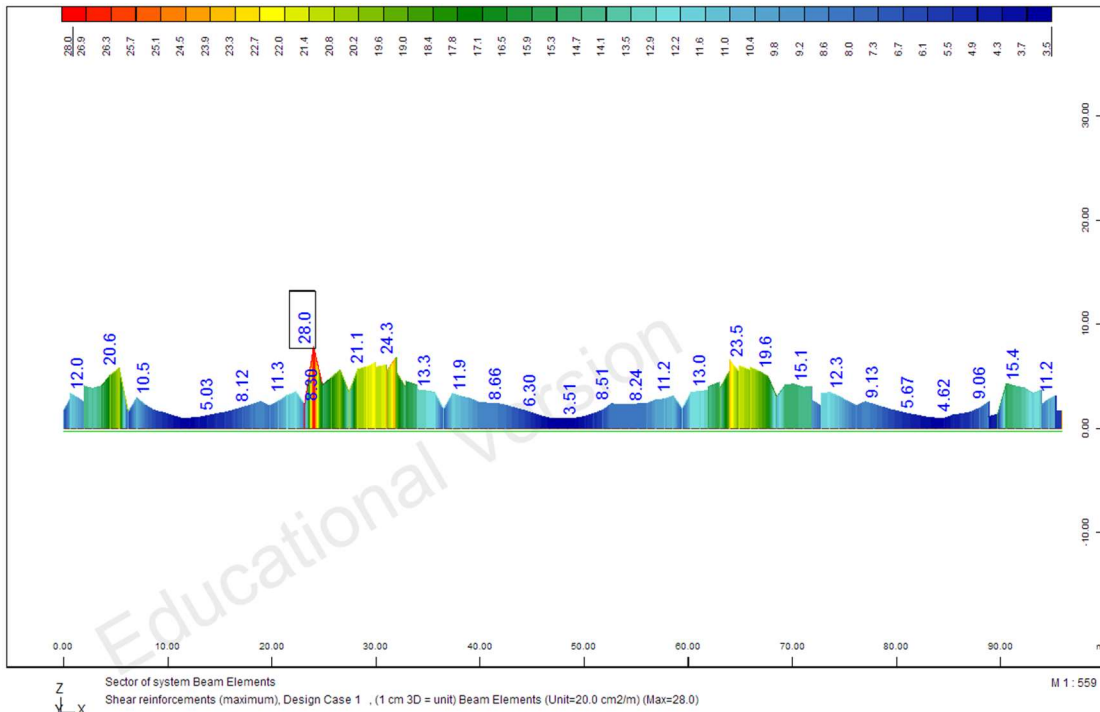
M_d : ροπή σχεδιασμού

Στο επόμενο σχήμα παρουσιάζεται ο ελάχιστος λόγος αντοχής της διατομής προς την αντίστοιχη ροπή σχεδιασμού (M_u/M_d), για όλες τις διατομές κατά μήκος του φορέα:

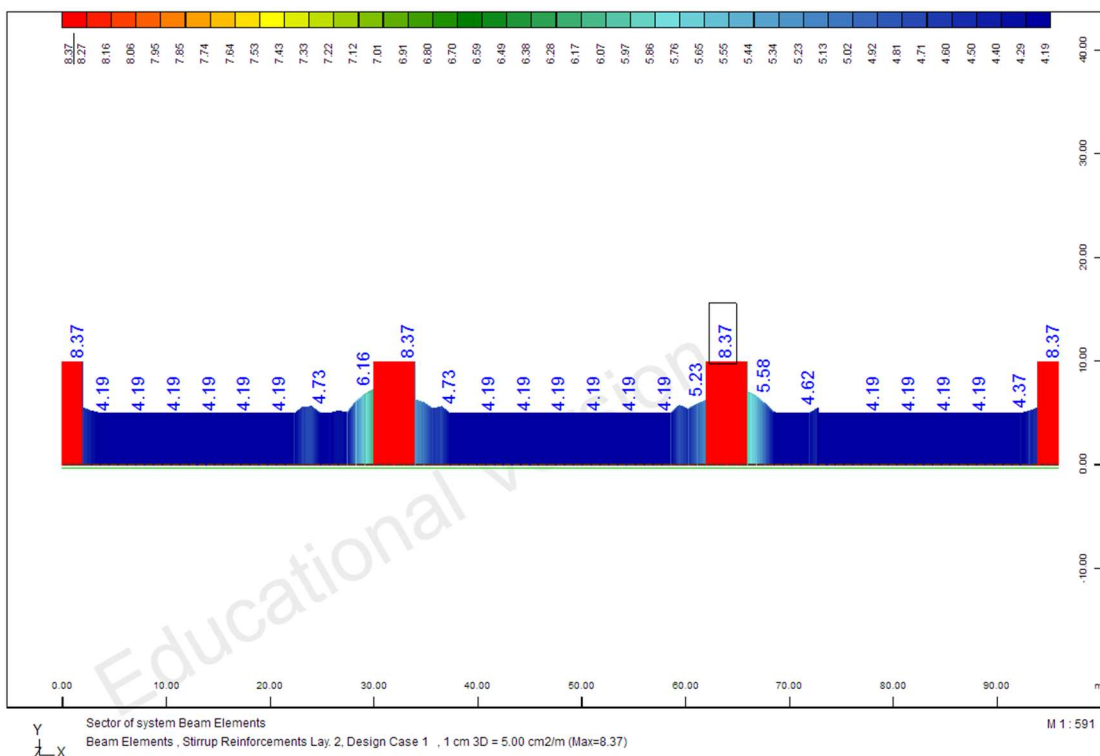


Σχήμα 4.181 Λόγος M_u/M_d

Επιπλέον, έγινε ο έλεγχος του φορέα σε τέμνουσα και υπολογίστηκε ο απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης στην κατακόρυφη και στην εγκάρσια διεύθυνση. Στα επόμενα σχήματα δίνεται το εμβαδόν συνδετήρων για κάθε κορμό (κατακόρυφοι συνδετήρες) και αυτό της πλάκας (εγκάρσιοι συνδετήρες).



Σχήμα 4.182 Κατακόρυφος οπλισμός διάτμησης ανά κορμό (cm²/m)



Σχήμα 4.183 Εγκάρσιος οπλισμός διάτμησης στην πλάκα (cm²/m)

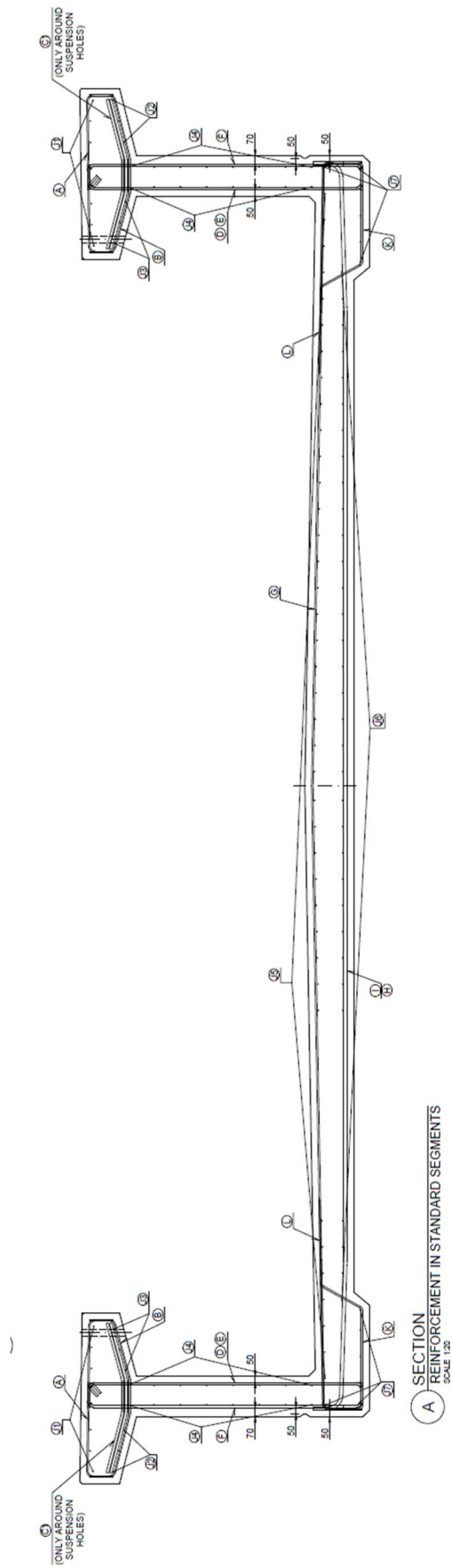
Παρατήρηση

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στην τελική ποσότητα και κατανομή του οπλισμού στα επιμέρους στοιχεία της διατομής καθώς, εκτός από την ένταση της διαμήκου διεύθυνσης του καταστρώματος (τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης, ροπές στρέψης, κ.τ.λ.), πρέπει να ληφθεί υπόψη η εγκάρσια κάμψη αυτού και η παραμόρφωση του σχήματός της διατομής.

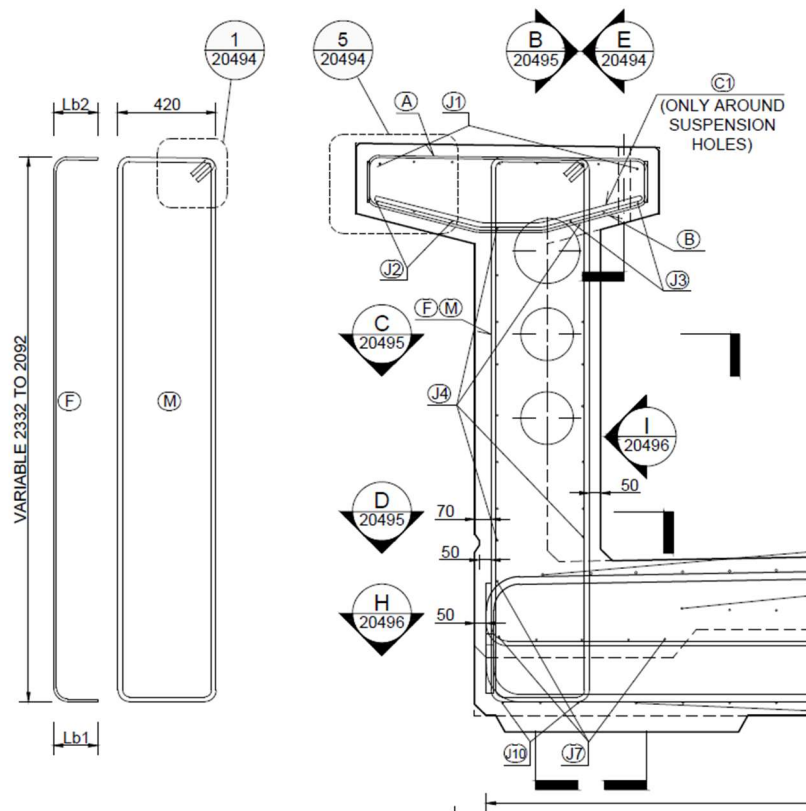
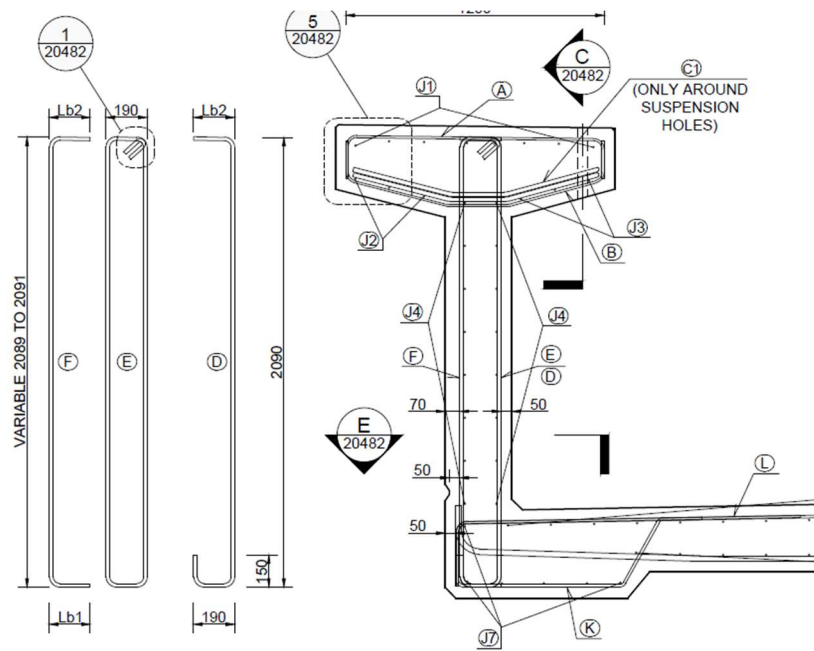
Αυτό οδηγεί στην ανάγκη για μελέτη της αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από τη διαμήκη ανάλυση του φορέα και των μεγεθών που προκύπτουν από την ανάλυση της διατομής στην εγκάρσια διεύθυνση. Ο οπλισμός που τοποθετείται στη διατομή επηρεάζεται από τις εντάσεις και των δύο διευθύνσεων, επόμενος ο υπολογισμός αυτού για κάθε μία χωριστά και η απλή άθροιση των ποσοτήτων δεν δίνει σωστά αποτελέσματα.

Συνεπώς, για τον ορθό τελικό υπολογισμό των συνδετήρων των κορμών της διατομής και του απαραίτητου οπλισμού λόγω εγκάρσιας κάμψης (βλέπε Κεφάλαιο 5), πρέπει να μελετηθεί λεπτομερέστερα η παραπάνω συμπεριφορά του καταστρώματος.

Η αντιμετώπιση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης της διαμήκου διατμητικής έντασης με την εγκάρσια κάμψη μπορεί να γίνει σύμφωνα με το προτεινόμενο από τον EN 1992-2 (Παραρτήματα LL&MM) *προσομοίωμα στρωμάτων*, χωρίς ωστόσο να αναλύεται περαιτέρω στην παρούσα εργασία.



Σχήμα 4.184 Διάταξη συνδετήρων τυπικής διατομής



Σχήμα 4.185 Λεπτομέρειες όπλισης κορμών

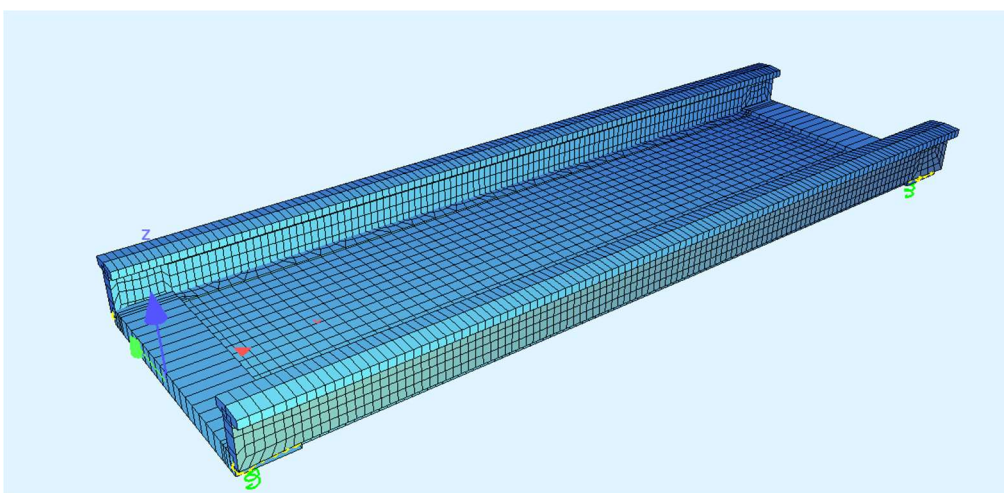
5 ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΑΝΑΛΥΣΗ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Τα φορτία επιβάλλονται ως επί το πλείστον στην πλάκα του καταστρώματος. Η ανάπτυξη της συμπεριφοράς του φορέα κατά τη διαμήκη έννοια (η οποία αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο) και η αντίσταση στις εξωτερικές δράσεις προϋποθέτουν μεταφορά των δυνάμεων από την πλάκα στους κορμούς της διατομής. Αυτή η “διαδρομή δυνάμεων” κατά το πλάτος του καταστρώματος καθορίζει την εγκάρσια συμπεριφορά του φορέα.

Για την μελέτη αυτής της συμπεριφοράς δεν είναι αρκετό το προσομοίωμα των γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων. Αυτό υπολογίζει τη συνολική ένταση στον κεντροβαρικό άξονα κάθε διατομής, αδυνατώντας να λάβει υπόψη την κατανομή αυτής της έντασης στην εγκάρσια διεύθυνση της. Παράλληλα, δεν μπορεί να μελετηθεί η εγκάρσια κάμψη της πλάκας και των άλλων στοιχείων της διατομής.

Συνεπώς, είναι απαραίτητη η χρήση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων κελύφους, το οποίο λαμβάνει υπόψη την παραπάνω συμπεριφορά και μπορεί να δώσει αποτελέσματα για την κάμψη του καταστρώματος στην εγκάρσια διεύθυνση.

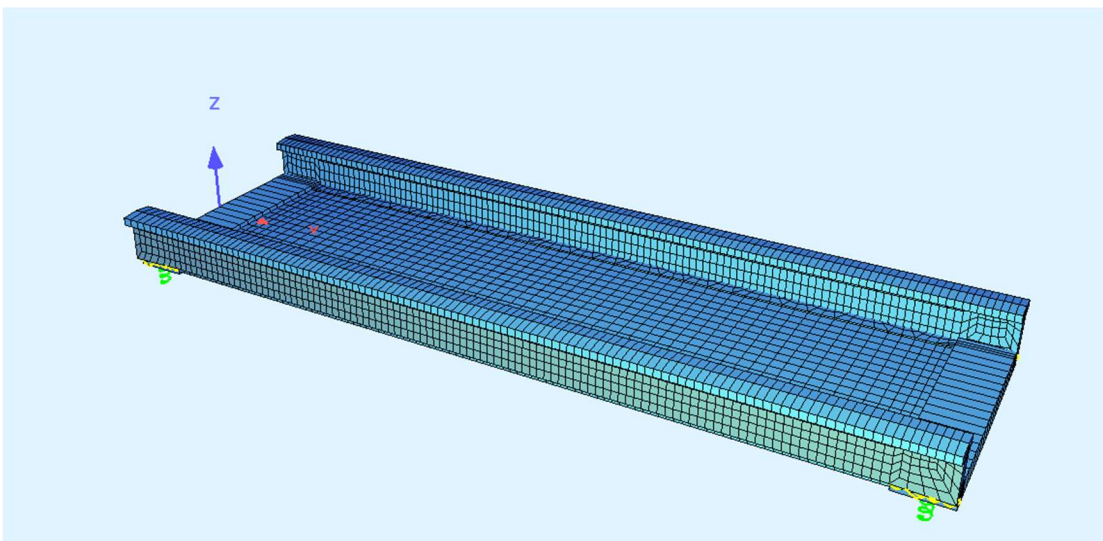


Σχήμα 5.1 Προσομοίωμα καταστρώματος (ενός ανοίγματος) με πεπερασμένα στοιχεία κελύφους

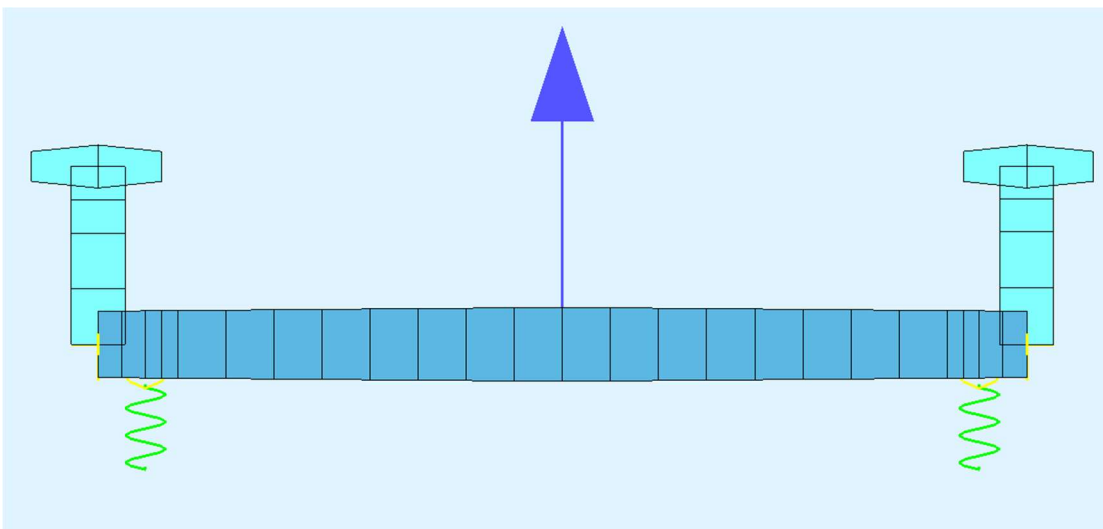
5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΙΩΜΑ

Η προσομοίωση του καταστρώματος γίνεται με χρήση πεπερασμένων στοιχείων κελύφους και γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων. Η εγκάρσια κάμψη της πλάκας δεν επηρεάζεται από το στατικό σύστημα στην διαμήκη διεύθυνση, οπότε είναι αρκετή η προσομοίωση ενός μόνος ανοίγματος της γέφυρας.

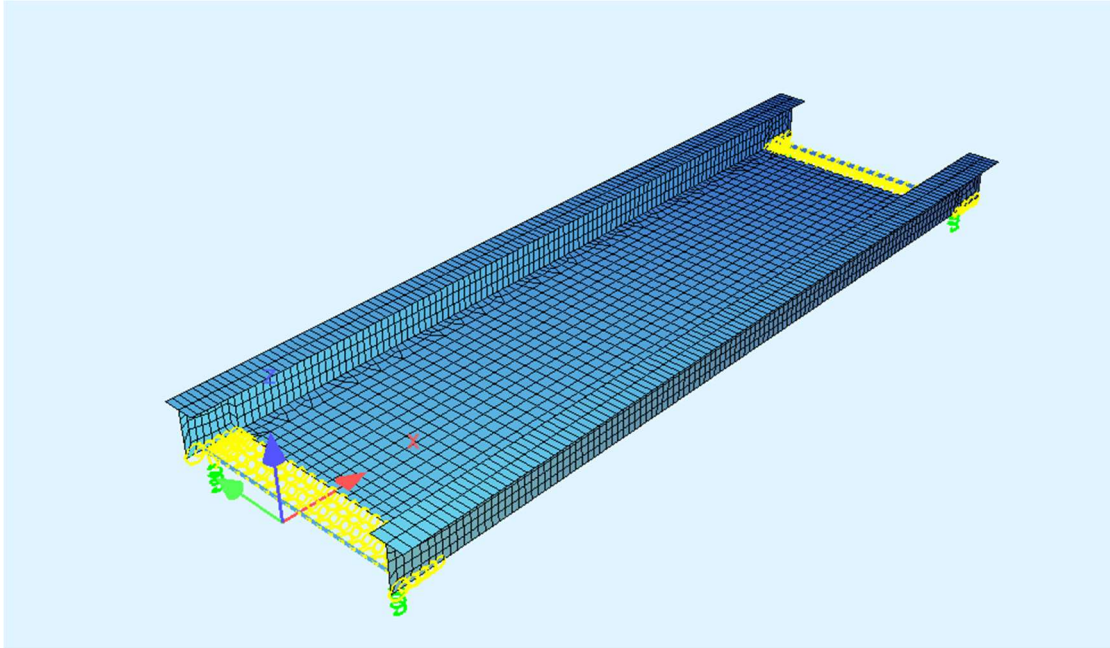
Για τους κορμούς, τα πέλατα και την πλάκα εκτός των ακραίων σπονδύλων χρησιμοποιούνται πεπερασμένα στοιχεία κελύφους. Τα στοιχεία αυτά είναι ορθογωνικά με μέγιστο μήκος πλευράς 0.50m. Οι ακραίοι σπόνδυλοι του ανοίγματος μορφώνονται από γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, καθώς έτσι επιτυγχάνεται η καλύτερη απόδοση της συμπεριφοράς τους και της μεταφοράς των δυνάμεων, μέσω αυτών, στα εφέδρανα.



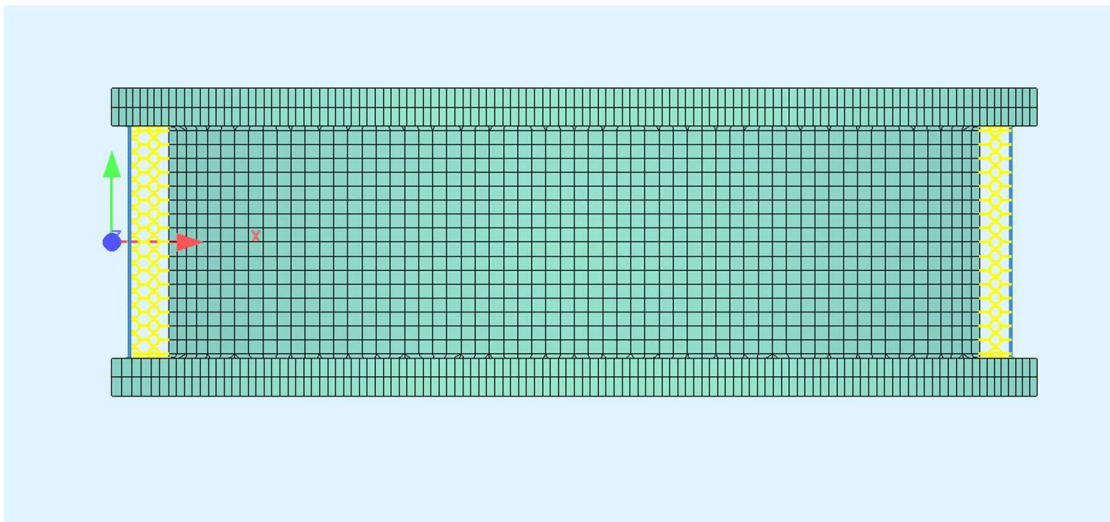
Σχήμα 5.2 Γενική άποψη του καταστρώματος



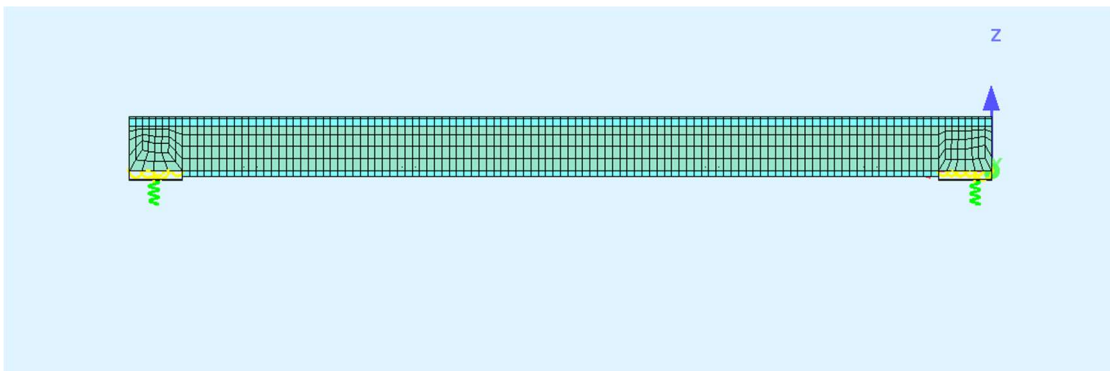
Σχήμα 5.3 Διατομή καταστρώματος



Σχήμα 5.4 Γενική άποψη προσομοιώματος – Διακριτοποίηση πεπερασμένων στοιχείων



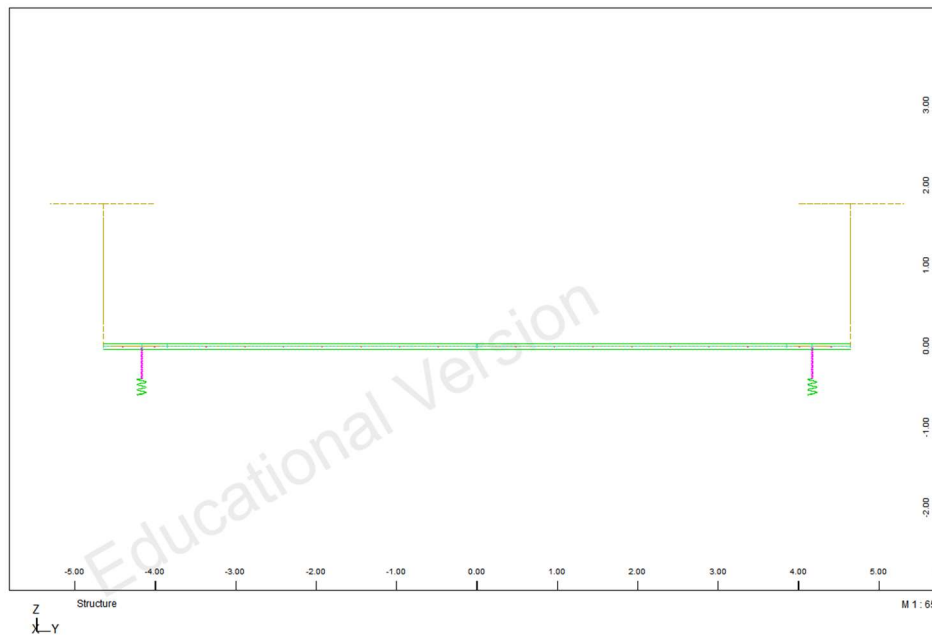
Σχήμα 5.5 Κάτοψη προσομοιώματος – Διακριτοποίηση πεπερασμένων στοιχείων



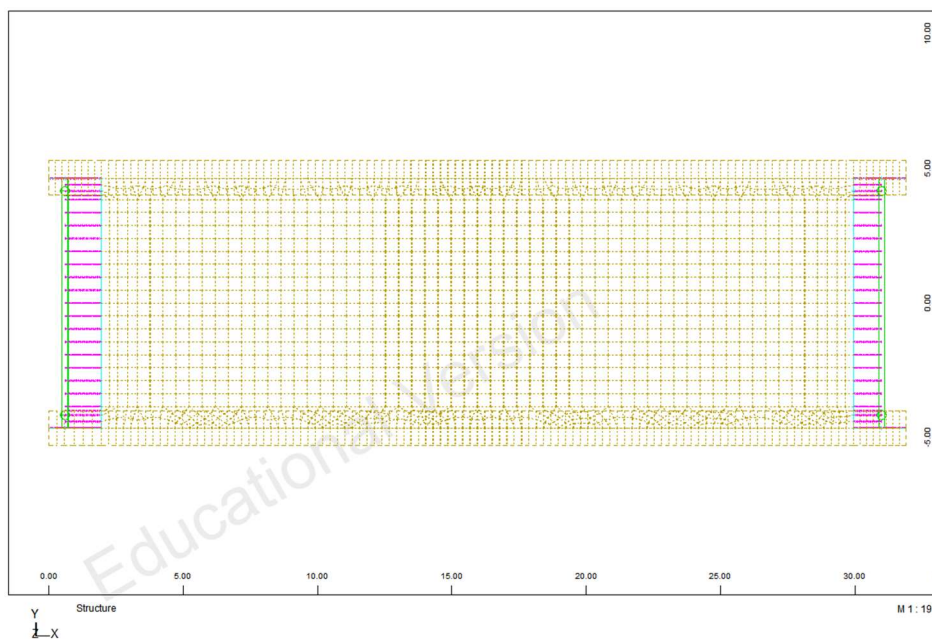
Σχήμα 5.6 Όψη προσομοιώματος – Διακριτοποίηση πεπερασμένων στοιχείων

Τα διαφορετικού τύπου στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους με άκαμπτους συνδέσμους, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται το συμβιβαστό των παραμορφώσεων στη μεταξύ τους παρεία, καθώς και η σωστή συμπεριφορά τους στη μεταφορά των δυνάμεων.

Τα εφέδρανα των στηρίξεων προσομοιώνονται (όπως και στο γραμμικό μοντέλο) με στοιχεία ελατηρίου αξονικής και εγκάρσιας δυσκαμψίας. Η εγκάρσια δυσκαμψία έχει τιμή $K_{\text{transversal}}=4736\text{KN/m}$, ενώ στην αξονική διεύθυνση τα εφέδρανα θεωρούνται απαραμόρφωτα (“άπειρη δυσκαμψία”). Τα ελατήρια αυτά συνδέονται με τα στοιχεία δοκού που προσομοιώνουν τους ακραίους σπονδύλους.



Σχήμα 5.7 Προσομοίωση στηρίξεων – Σύνδεση ελατηρίων με τα στοιχεία δοκού



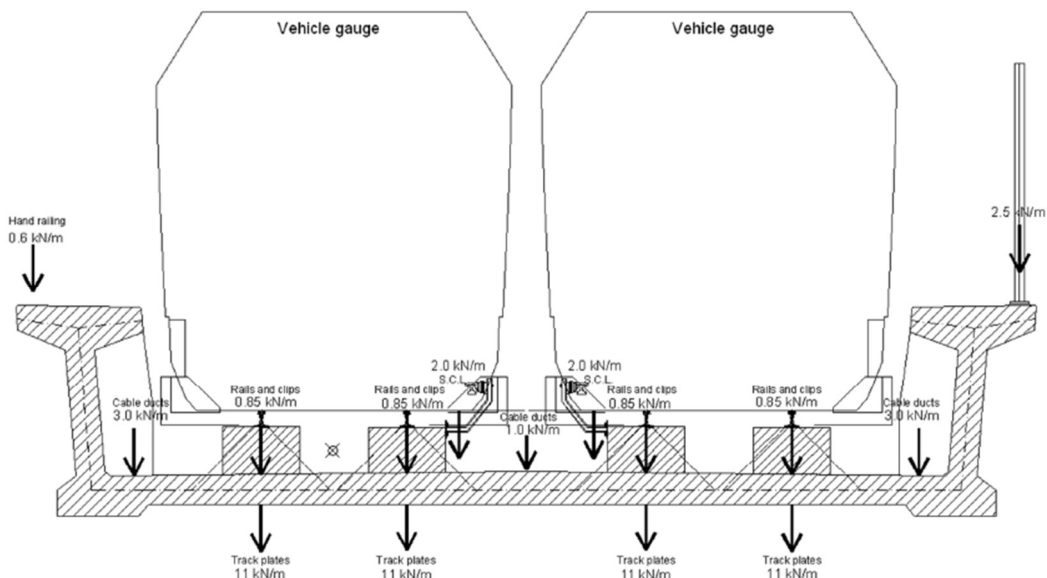
Σχήμα 5.8 Σύνδεση διαφορετικού τύπου στοιχείων – Άκαμπτοι σύνδεσμοι

5.3 ΑΝΑΛΥΣΗ

5.3.1 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΛΟΓΩ ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

Στο προσομοίωμα εφαρμόζονται οι δράσεις (όπως ορίζονται στο τρίτο κεφάλαιο) ως επιφανειακά κατανεμημένα φορτία πάνω στον φορέα.

Η θέση και η επιφάνεια κατανομής της των πρόσθετων μόνιμων φορτίων προκύπτει από το παρακάτω σχήμα:

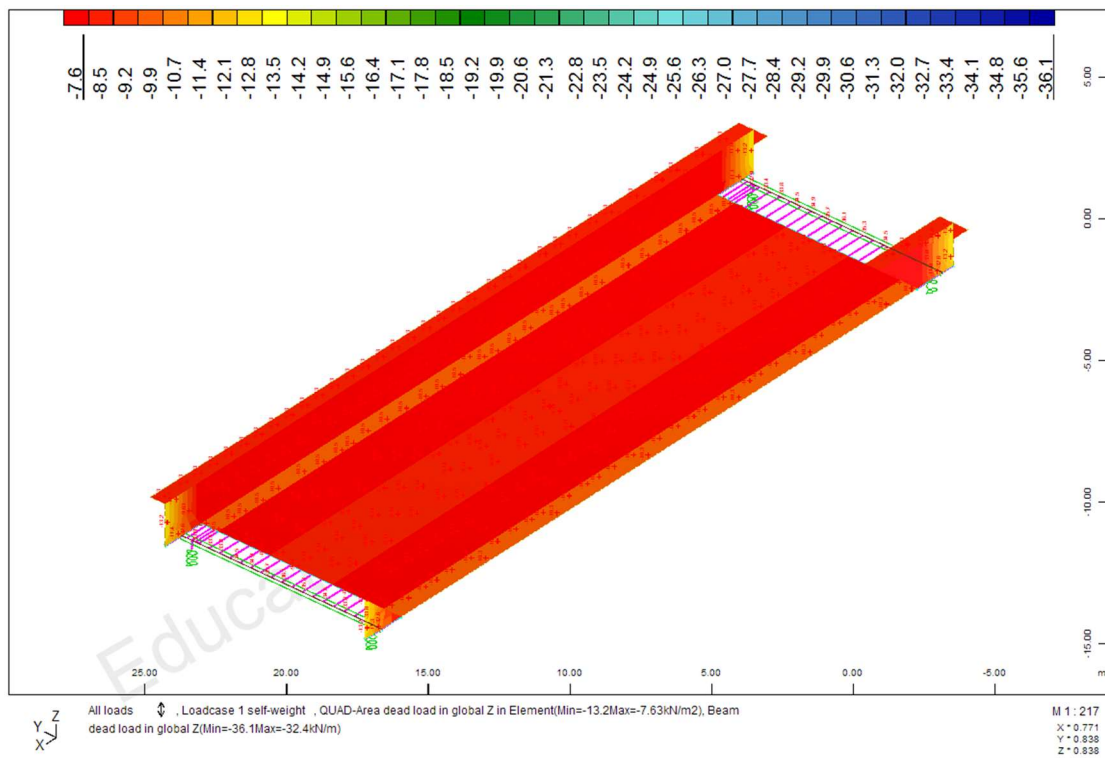


Σχήμα 5.9 Θέση και επιφάνειες κατανομής των πρόσθετων μόνιμων φορτίων

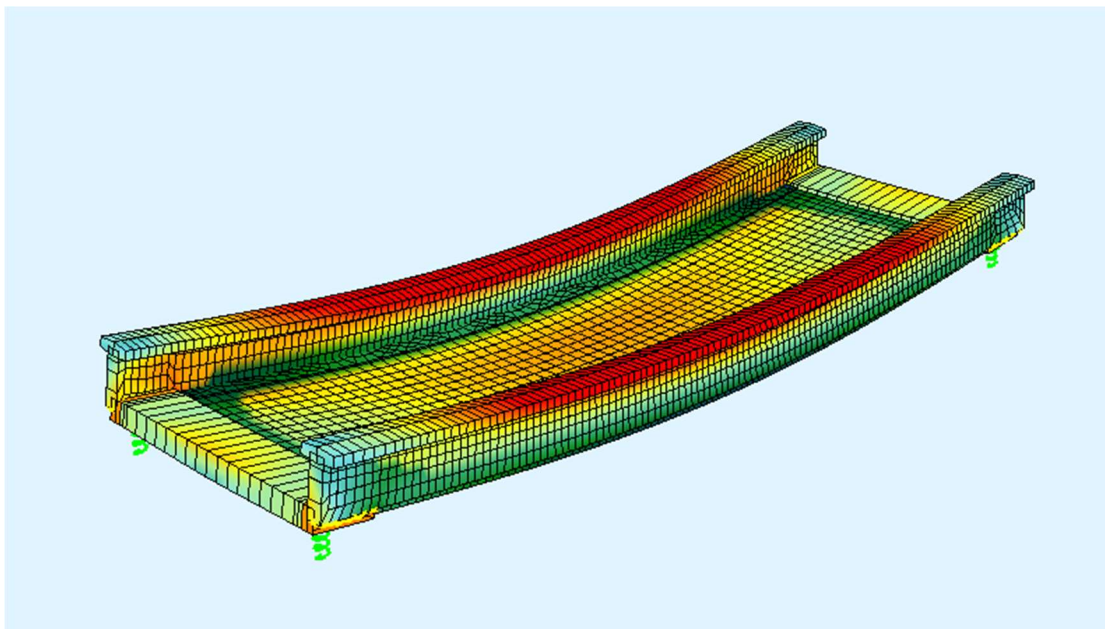
Για την περίπτωση του συρμού γίνεται η παραδοχή ότι το φορτίο κάθε τροχού κατανέμεται σε επιφάνεια $0.80 \times 1.20 \text{ m}^2$ και επιπλέον γίνεται επαύξηση του με δυναμικό συντελεστή $\Phi=1.15$. Εφαρμόζονται φορτία τα οποία αντιστοιχούν σε συρμούς με δύο βαγόνια και κινούνται σε αντίθετες κατευθύνσεις, ούτως ώστε να ληφθεί υπόψη η στρέψη και η στρέβλωση του καταστρώματος. Το φορτίο πεζοδρομίου κατανέμεται σε πλάτος 0.80 m .

Όσον αφορά τις δράσεις ανέμου, στην περίπτωση του κατακόρυφου φορτίου γίνεται η παραδοχή ότι αυτό κατανέμεται στη μισή επιφάνεια του καταστρώματος (έτσι ώστε να προκύψουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη λόγω στρέψης), ενώ το εγκάρσιο φορτίο κατανέμεται στο συνολικό ύψος των κορμών.

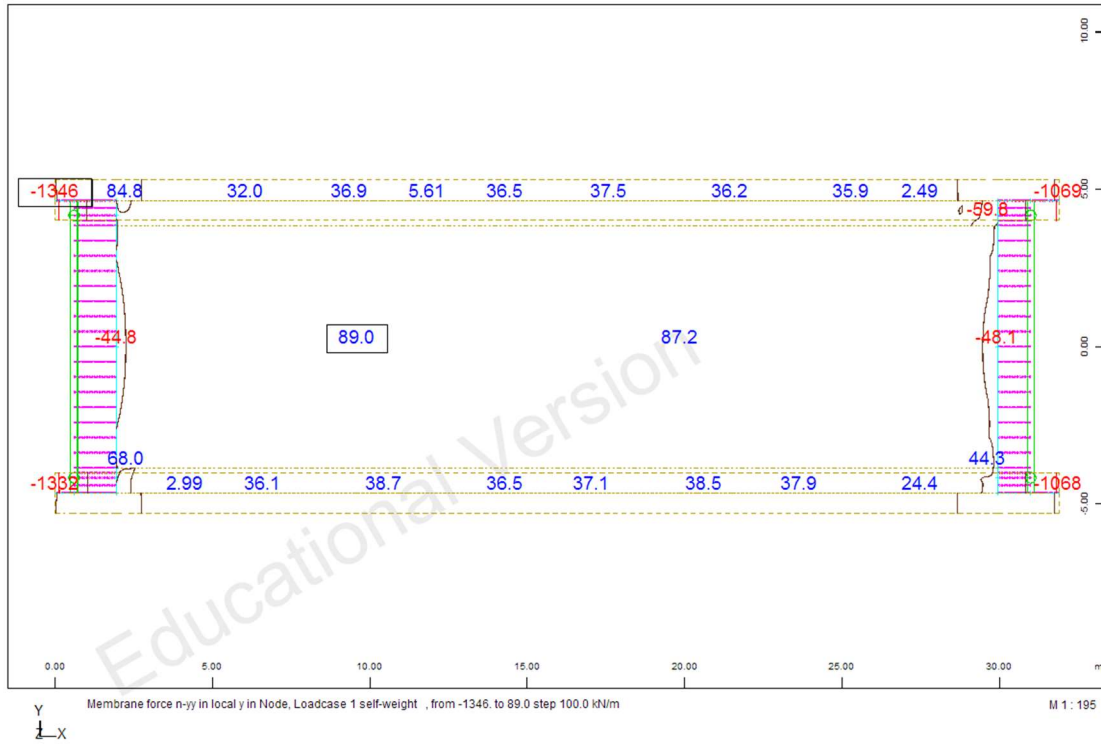
■ Ίδιον βάρος φορέα



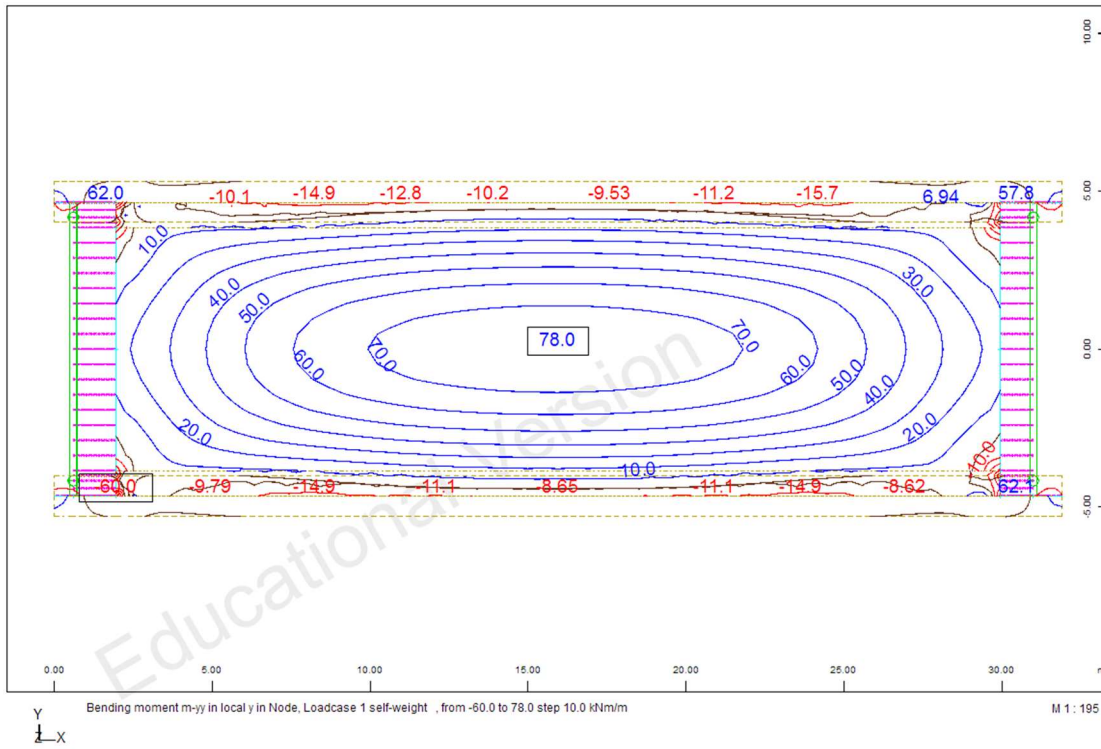
Σχήμα 5.10 Ίδιον βάρος



Σχήμα 5.11 Ένταση και παραμόρφωση λόγω ιδίου βάρους



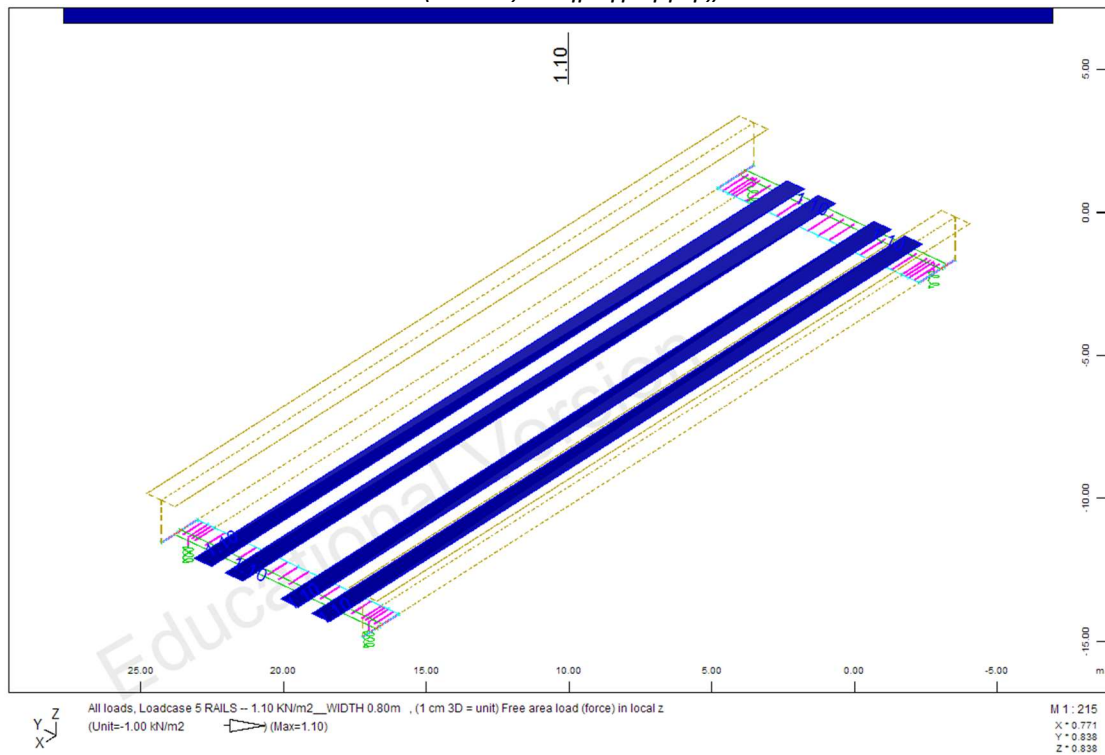
Σχήμα 5.12 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{y-y}



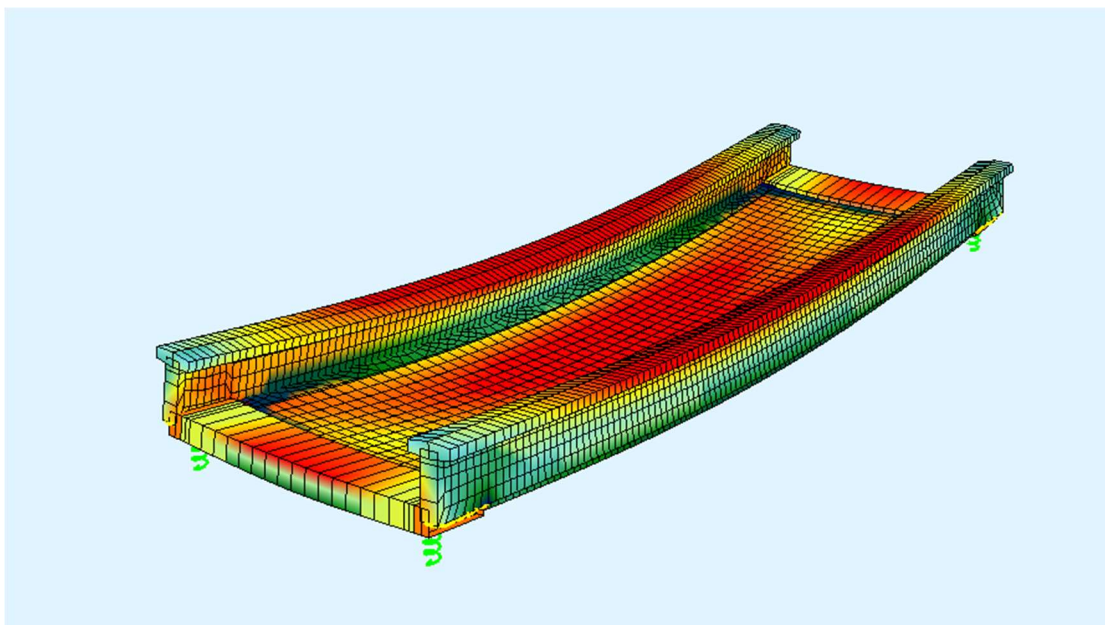
Σχήμα 5.13 Ροπές κάμψης m_{y-y}

▪ Πρόσθετα μόνιμα φορτία

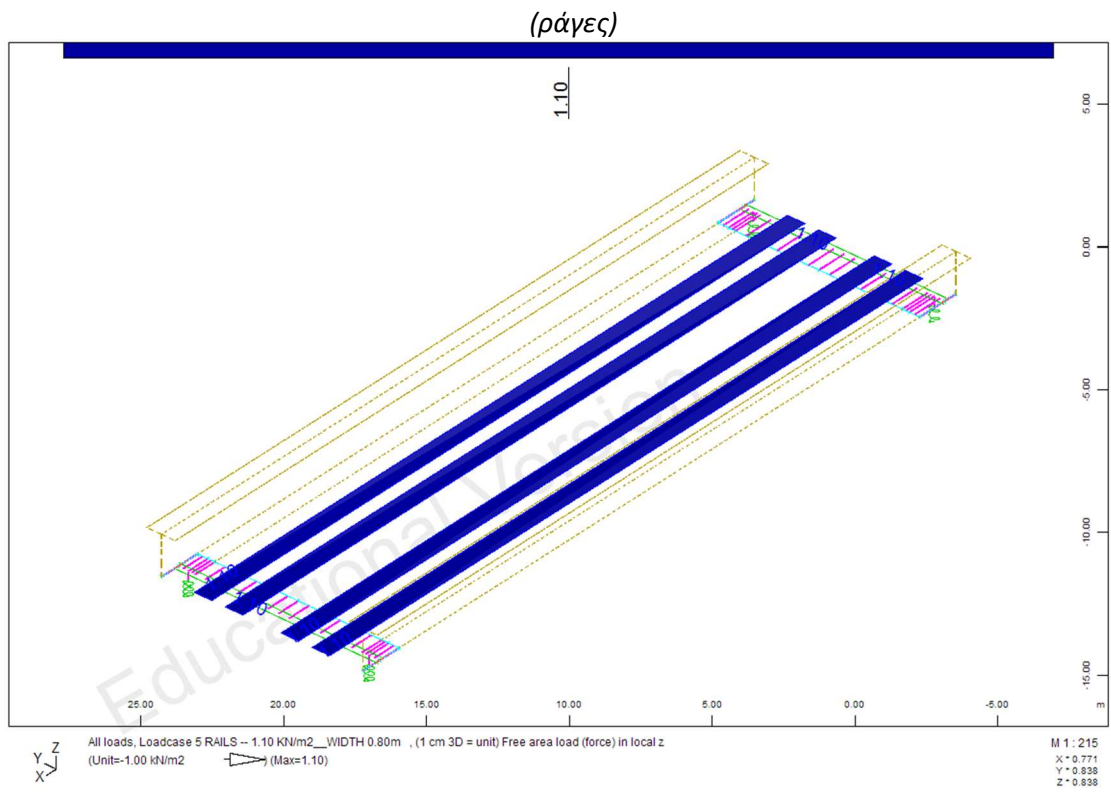
(πλάκες σιδηρογραμμής)



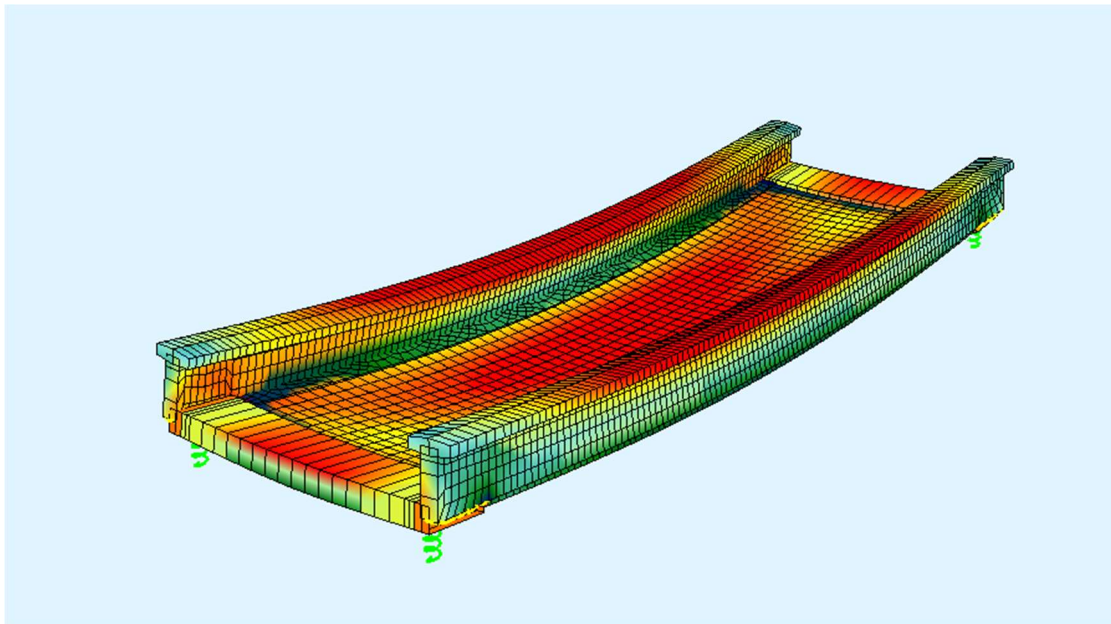
Σχήμα 5.14 Φορτίο πλακών σιδηρογραμμής



Σχήμα 5.15 Ένταση και παραμόρφωση λόγω πλακών σιδηρογραμμής

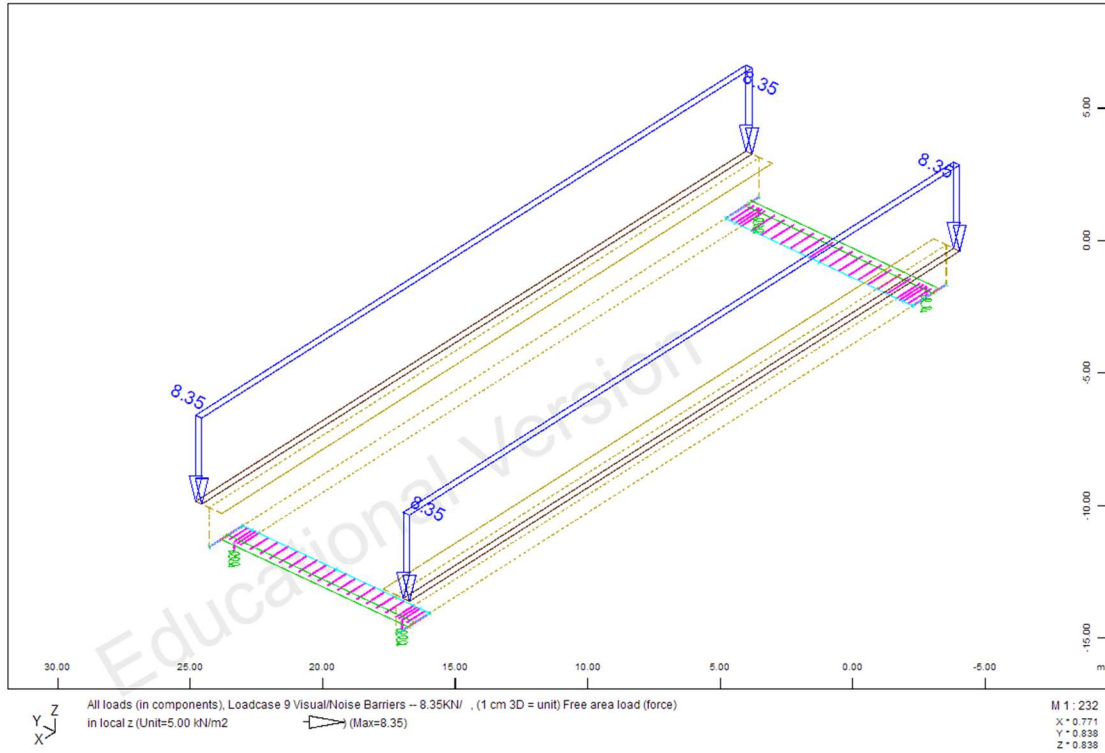


Σχήμα 5.16 Φορτίο ραγών

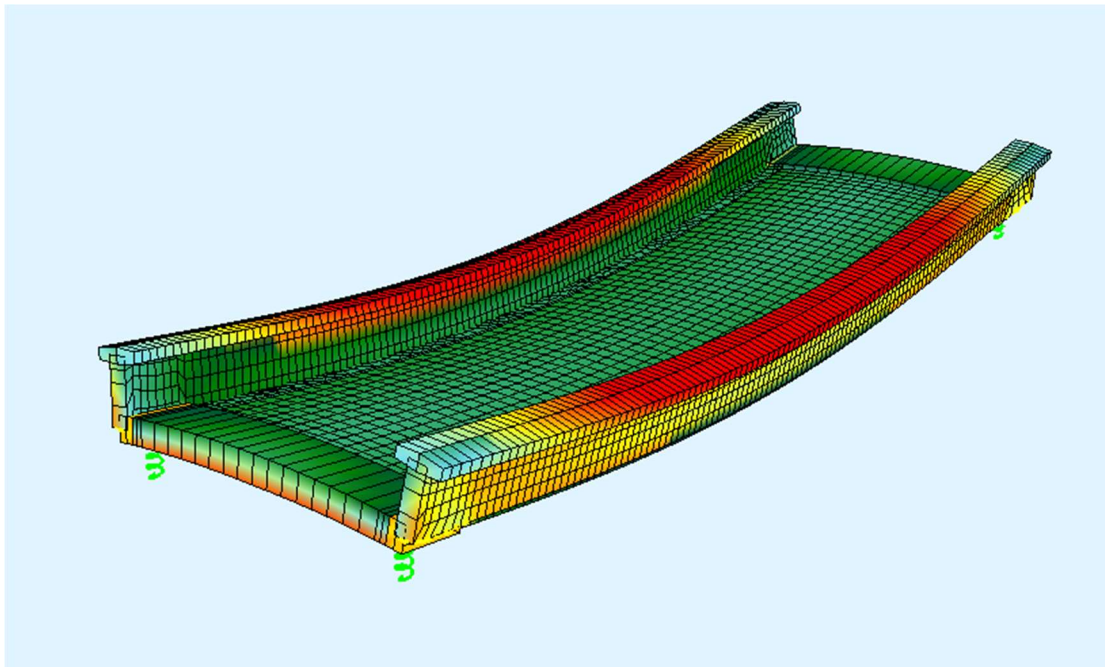


Σχήμα 5.17 Ένταση και παραμόρφωση λόγω ραγών

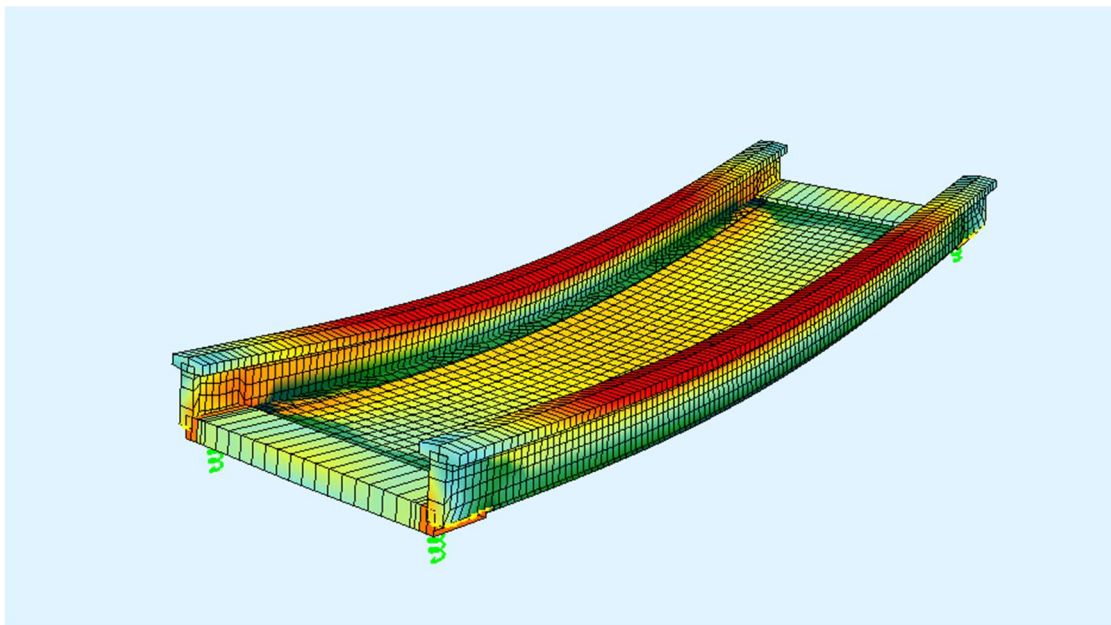
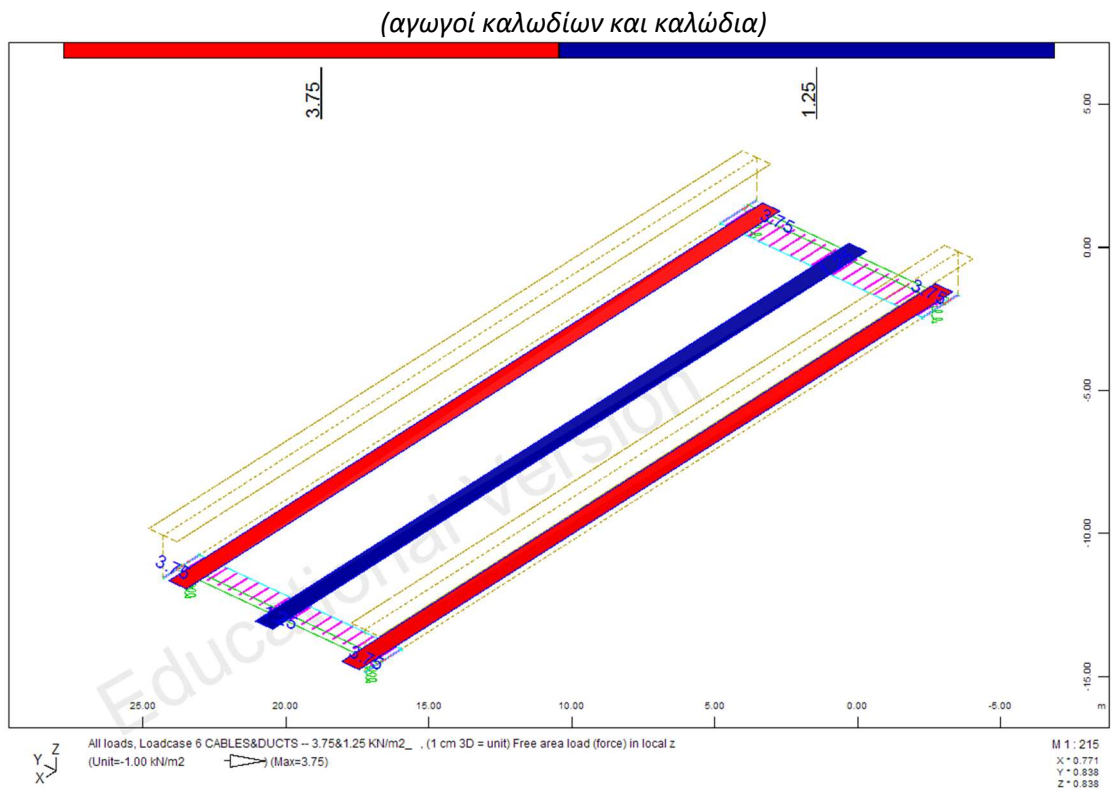
(οπτικά/αντιθορυβικά πετάσματα)

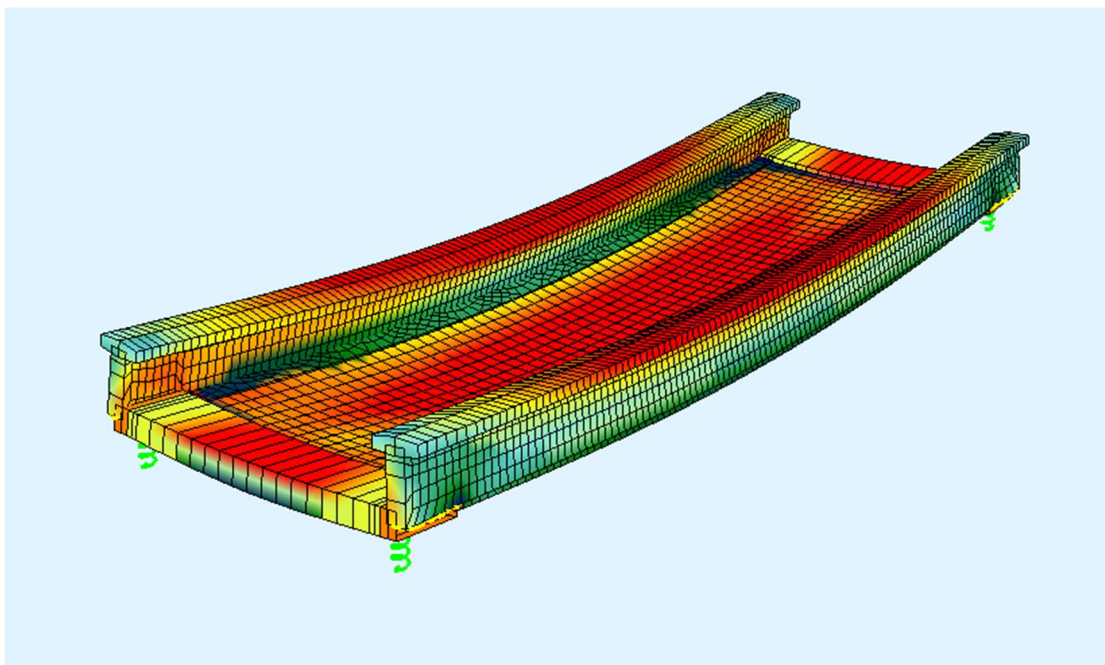
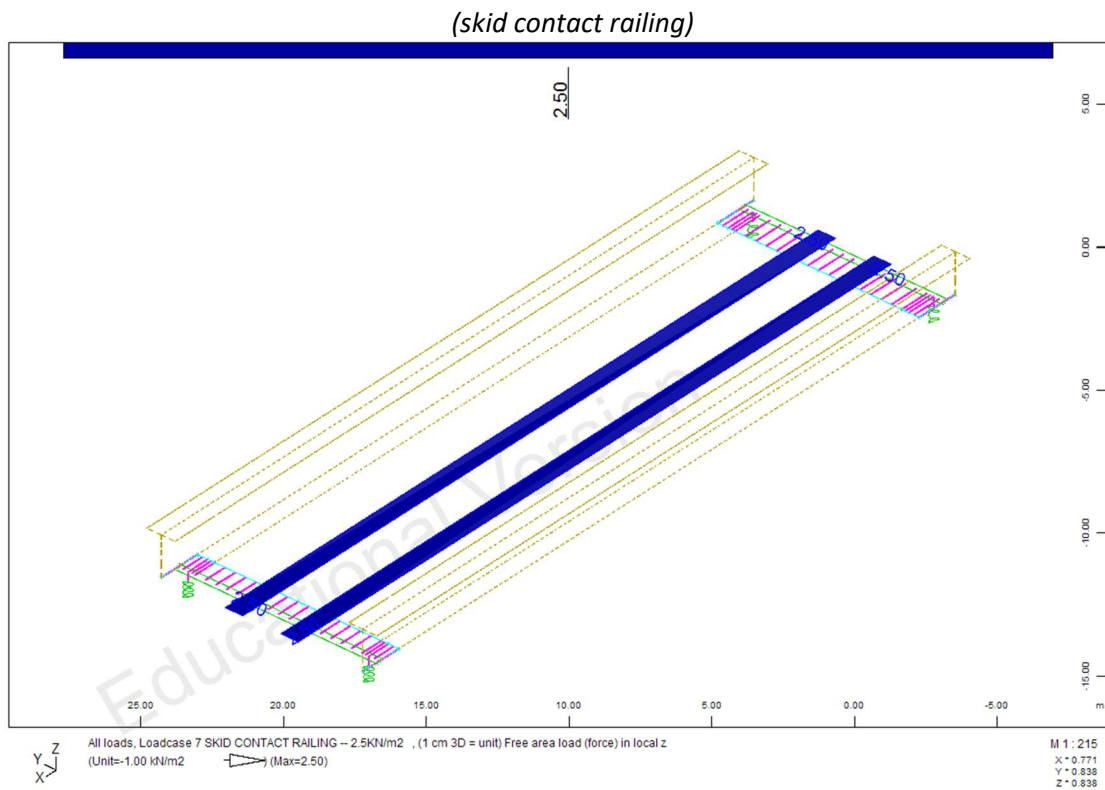


Σχήμα 5.18 Φορτίο οπτικών/αντιθορυβικών πετασμάτων

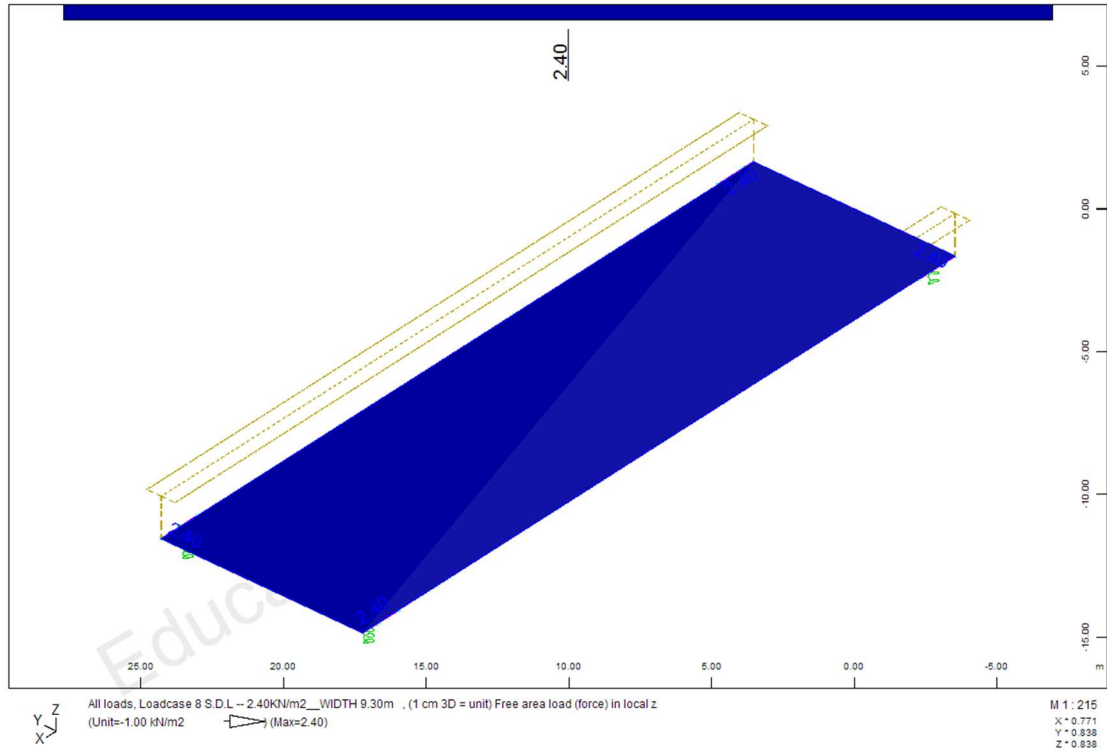


Σχήμα 5.19 Ένταση και παραμόρφωση λόγω οπτικών/αντιθορυβικών πετασμάτων

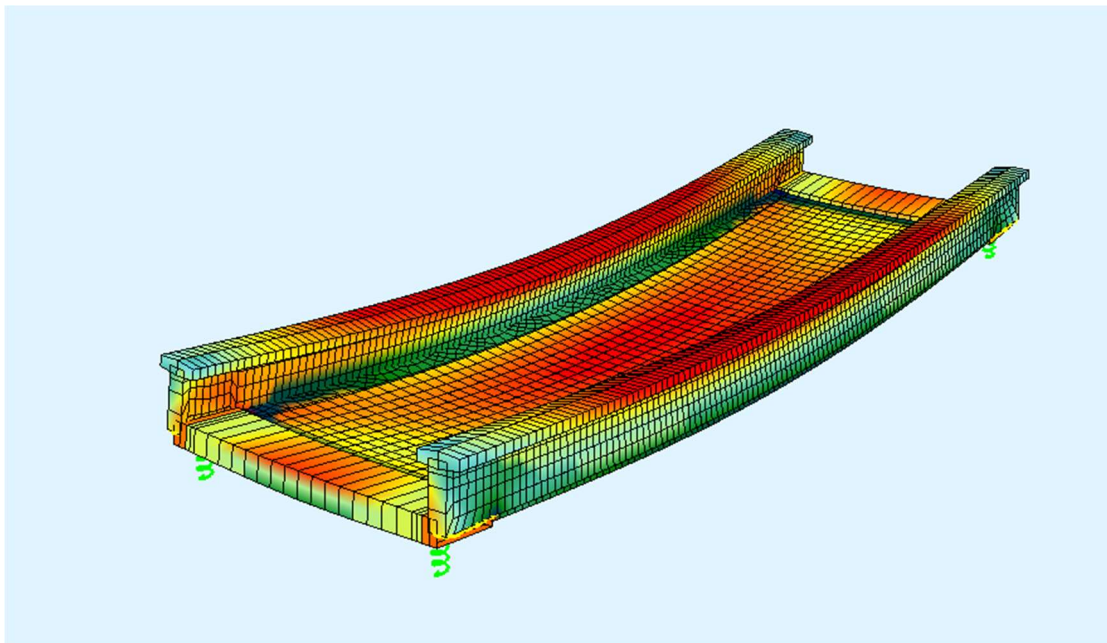




(λοιπός εξοπλισμός σιδηρογραμμής)

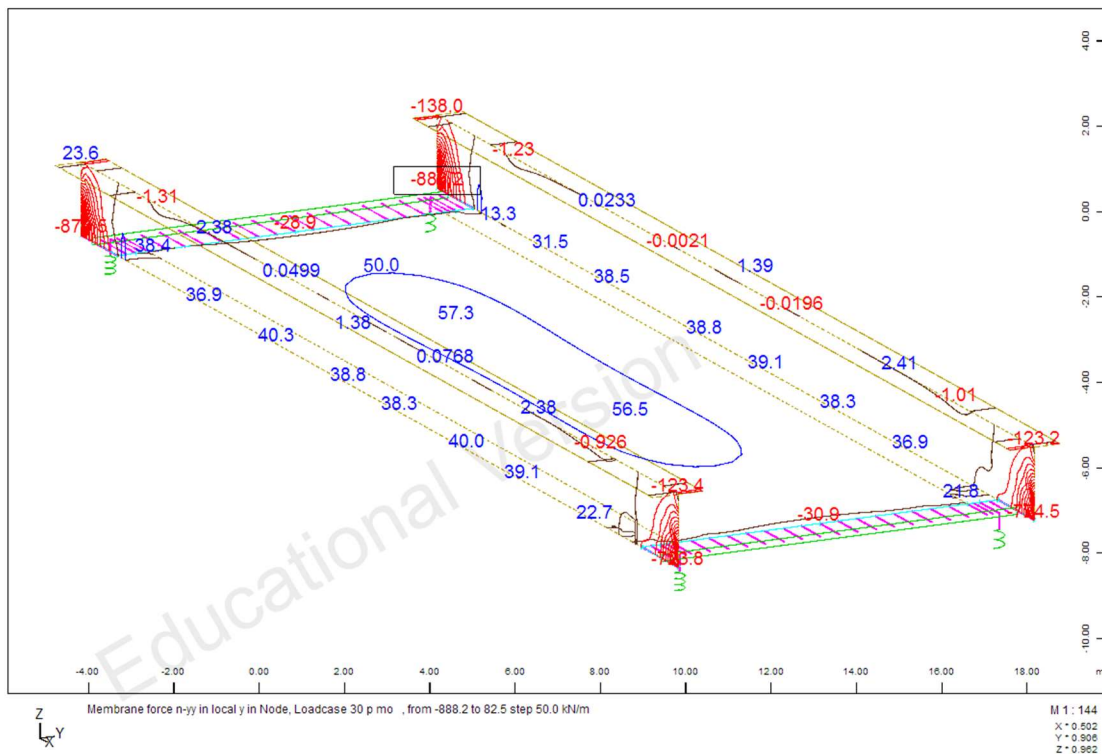


Σχήμα 5.24 Λοιπά φορτία σιδηρογραμμής

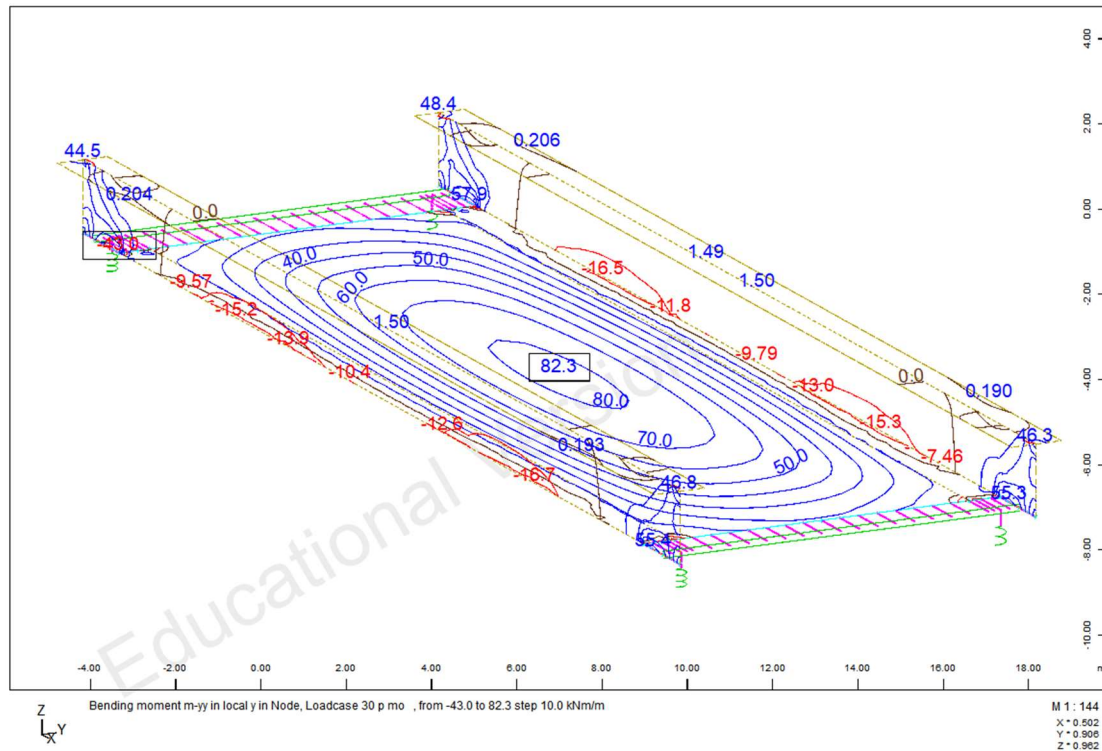


Σχήμα 5.25 Ένταση και παραμόρφωση λόγω λοιπού φορτίου σιδηρογραμμής

(Εντατικά μεγέθη για το σύνολο των πρόσθετων μόνιμων φορτίων)



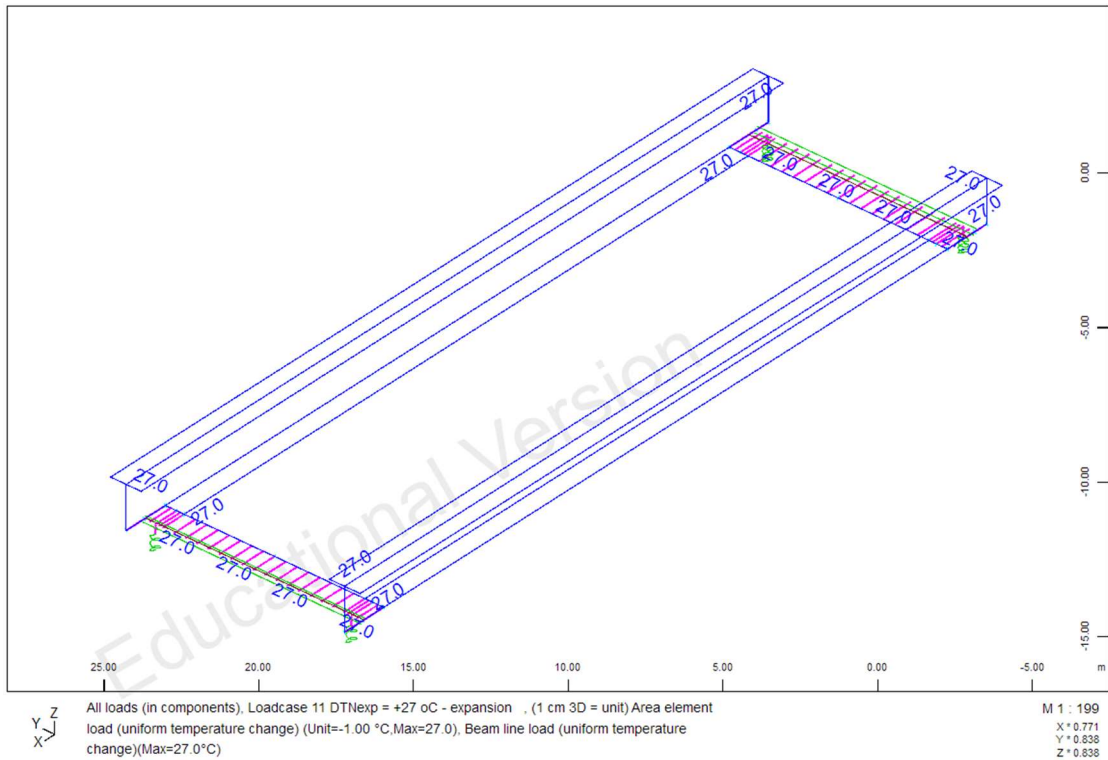
Σχήμα 5.26 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{y-y} (σύνολο πρόσθετων μόνιμων φορτίων)



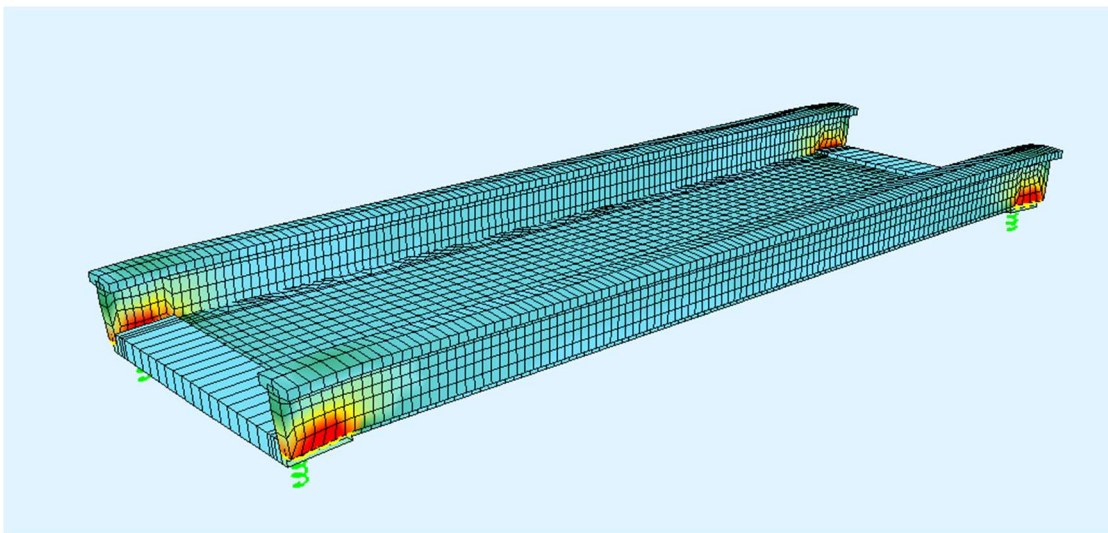
Σχήμα 5.27 Ροπές κάμψης m_{y-y} (σύνολο πρόσθετων μόνιμων φορτίων)

▪ Θερμοκρασιακές φορτίσεις

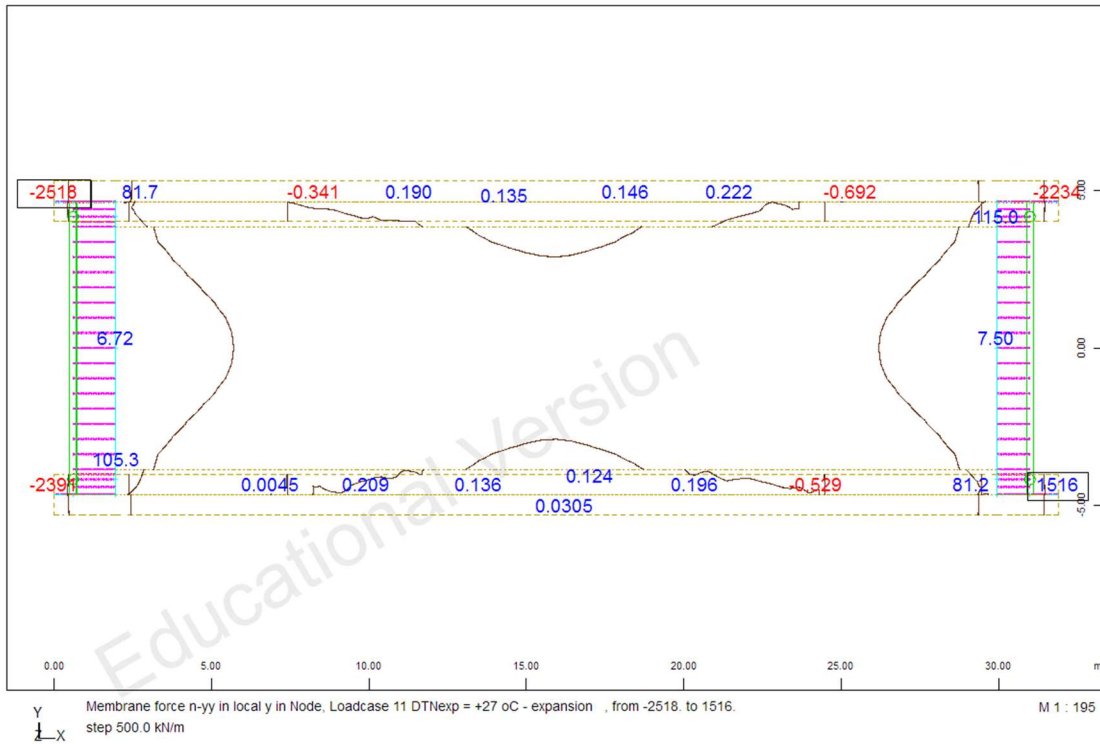
α) $\Delta T_N = +27^\circ\text{C}$ – διαστολή



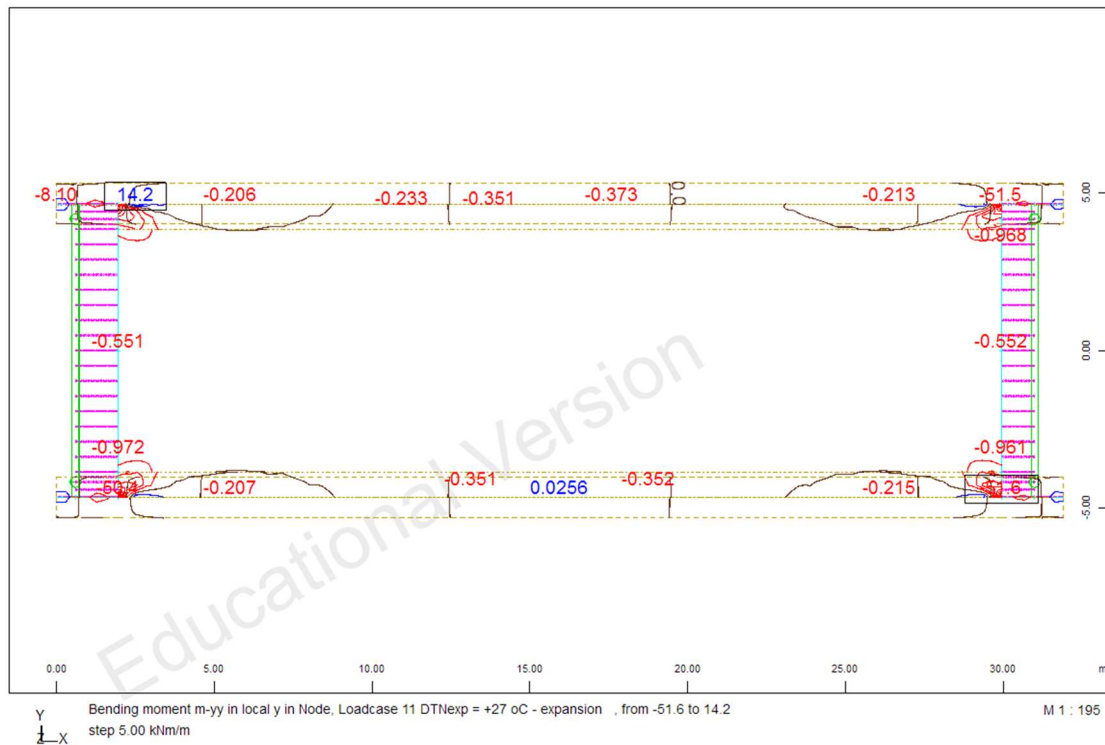
Σχήμα 5.28 Διαστολή καταστρώματος



Σχήμα 5.29 Ένταση και παραμόρφωση λόγω διαστολής

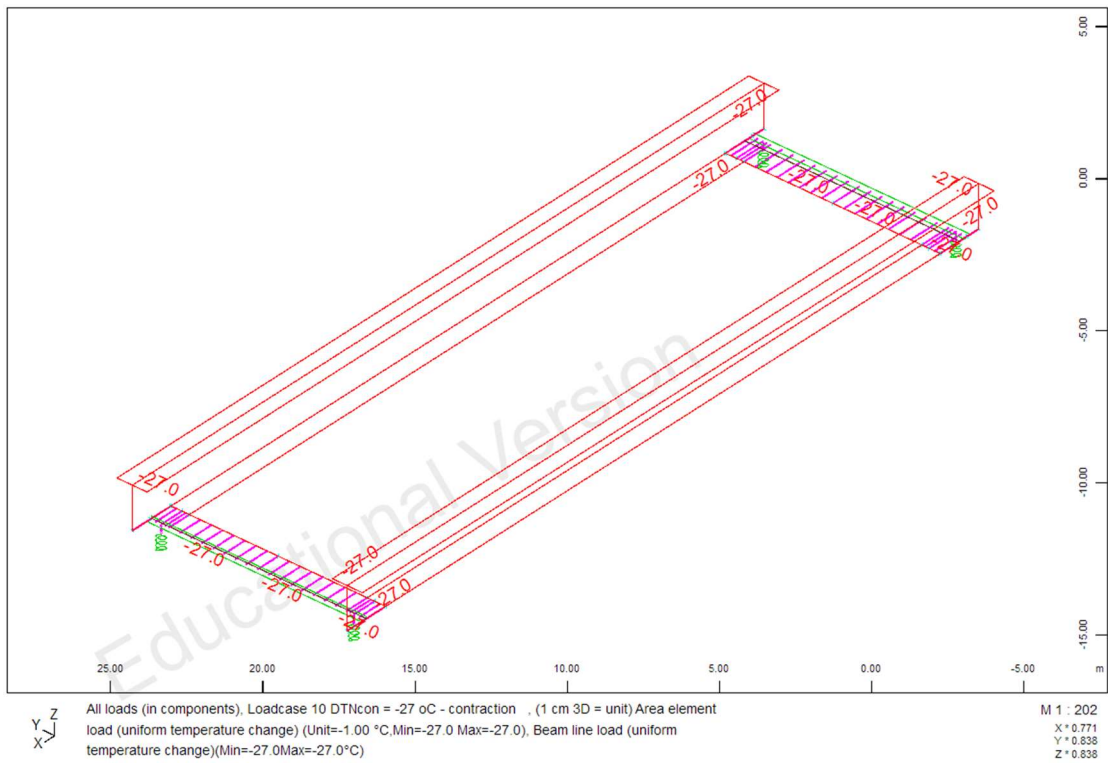


Σχήμα 5.30 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{y-y}

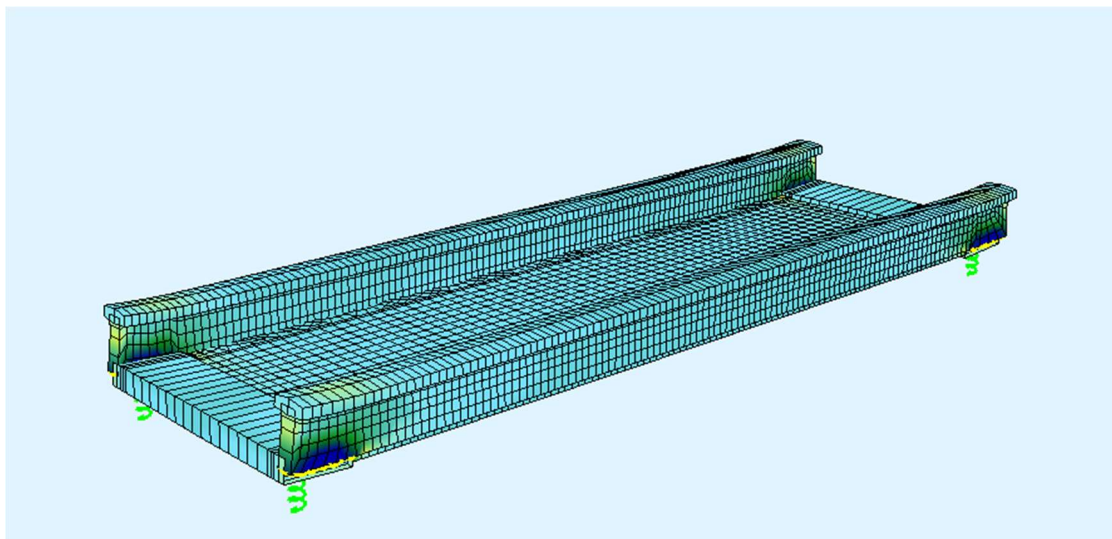


Σχήμα 5.31 Ροπές κάμψης m_{y-y}

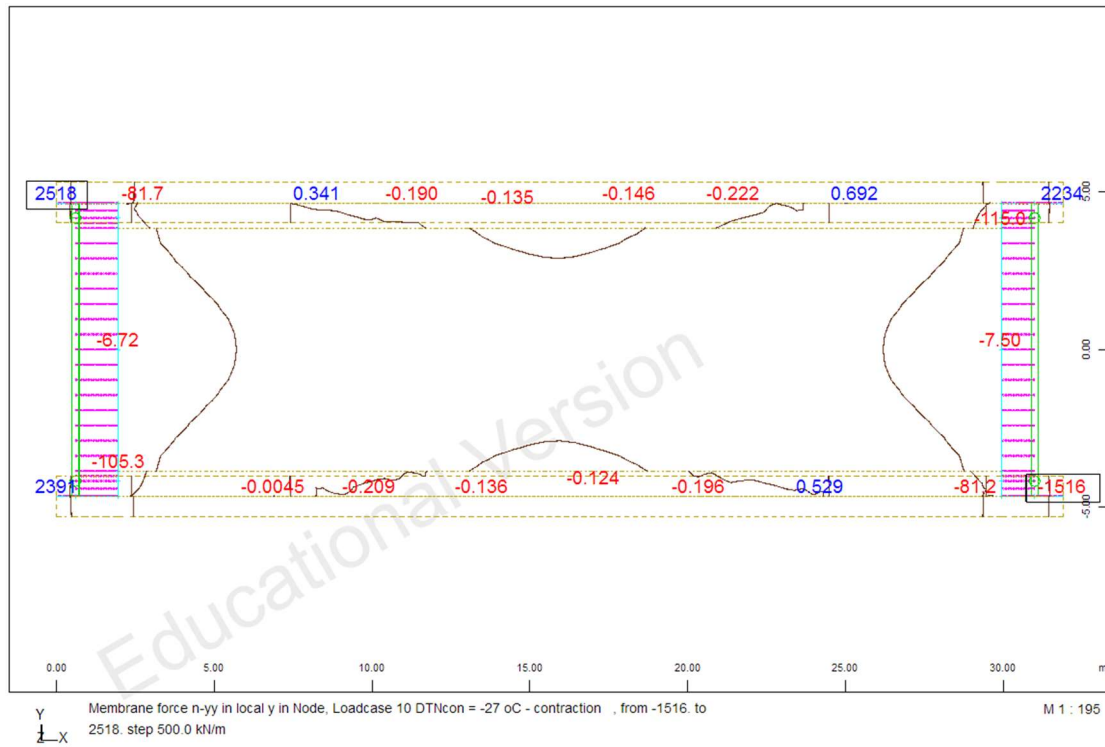
β) $\Delta T_N = -27^\circ\text{C}$ – συστολή



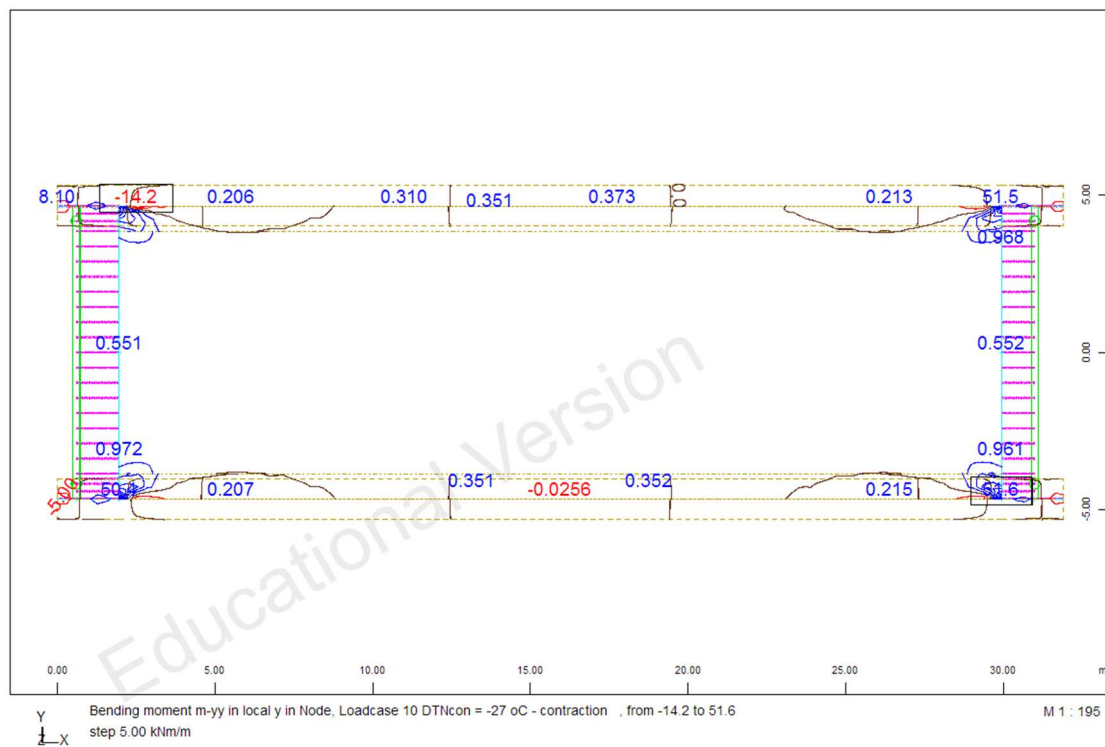
Σχήμα 5.32 Συστολή καταστρώματος



Σχήμα 5.32 Ένταση και παραμόρφωση λόγω συστολής

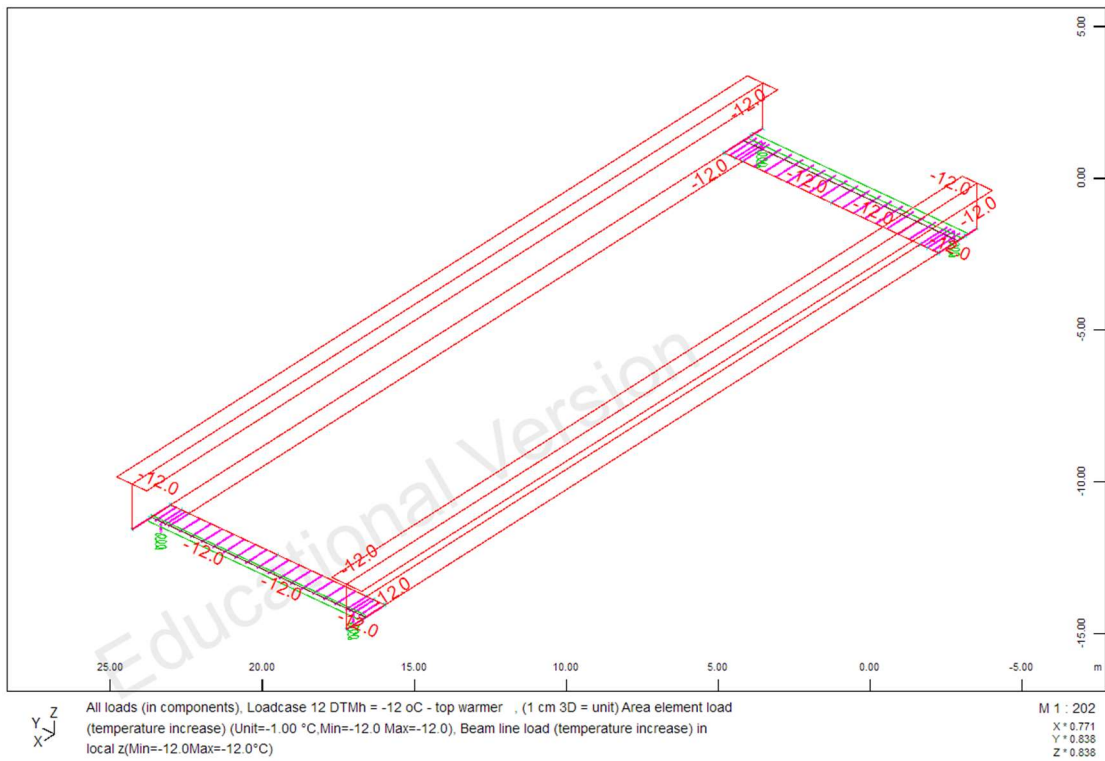


Σχήμα 5.33 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{yy}

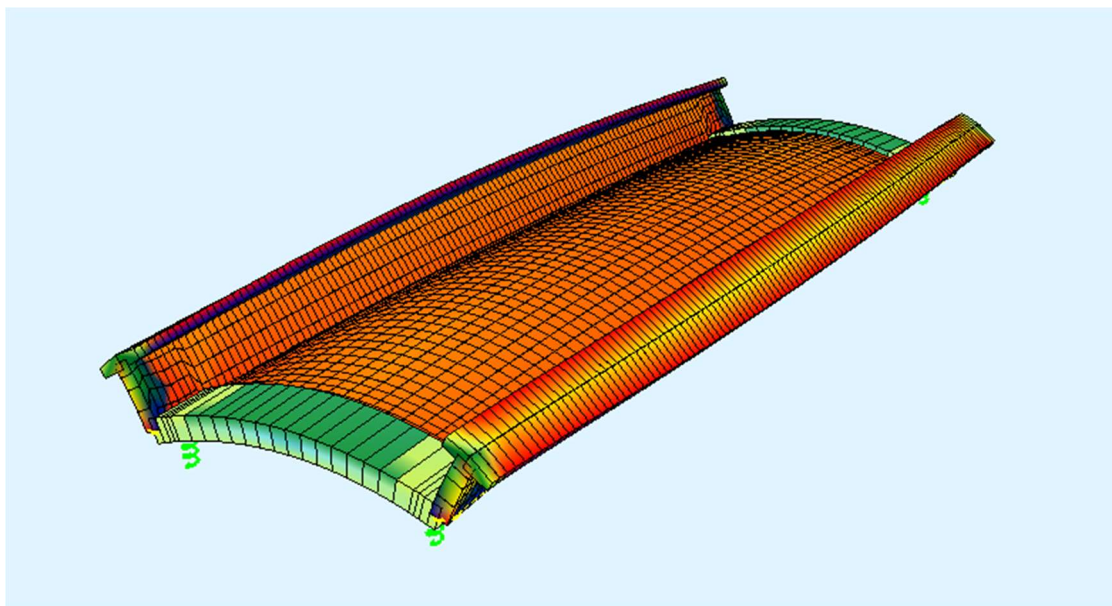


Σχήμα 5.34 Ροπές κάμψης m_{yy}

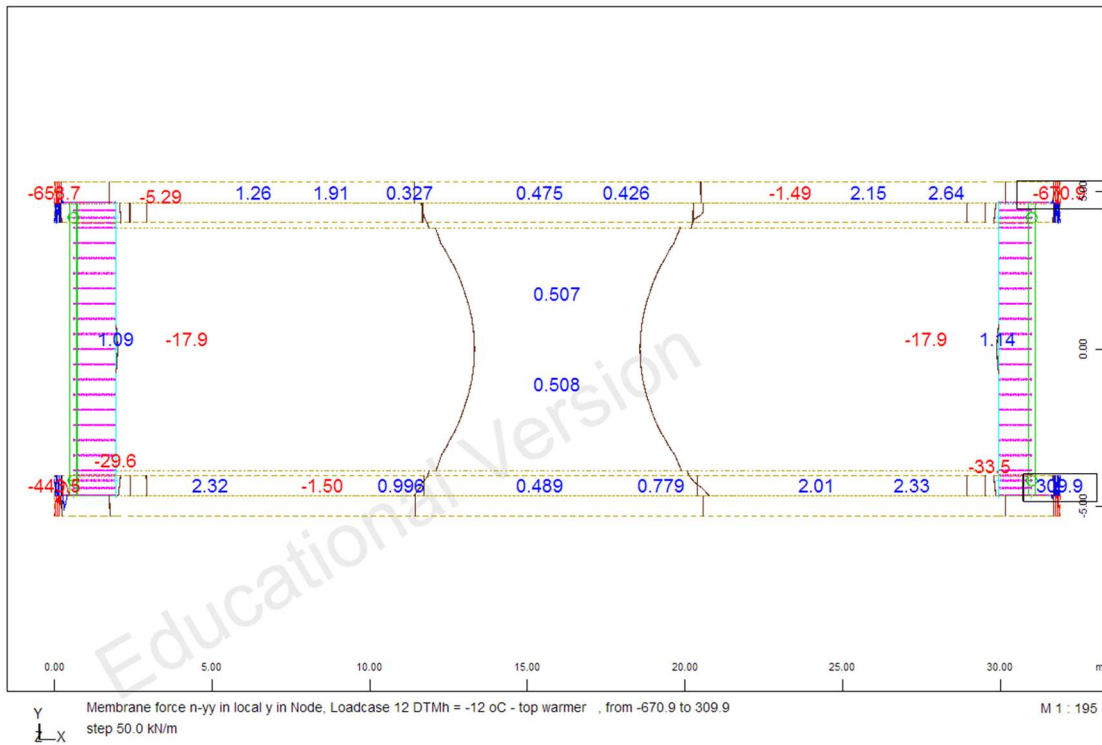
γ) $\Delta T_{th} = -12^{\circ}\text{C}$ – θερμότερη άνω επιφάνεια



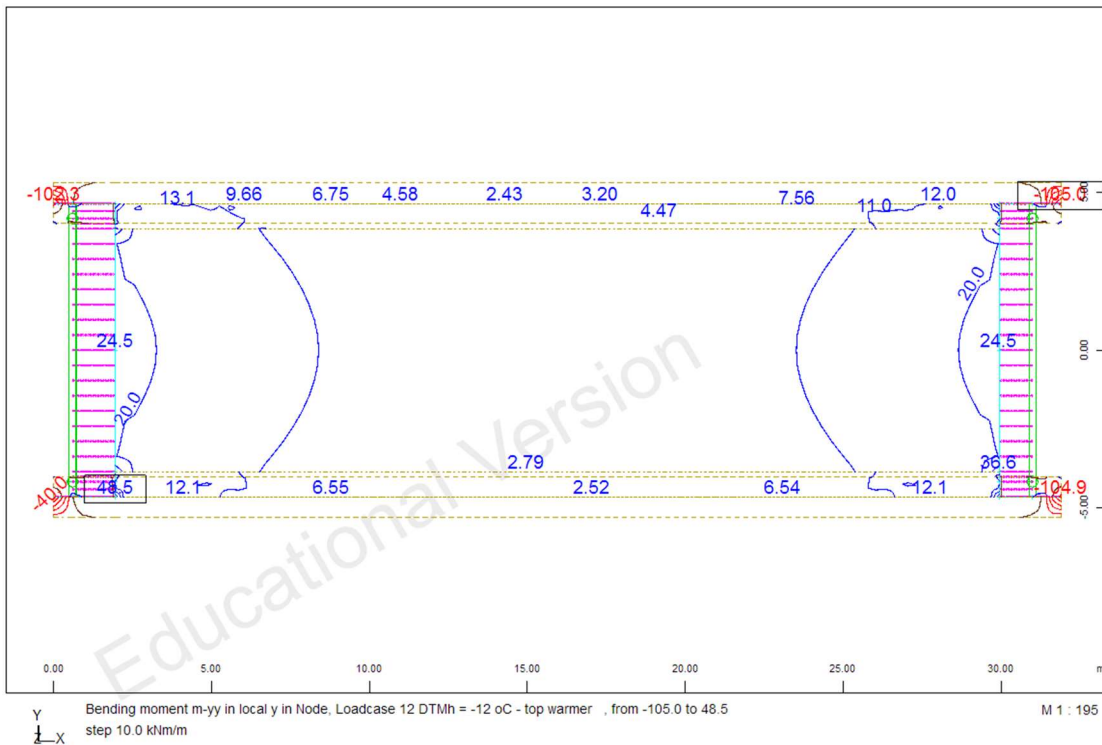
Σχήμα 5.35 Θερμότερη άνω επιφάνεια καταστρώματος



Σχήμα 5.36 Ένταση και παραμόρφωση λόγω θερμότερης άνω επιφάνειας καταστρώματος

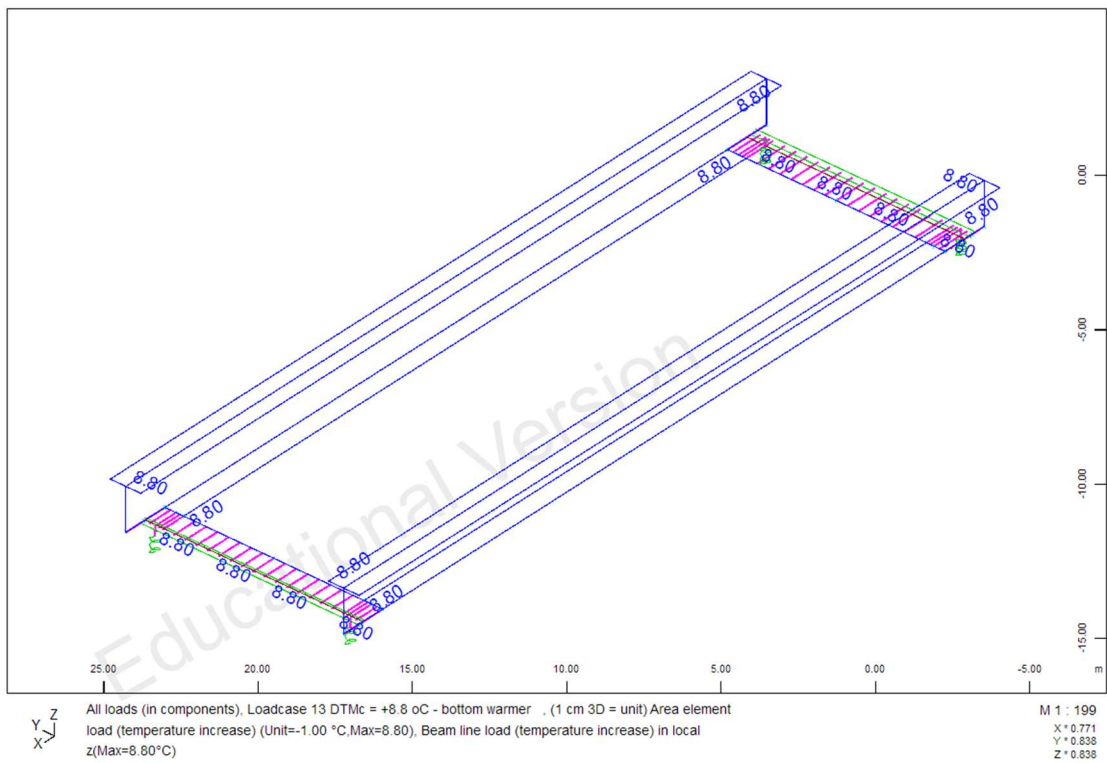


Σχήμα 5.37 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{y-y}

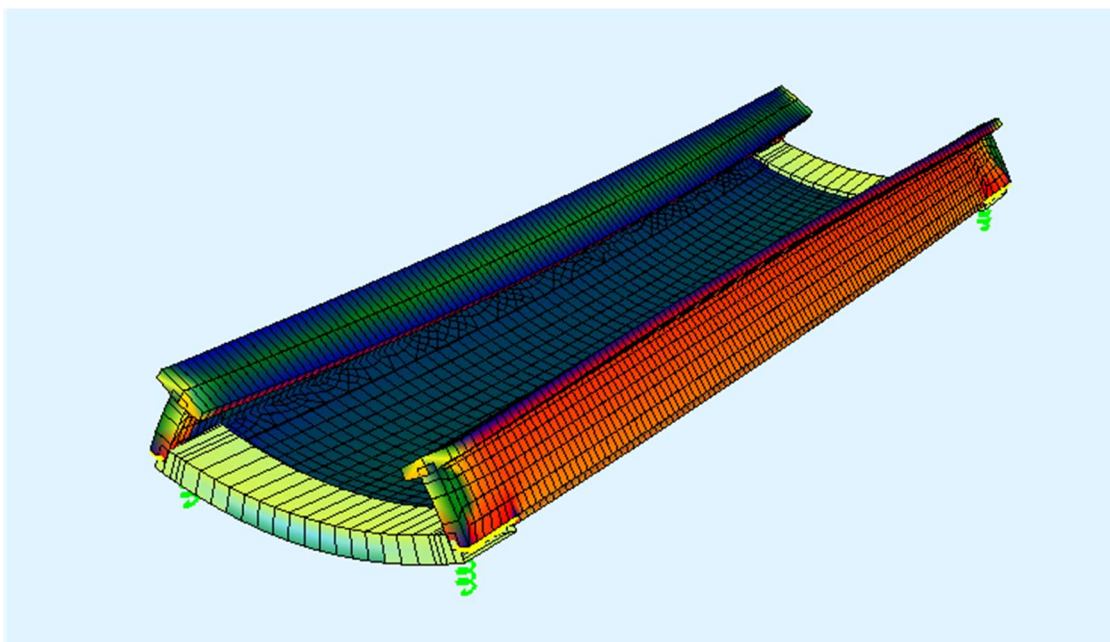


Σχήμα 5.38 Ροπές κάμψης m_{y-y}

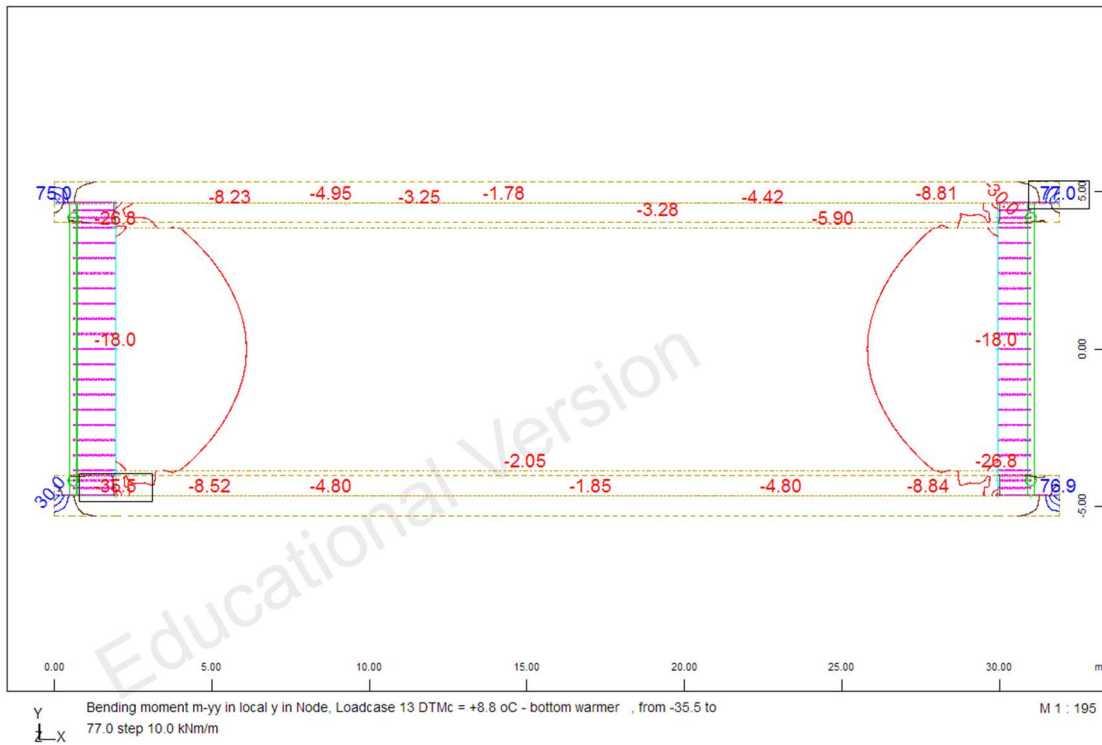
δ) $\Delta T_{m_c} = +8.80^\circ\text{C}$ – θερμότερη κάτω επιφάνεια



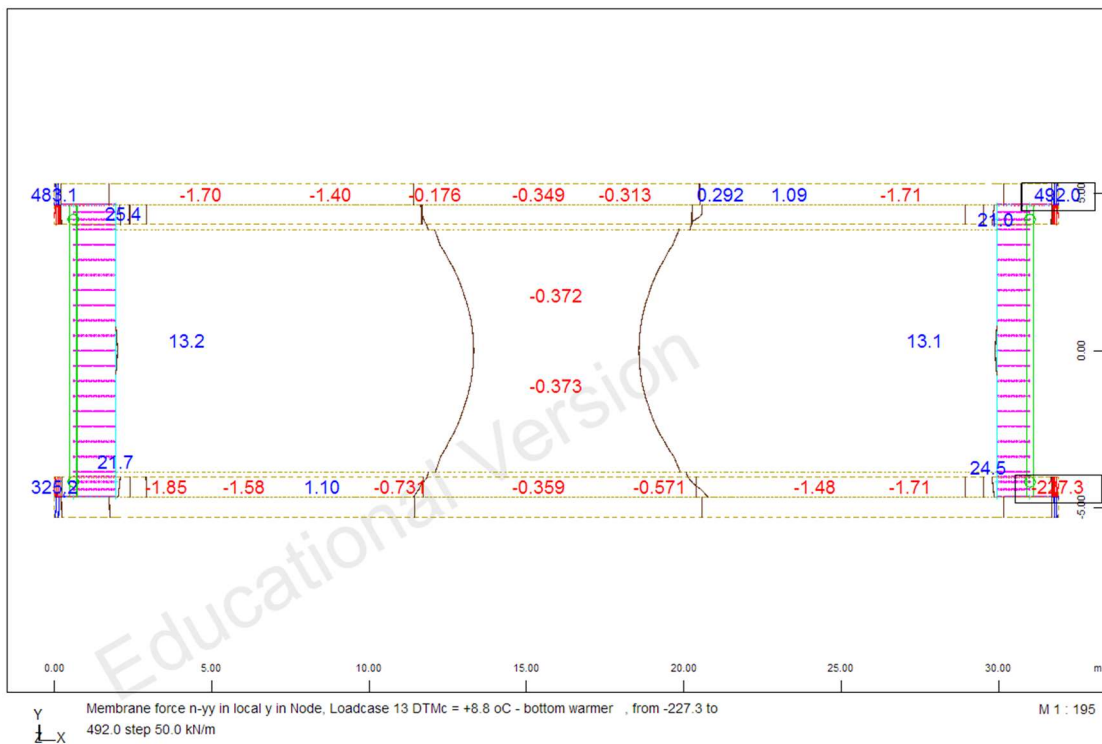
Σχήμα 5.39 Θερμότερη κάτω επιφάνεια καταστρώματος



Σχήμα 5.40 Ένταση και παραμόρφωση λόγω θερμότερης κάτω επιφάνειας καταστρώματος



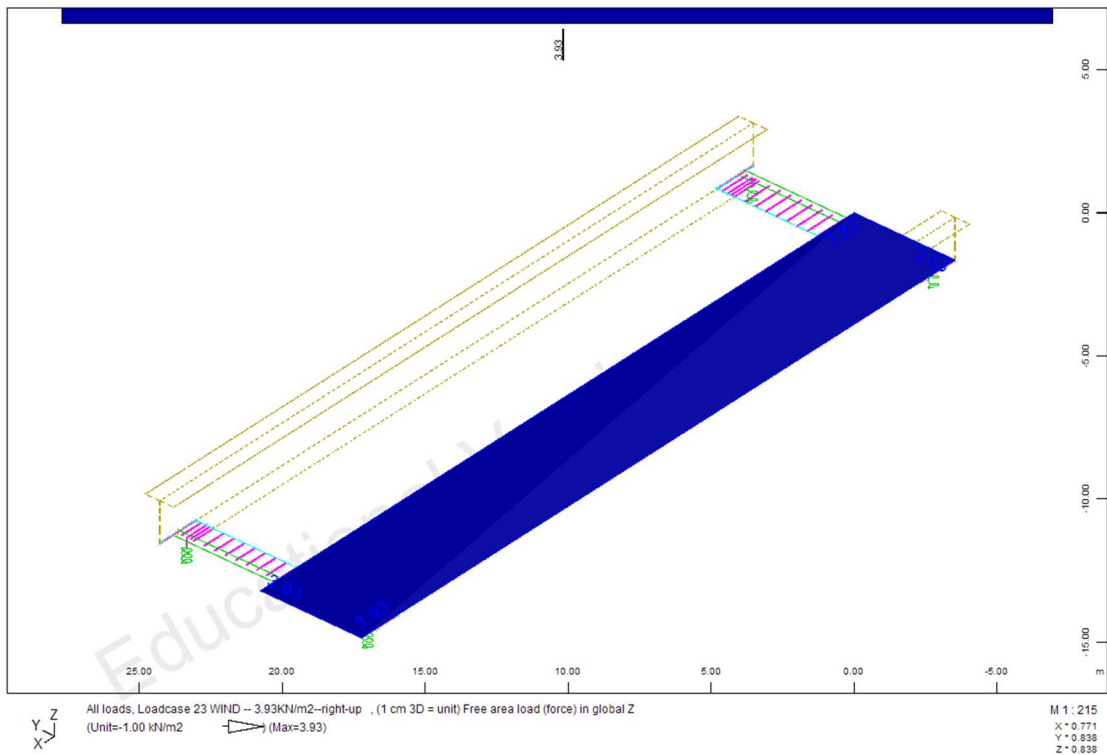
Σχήμα 5.41 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{y-y}



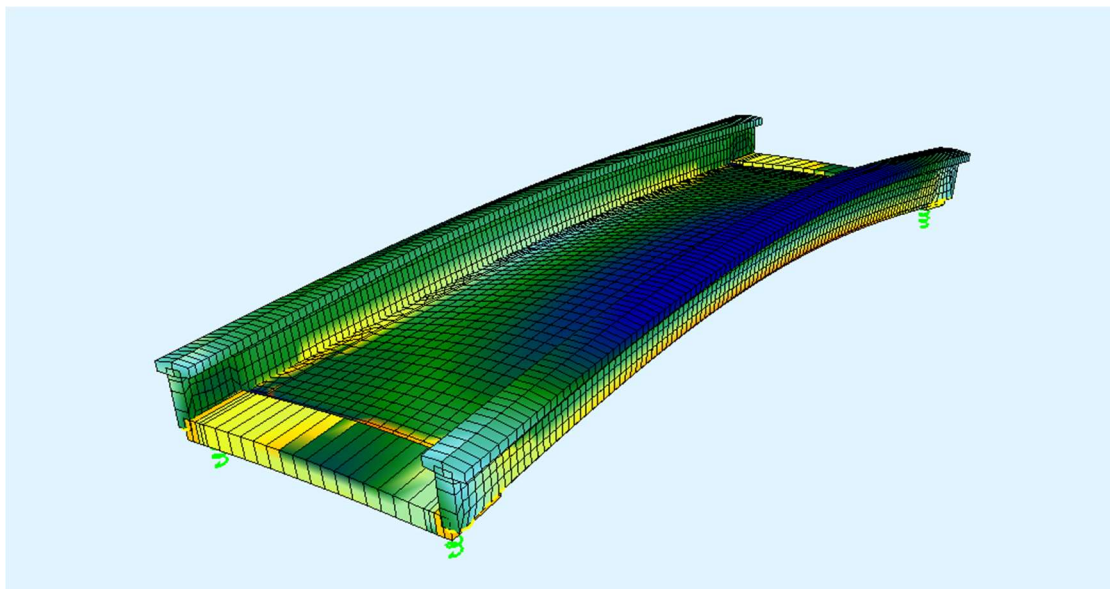
Σχήμα 5.42 Ροπές κάμψης m_{y-y}

▪ Φόρτιση ανέμου

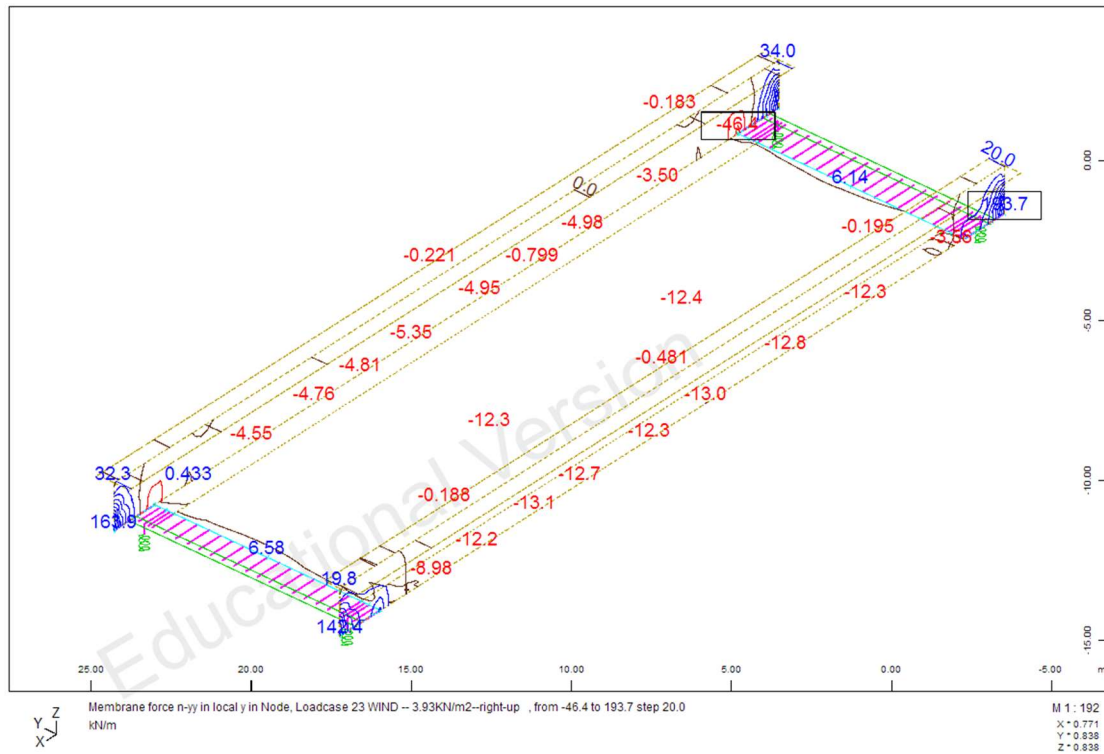
α) άνεμος προς τα πάνω



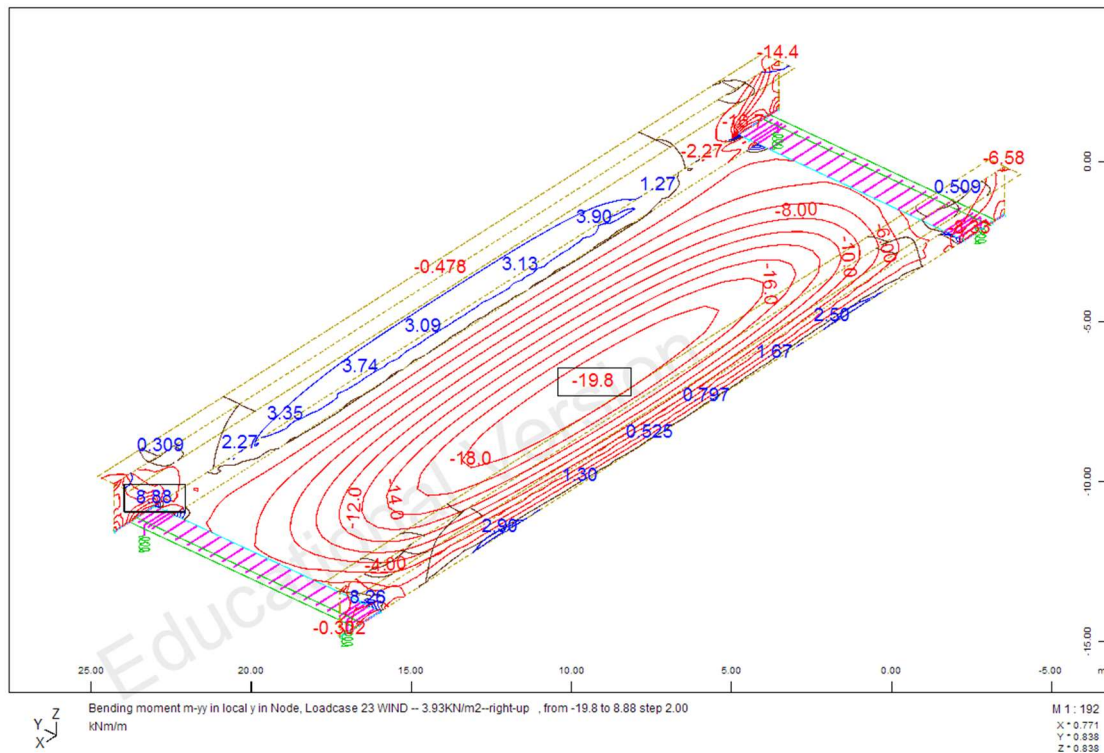
Σχήμα 5.43 Φορτίο ανέμου προς τα πάνω



Σχήμα 5.44 Ένταση και παραμόρφωση λόγω φορτίου ανέμου προς τα πάνω

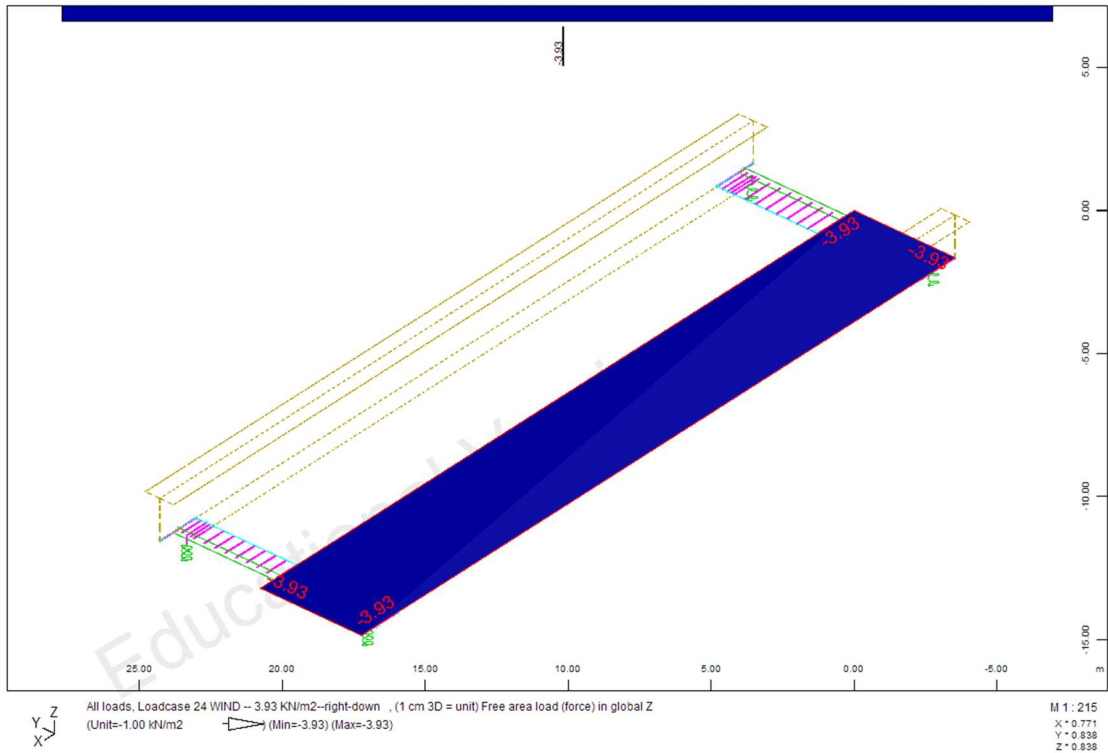


Σχήμα 5.45 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{yy}

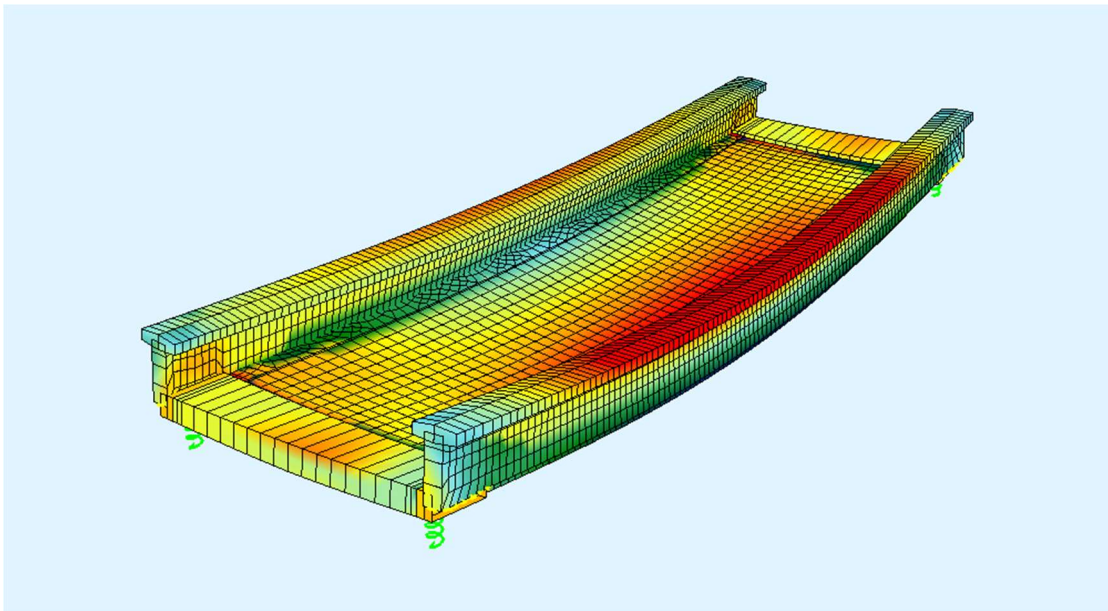


Σχήμα 5.46 Ροπές κάμψης m_{yy}

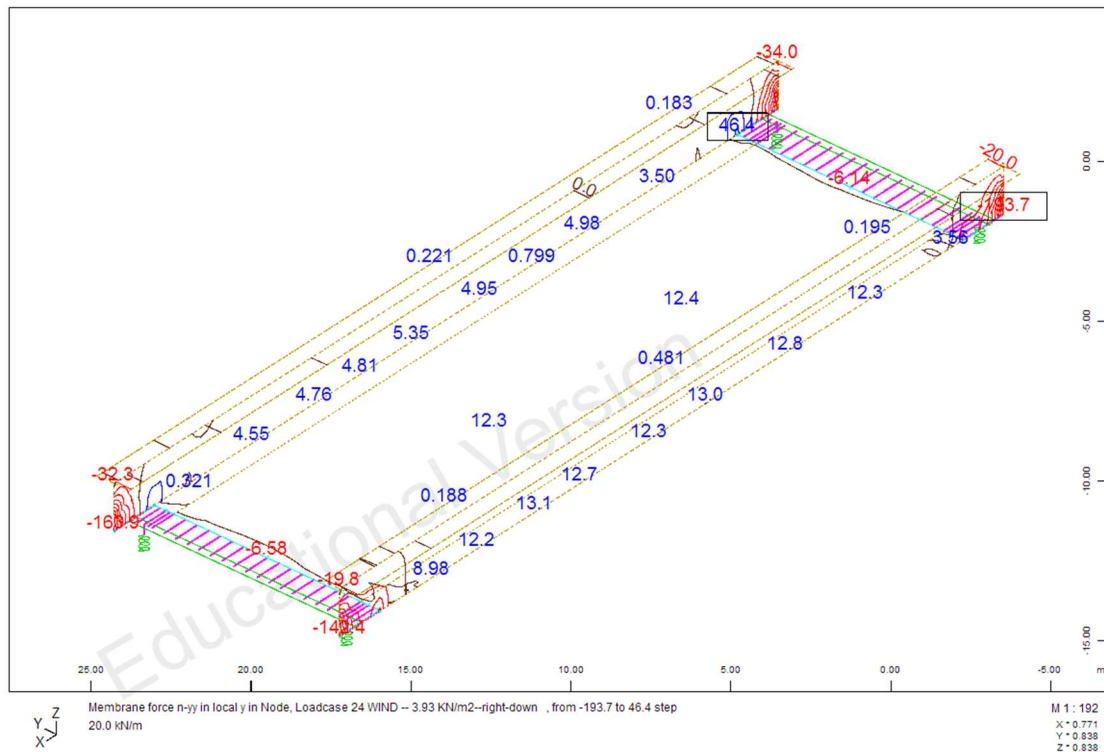
β) άνεμος προς τα κάτω



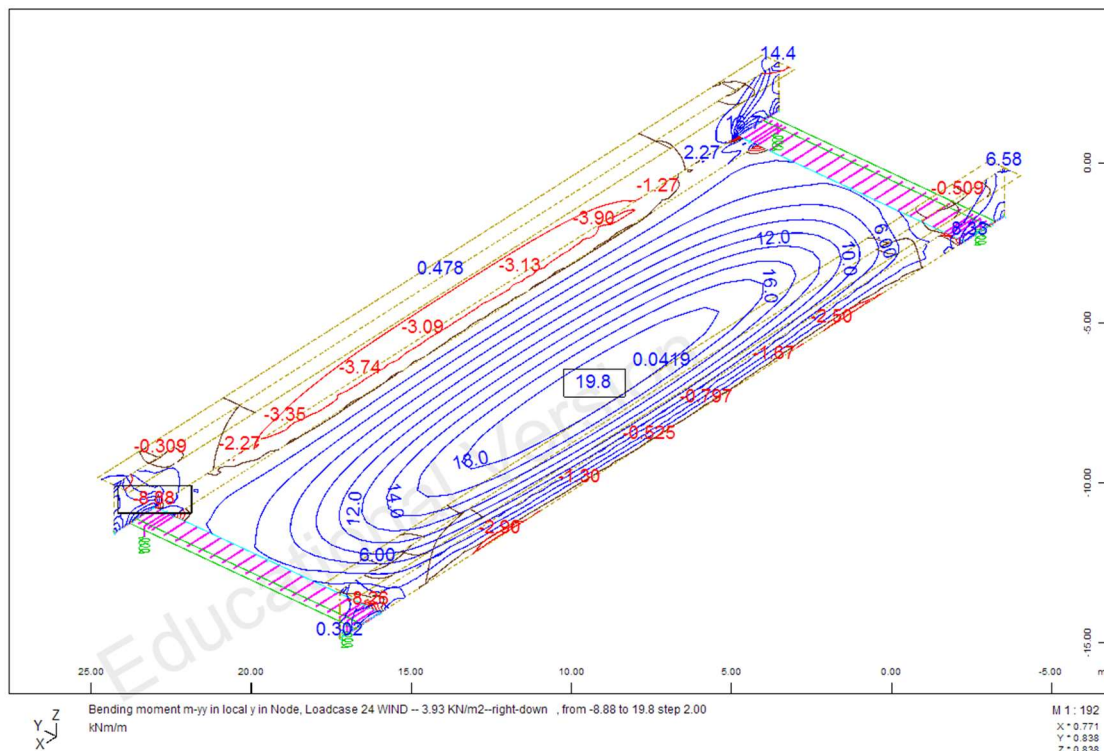
Σχήμα 5.47 Φορτίο ανέμου προς τα κάτω



Σχήμα 5.48 Ένταση και παραμόρφωση λόγω φορτίου ανέμου προς τα κάτω

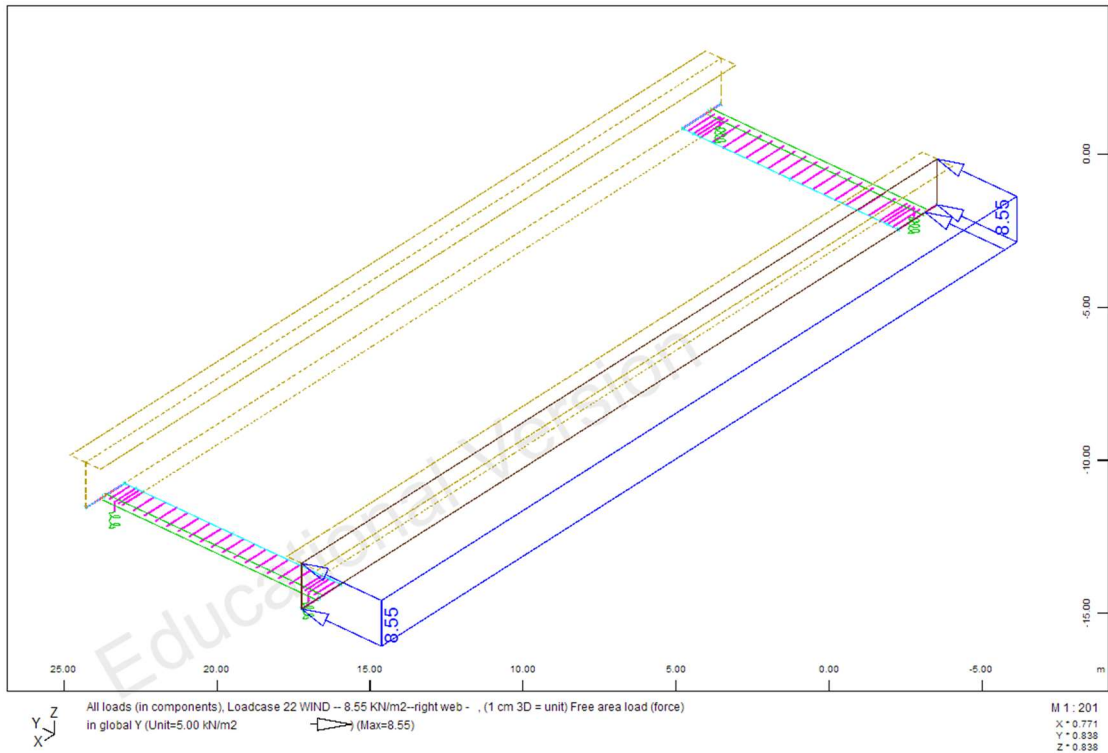


Σχήμα 5.49 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{yy}

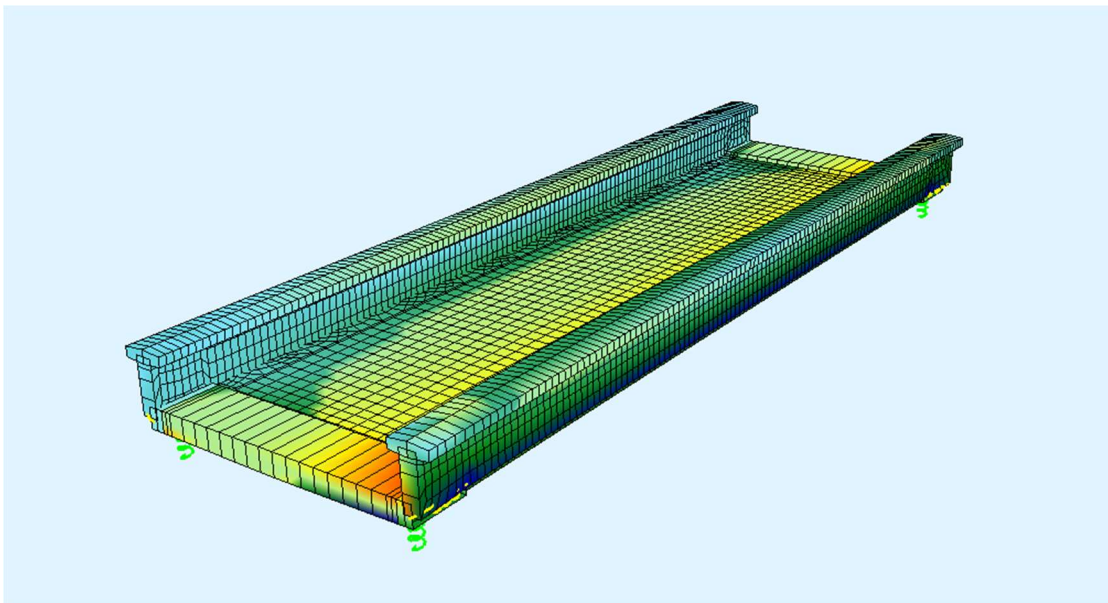


Σχήμα 5.50 Ροπές κάμψης m_{yy}

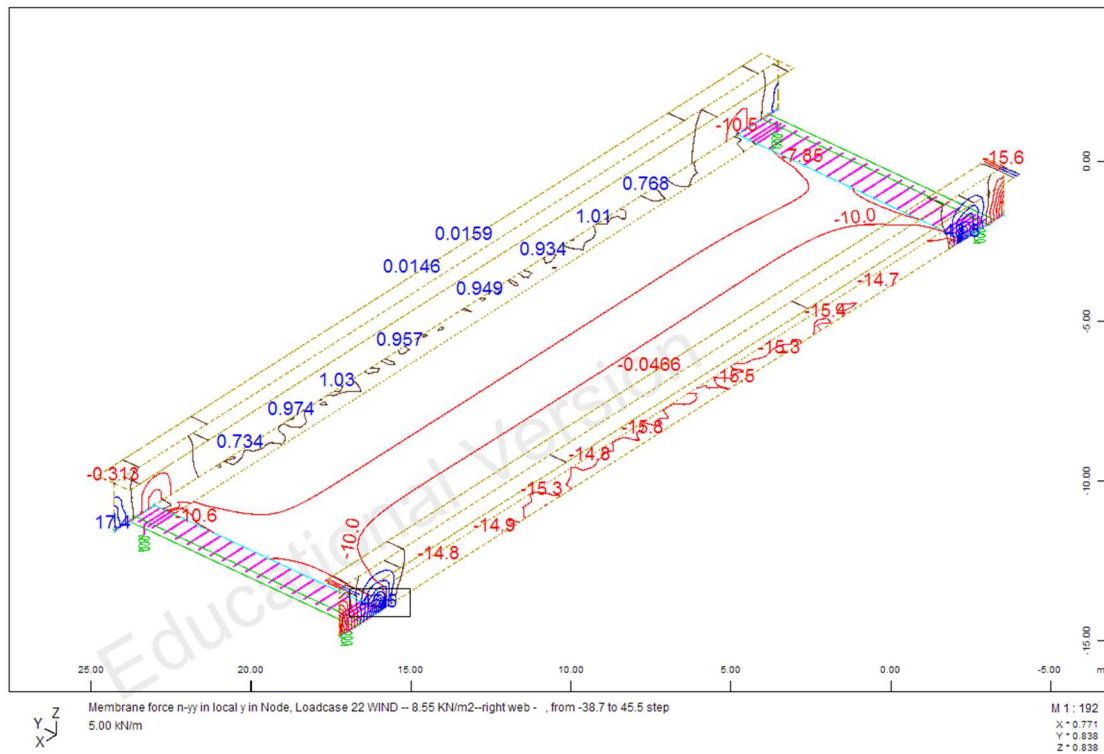
γ) εγκάρσιος άνεμος



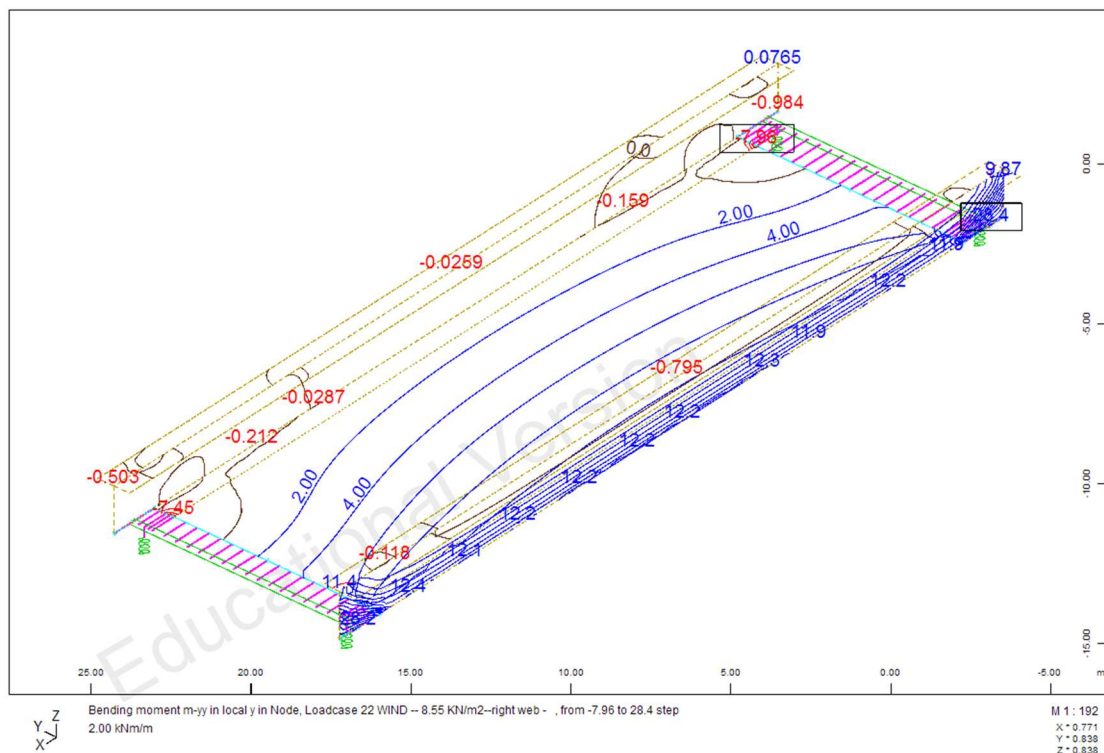
Σχήμα 5.51 Εγκάρσιο φορτίο ανέμου



Σχήμα 5.52 Ένταση και παραμόρφωση λόγω εγκάρσιου φορτίου ανέμου



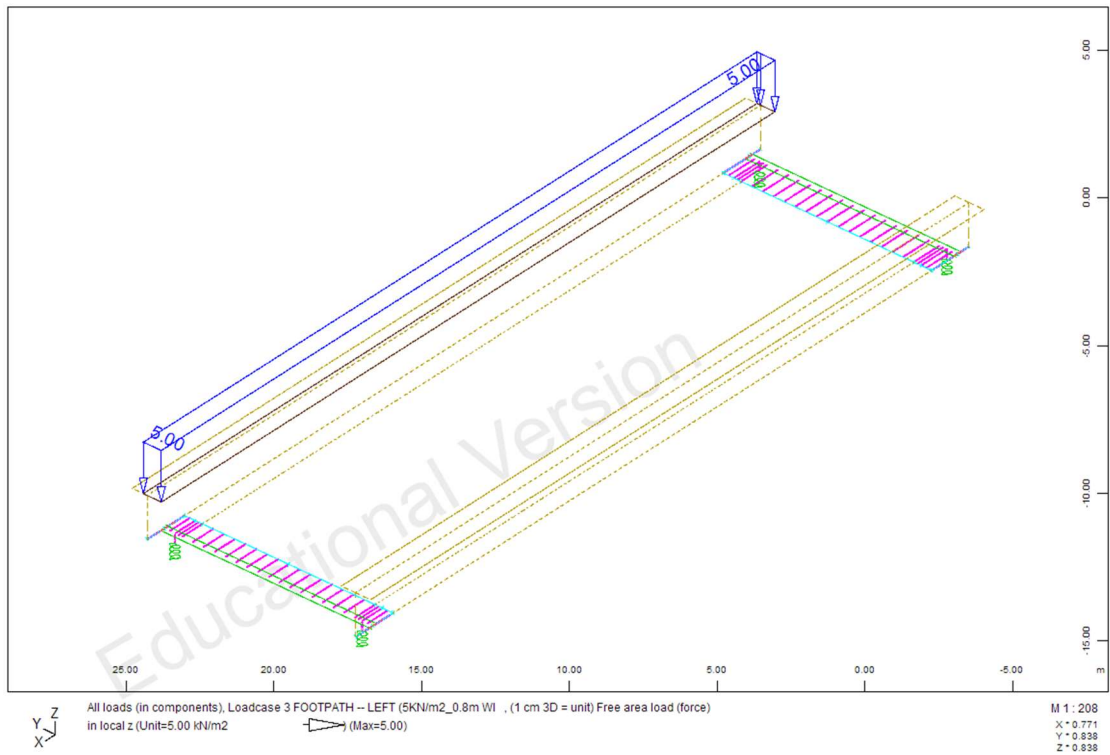
Σχήμα 5.53 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{y-y}



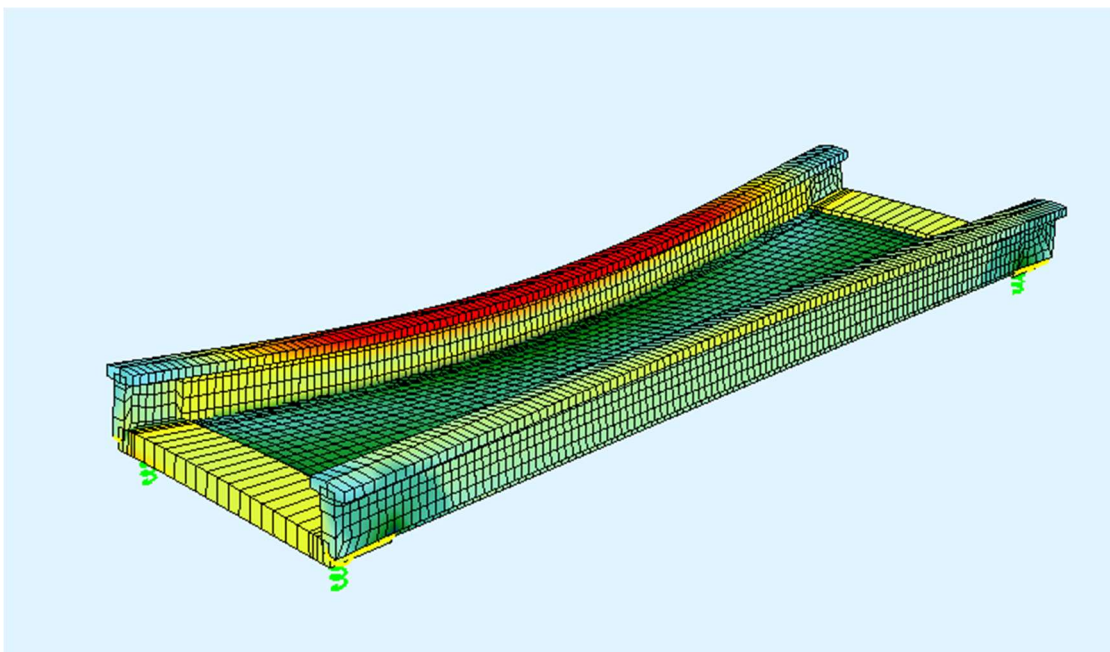
Σχήμα 5.54 Ροπές κάμψης m_{y-y}

▪ Φορτία κυκλοφορίας

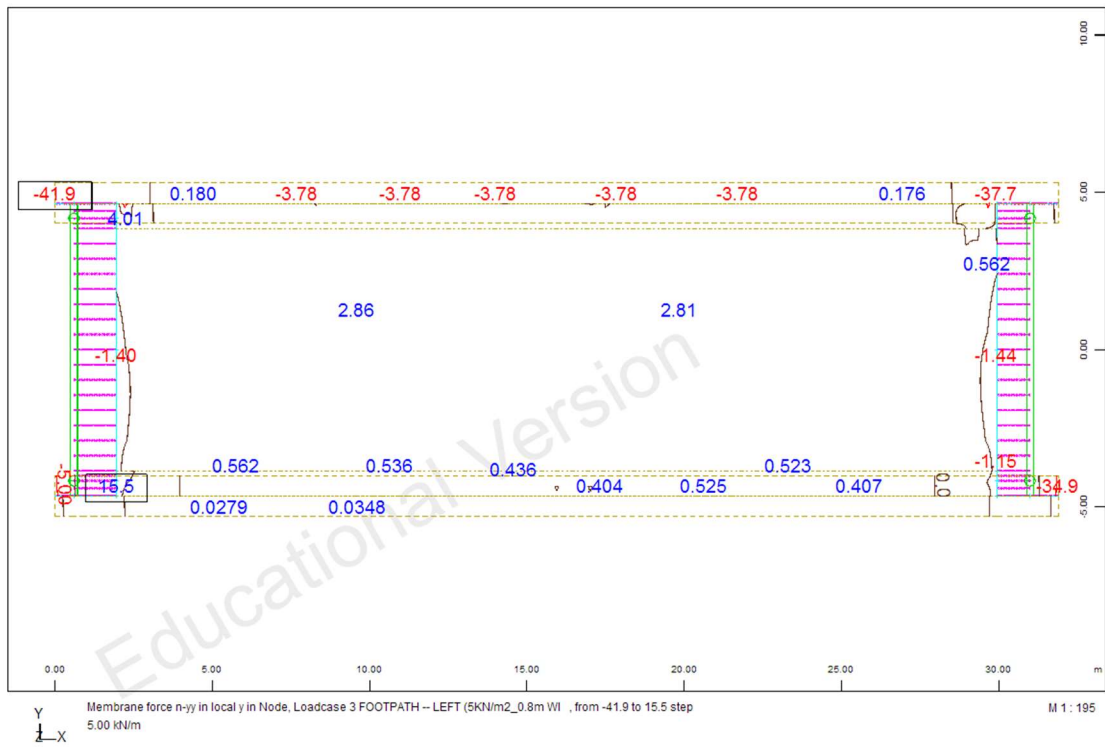
α) φορτίο πεζοδρομίων



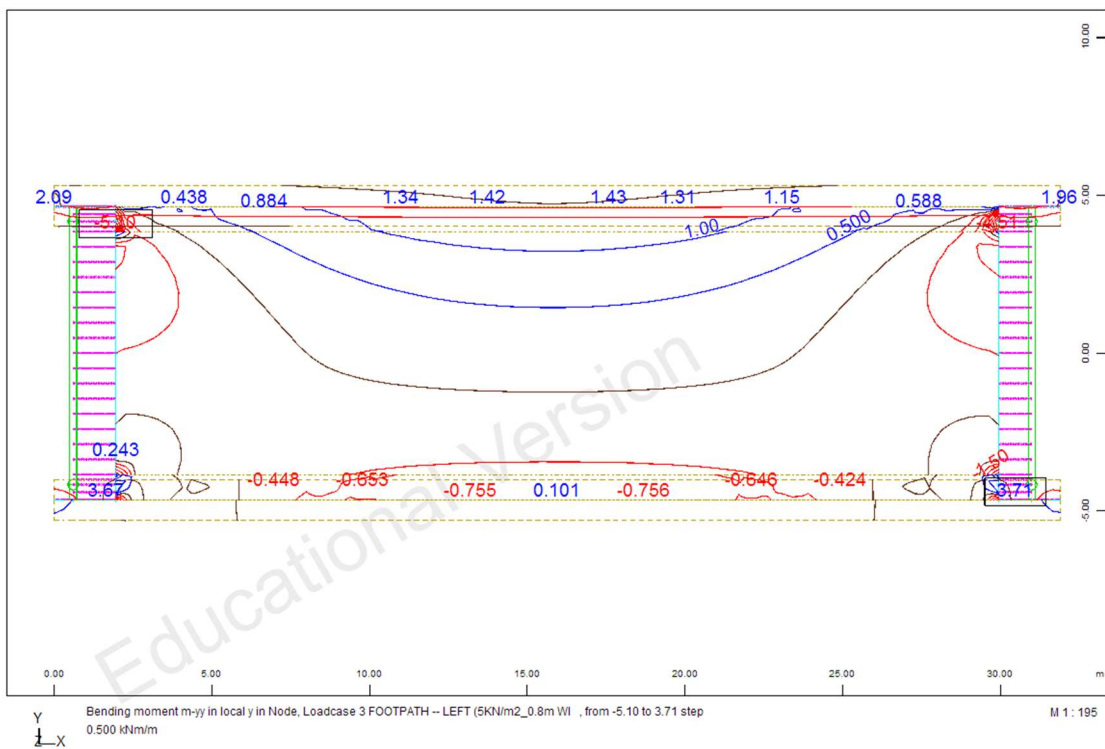
Σχήμα 5.55 Φορτία πεζοδρομίου



Σχήμα 5.56 Ένταση και παραμόρφωση λόγω φορτίου πεζοδρομίου

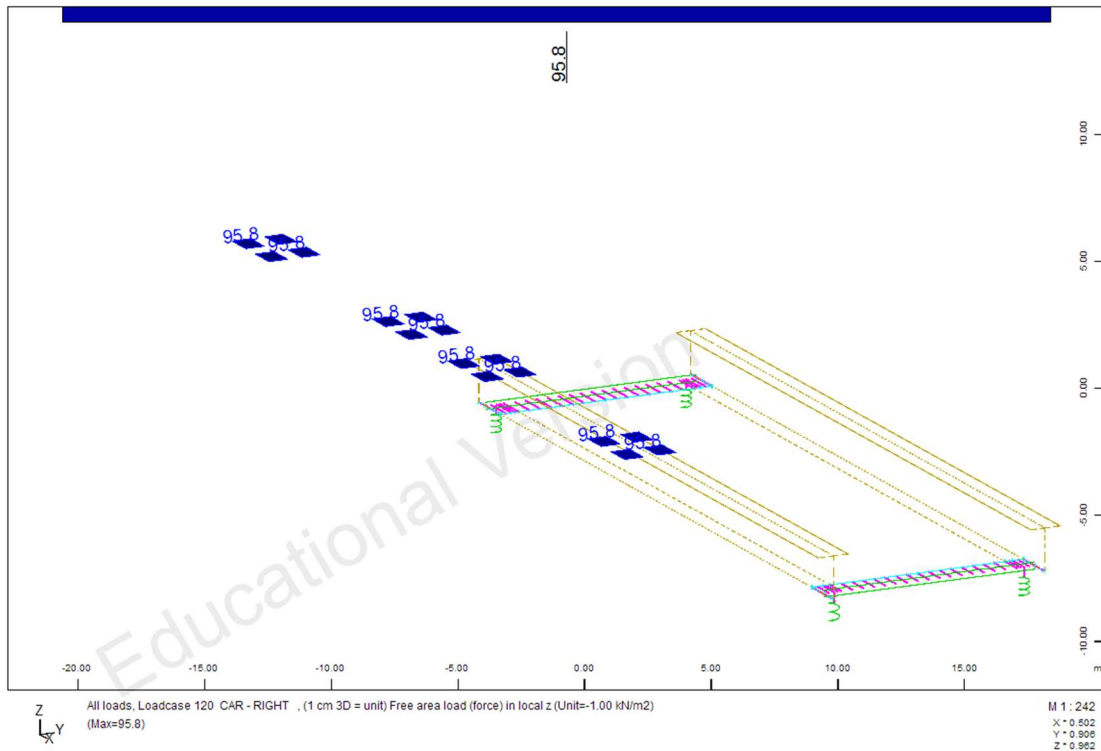


Σχήμα 5.57 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{y-y}

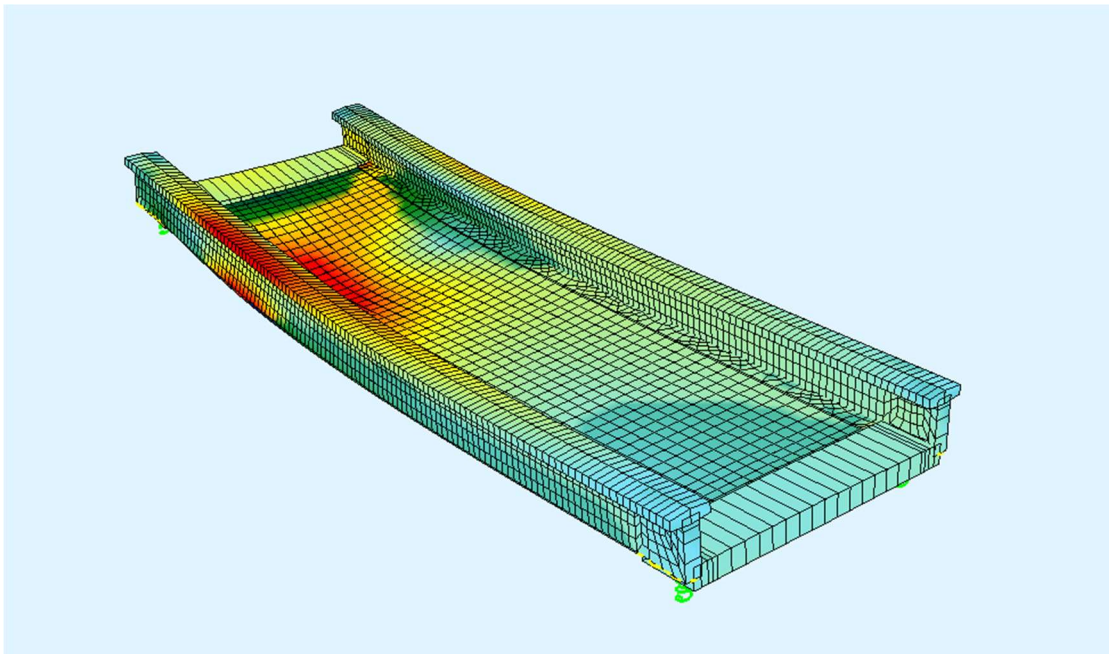


Σχήμα 5.58 Ροπές κάμψης m_{y-y}

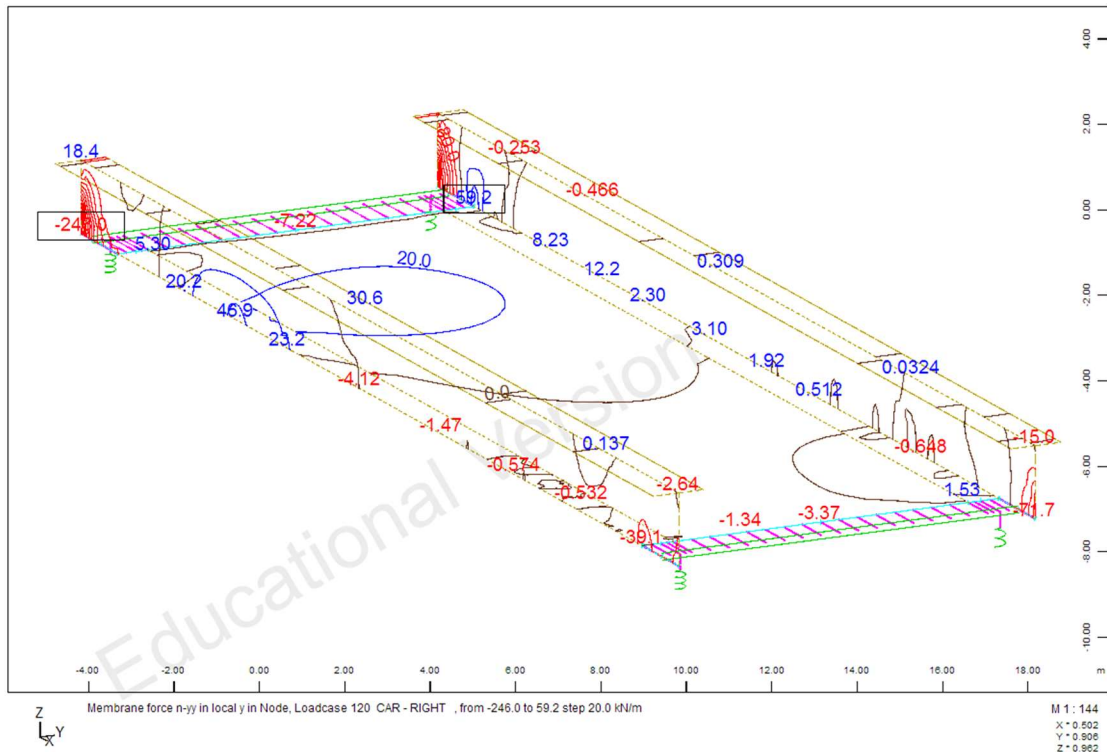
β) σιδηροδρομική κυκλοφορία



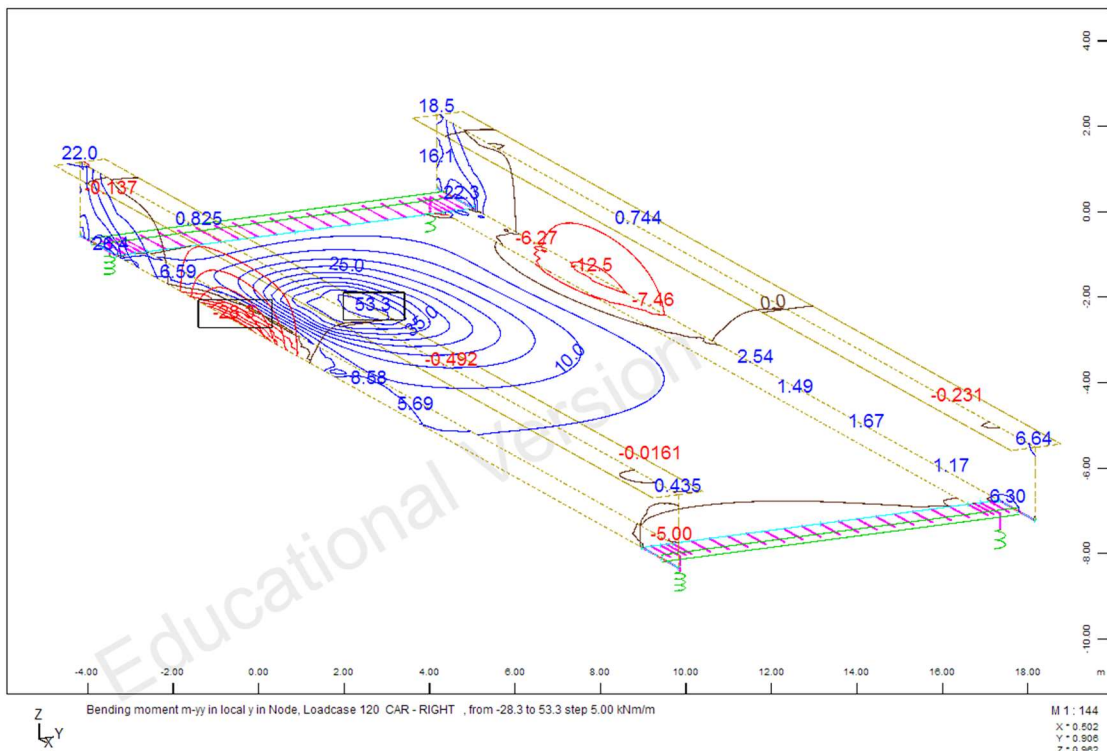
Σχήμα 5.59 Φορτίο συρμού (θέση 1)



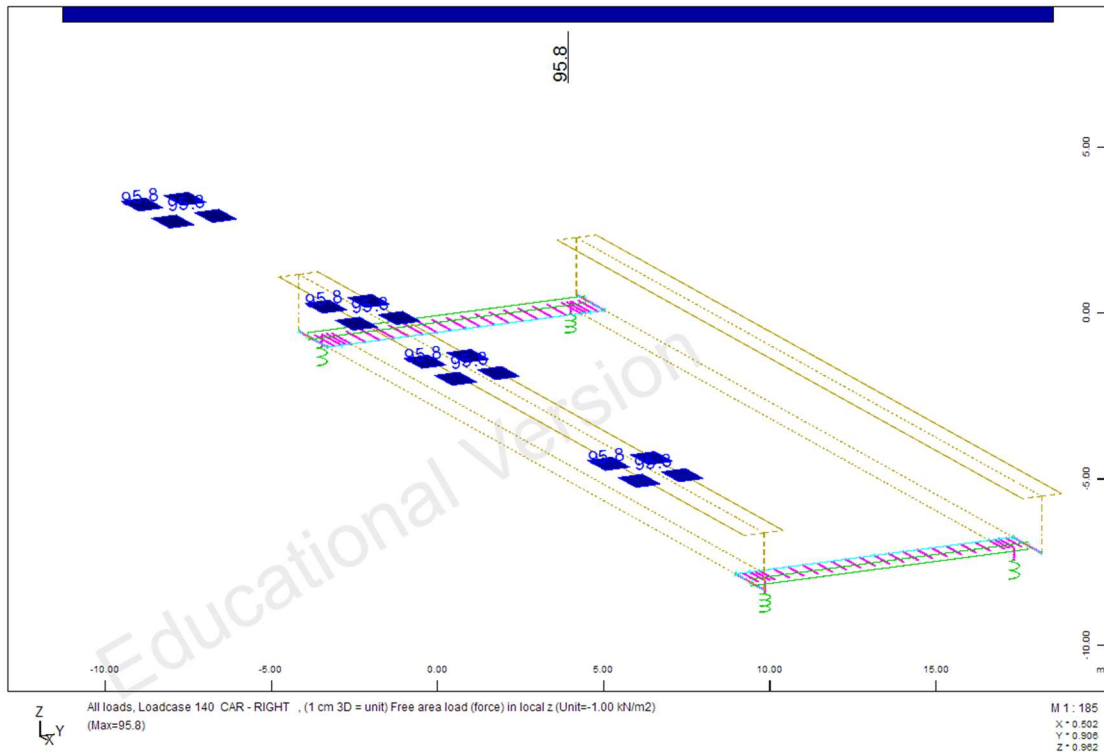
Σχήμα 5.60 Ένταση και παραμόρφωση λόγω φορτίου συρμού (θέση 1)



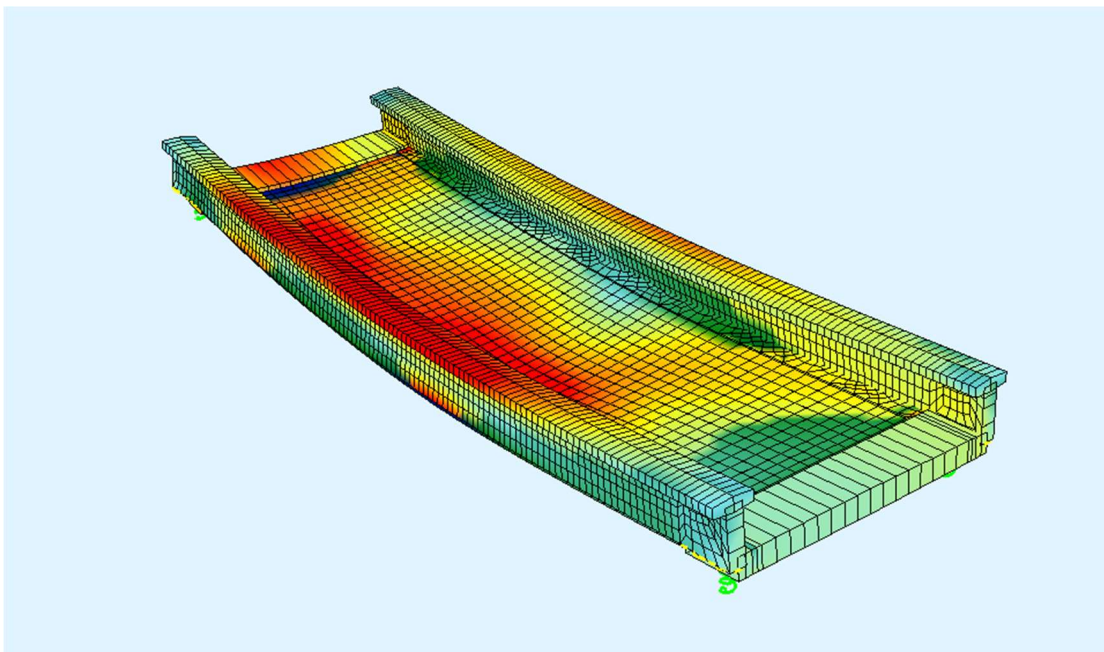
Σχήμα 5.61 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{y-y}



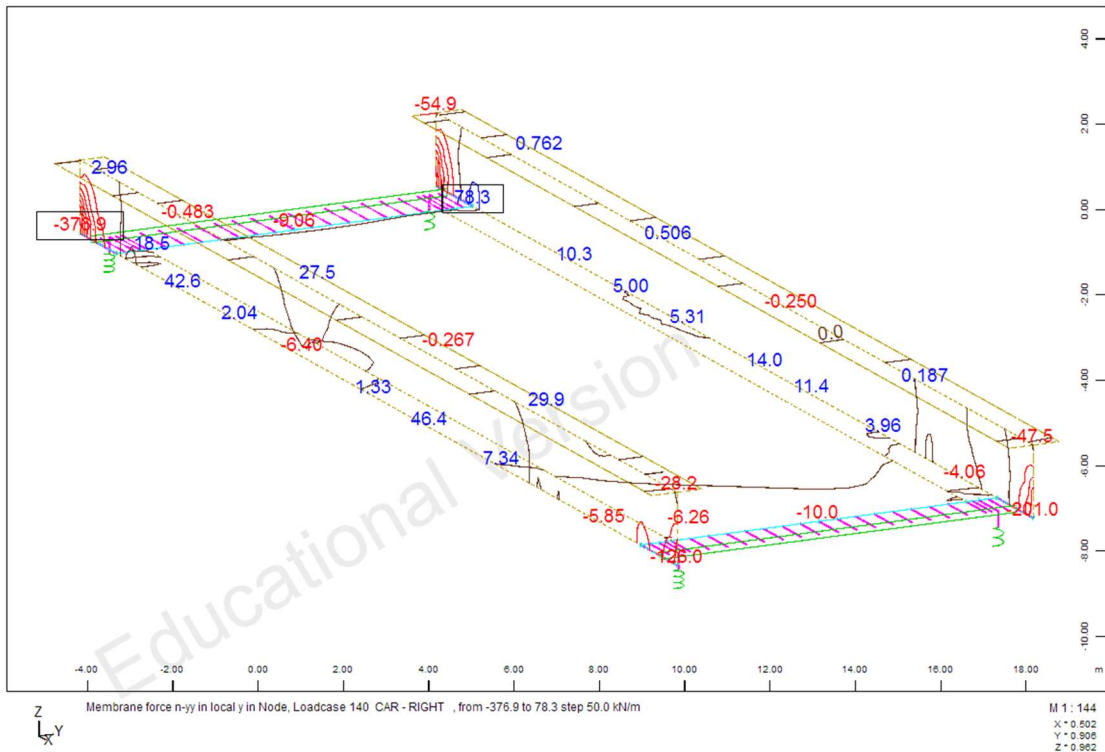
Σχήμα 5.62 Ροπές κάμψης m_{y-y}



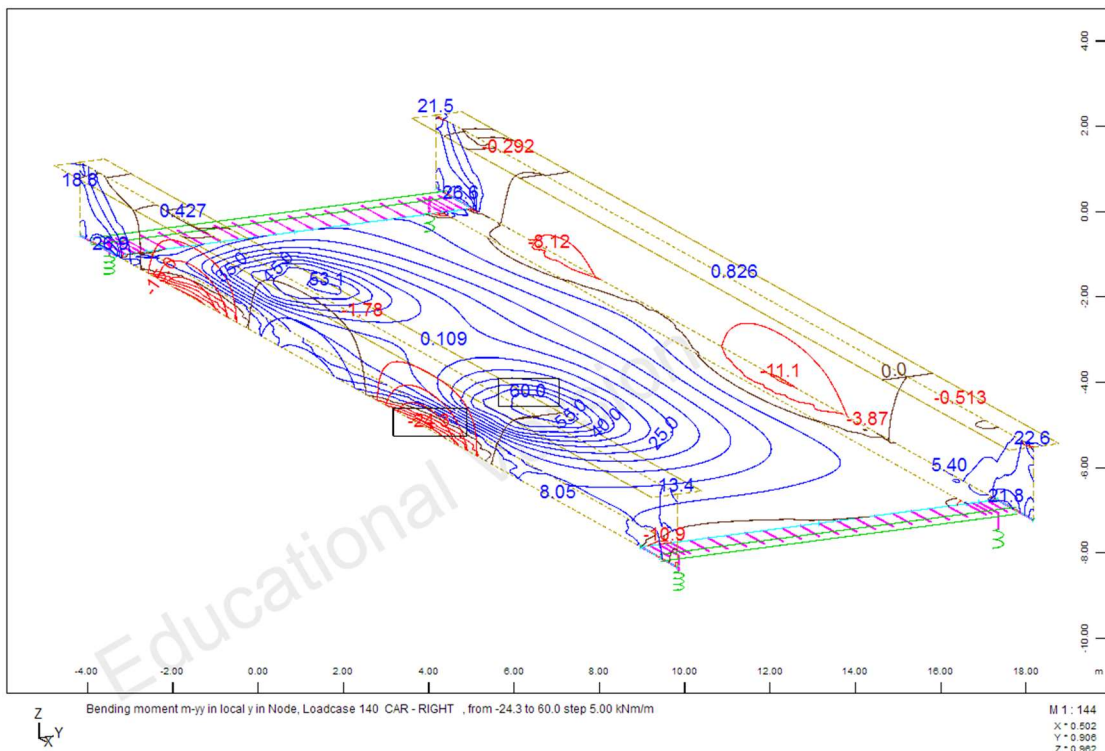
Σχήμα 5.63 Φορτίο συρμού (θέση 2)



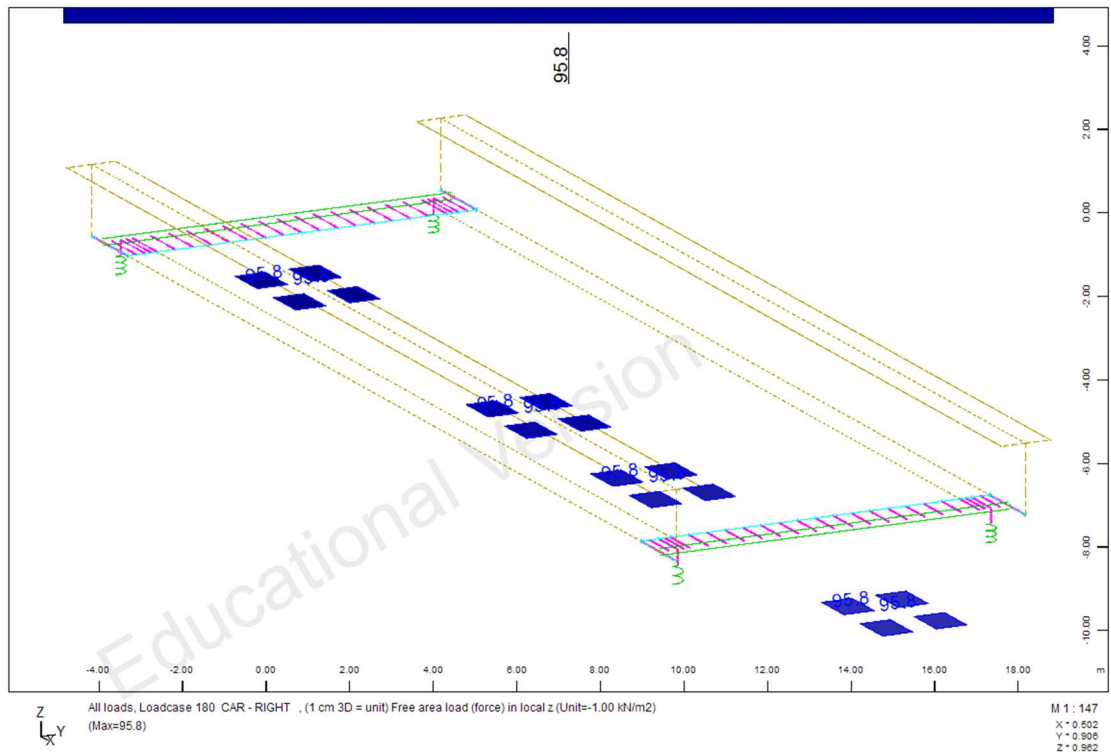
Σχήμα 5.64 Ένταση και παραμόρφωση λόγω φορτίου συρμού (θέση 2)



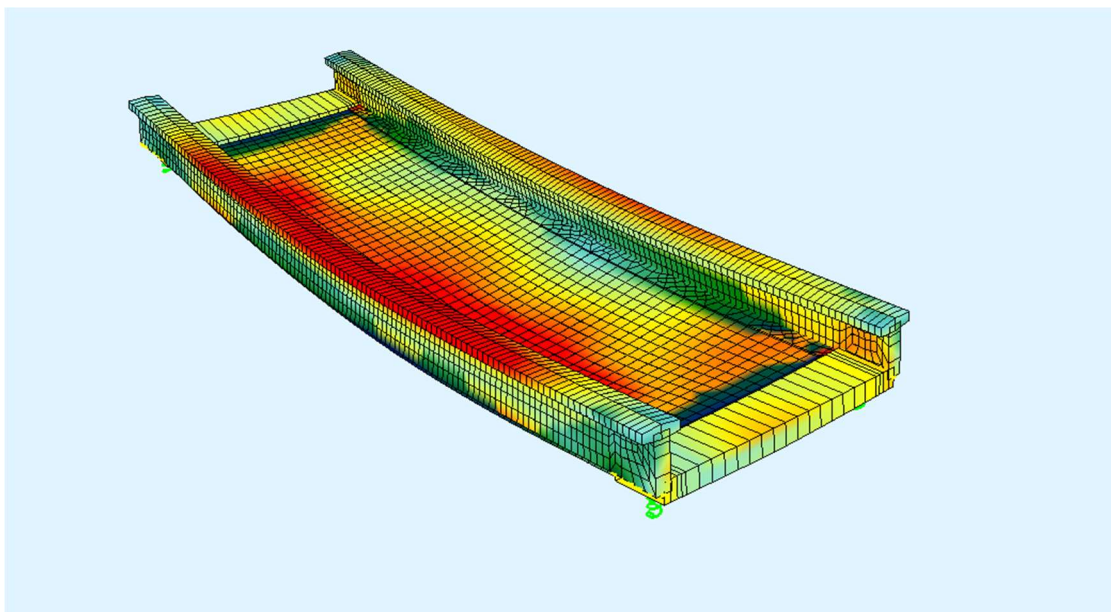
Σχήμα 5.65 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{yy}



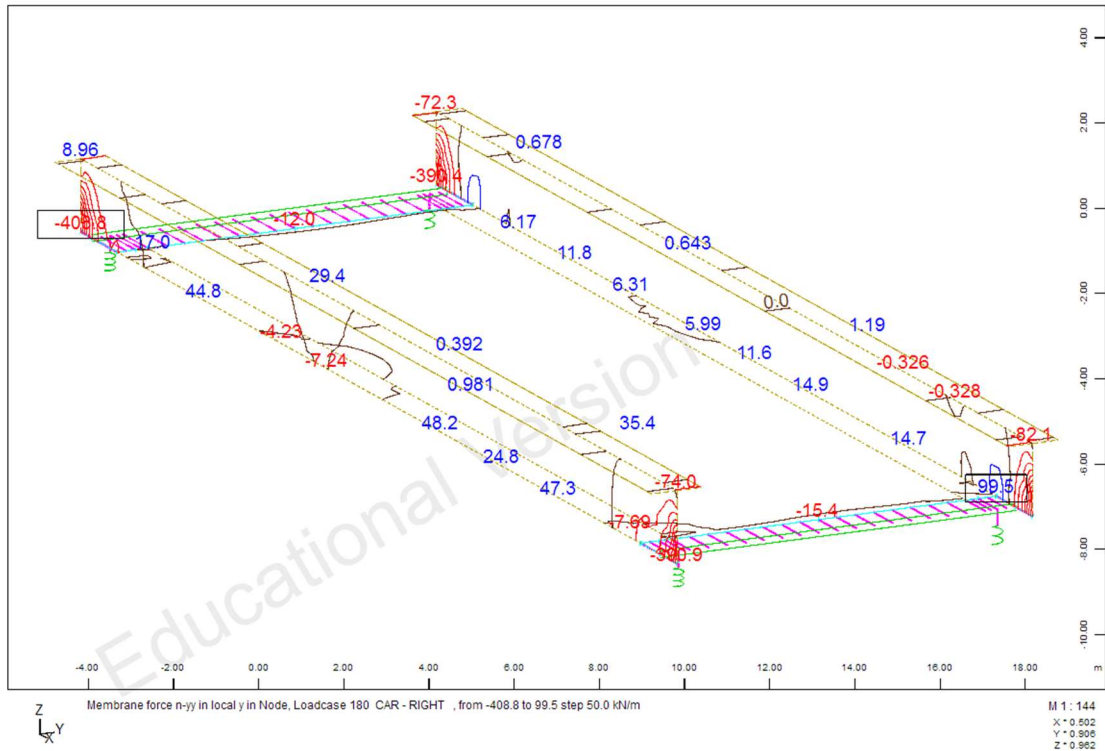
Σχήμα 5.66 Ροπές κάμψης m_{yy}



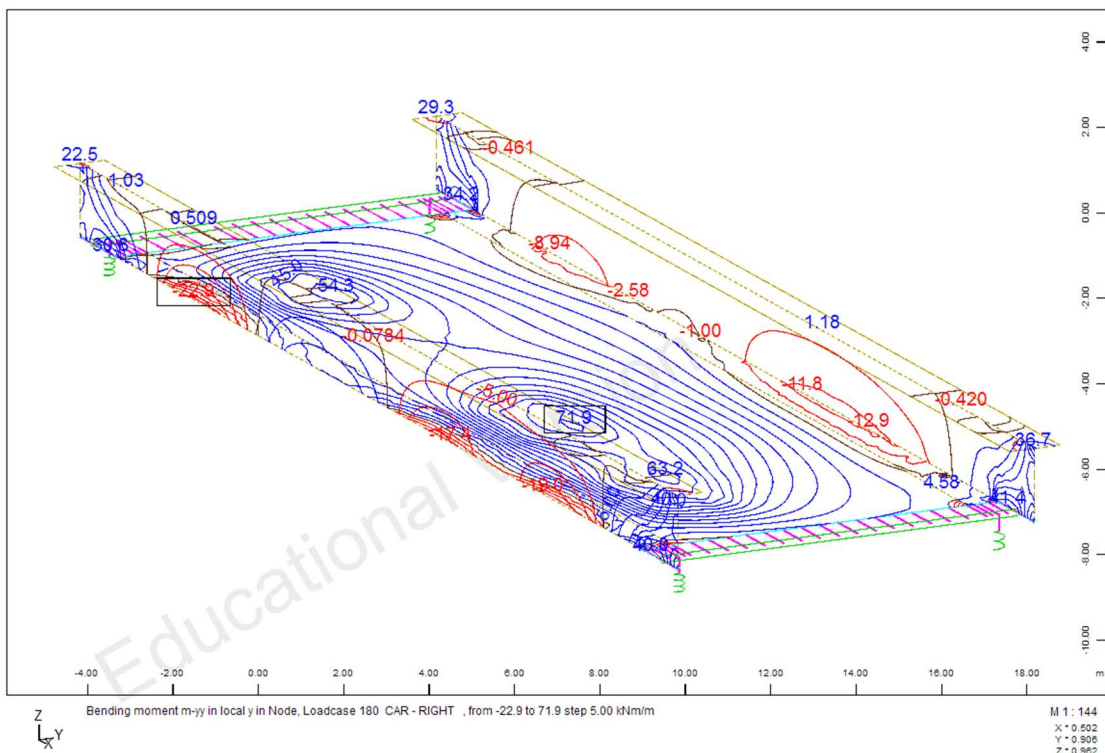
Σχήμα 5.67 Φορτίο συρμού (Θέση 3)



Σχήμα 5.68 Ενταση και παραμόρφωση λόγω φορτίου συρμού (θέση 3)



Σχήμα 5.69 Μεμβρανικές αξονικές δυνάμεις n_{yy}



Σχήμα 5.70 Ροπές κάμψης m_{yy}

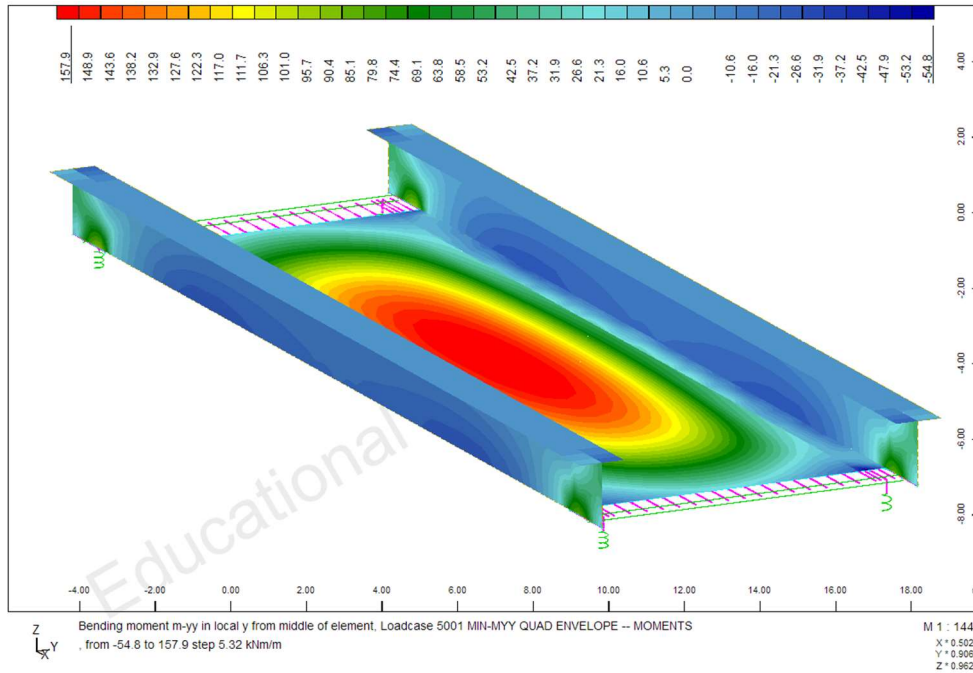
5.3.2 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

Για τον οιοιεί μόνιμο συνδυασμό δράσεων της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.) ελέγχεται το μέγιστο εύρος ρωγμής.

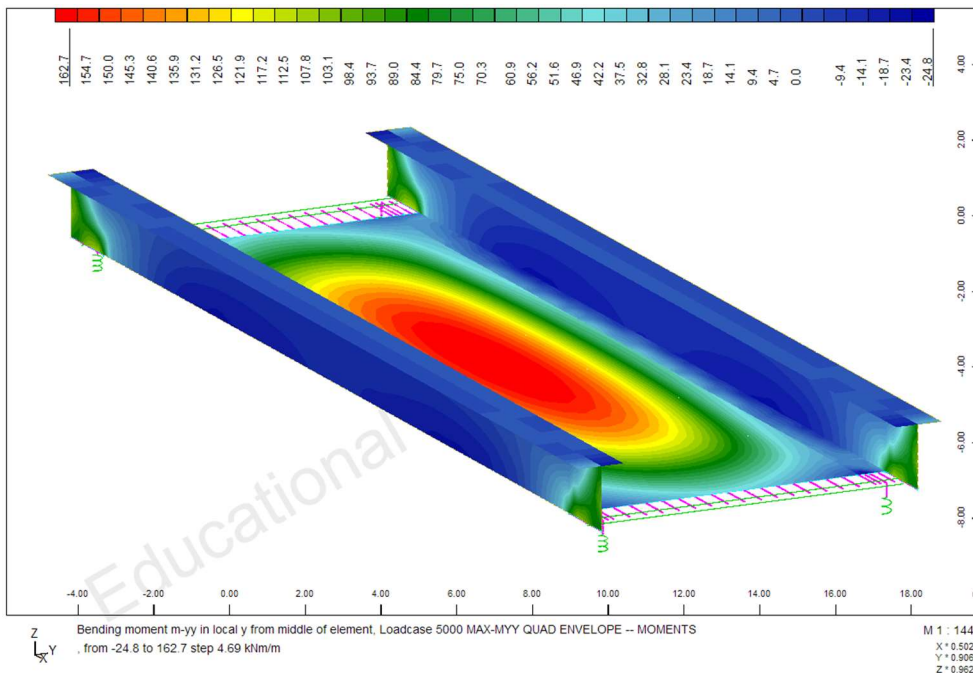
Η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή (βλέπε κεφάλαιο 3) του εύρους ρωγμής είναι:

$$w_{k,max}=0.30mm$$

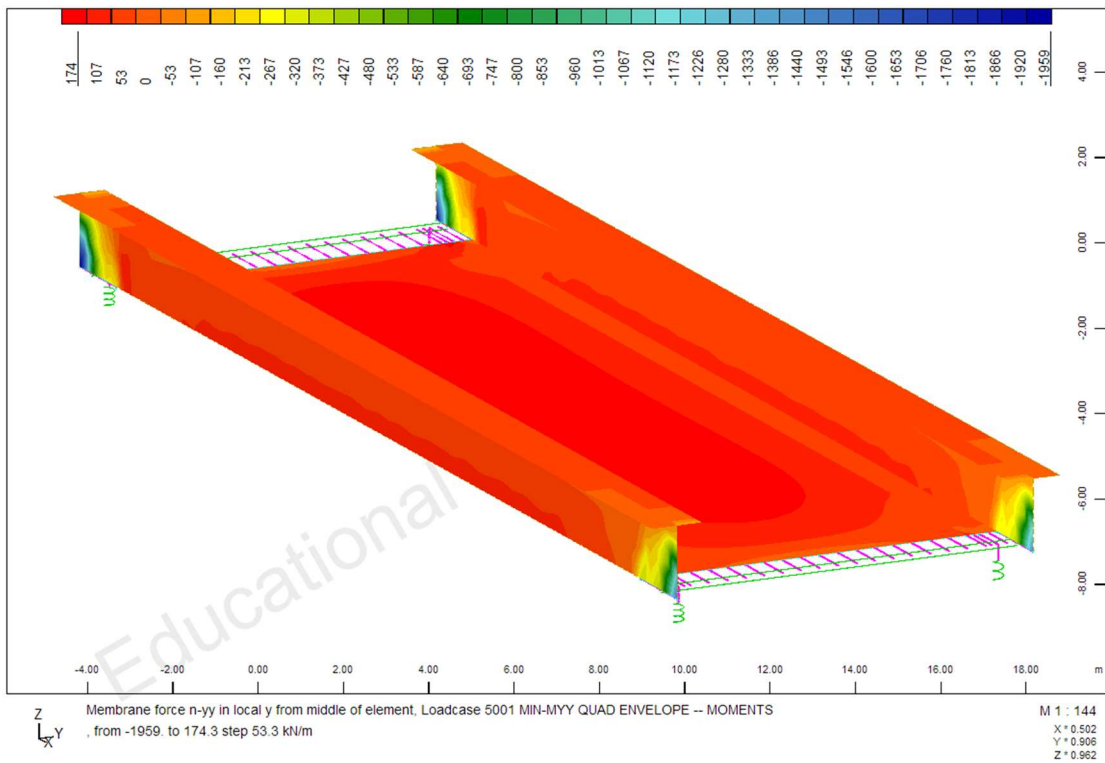
Από τους υπολογισμούς σύμφωνα με τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη του παραπάνω συνδυασμού προκύπτει ότι η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή $w_{k,max}$ δεν υπερβαίνεται.



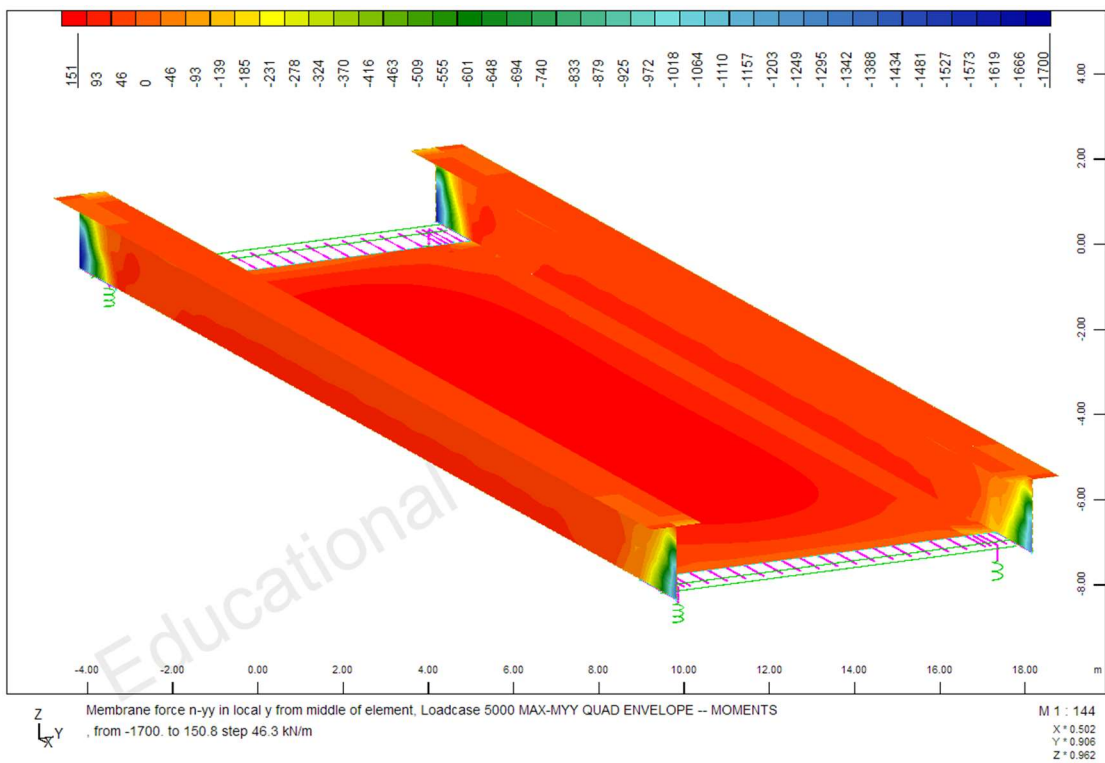
Σχήμα 5.71 Ελάχιστες ροπές κάμψης m_{y-y} (οιοιεί μόνιμος συνδυασμός)



Σχήμα 5.72 Μέγιστες ροπές κάμψης m_{y-y} (οιοιεί μόνιμος συνδυασμός)



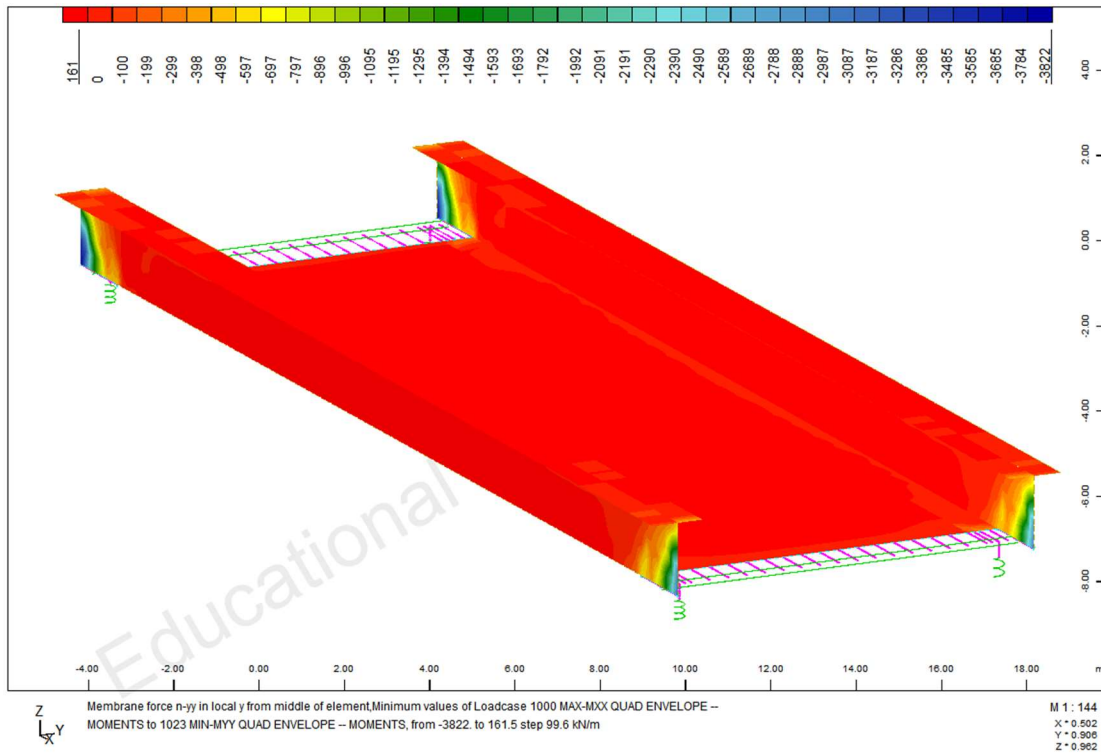
Σχήμα 5.73 Ελάχιστες αξονικές δυνάμεις n_{yy} (ιονεί μόνιμος συνδυασμός)



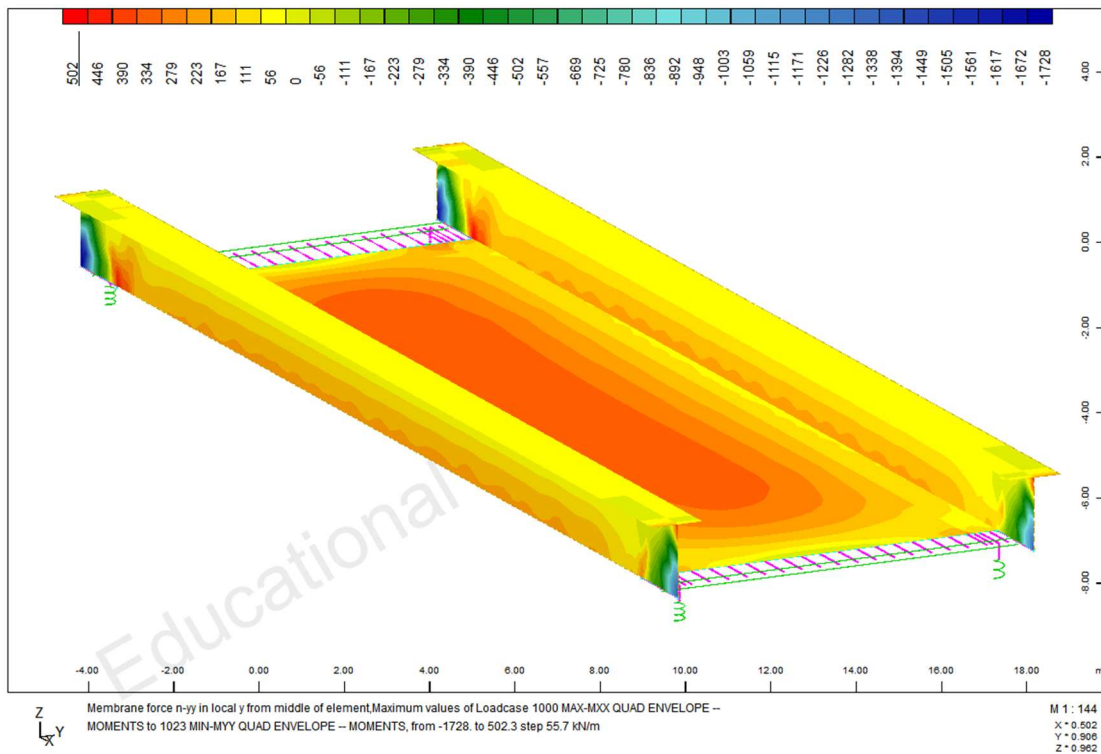
Σχήμα 5.74 Μέγιστες αξονικές δυνάμεις n_{yy} (ιονεί μόνιμος συνδυασμός)

5.3.3 ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

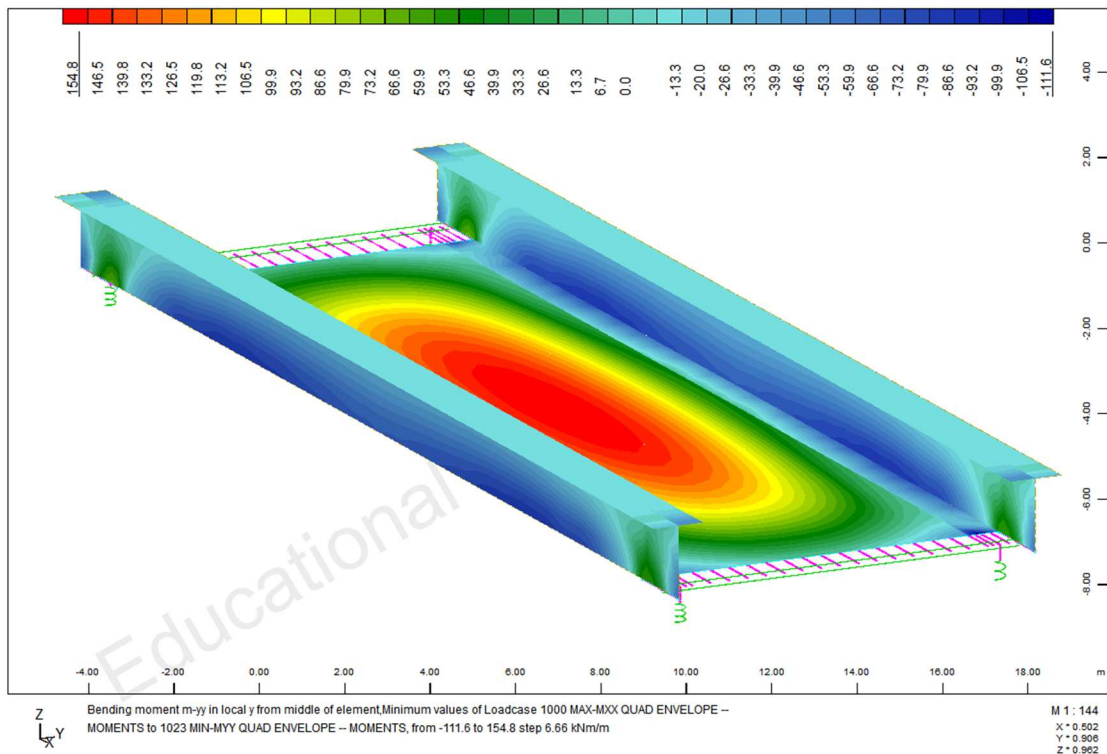
Οι περιβάλλουσες των συνδυασμών δράσεων της οριακής κατάστασης αστοχίας (Ο.Κ.Α.) παρατίθενται στη συνέχεια:



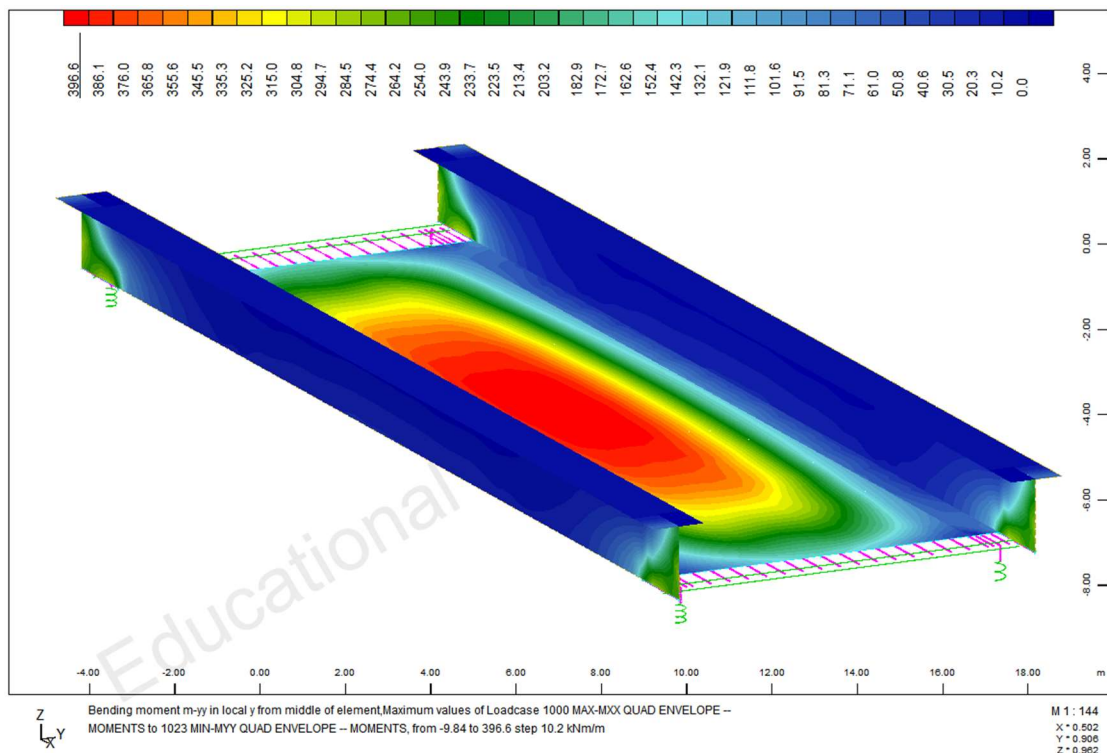
Σχήμα 5.75 Ελάχιστες αξονικές δυνάμεις n_{y-y} (Ο.Κ.Α.)



Σχήμα 5.76 Μέγιστες αξονικές δυνάμεις n_{y-y} (Ο.Κ.Α.)

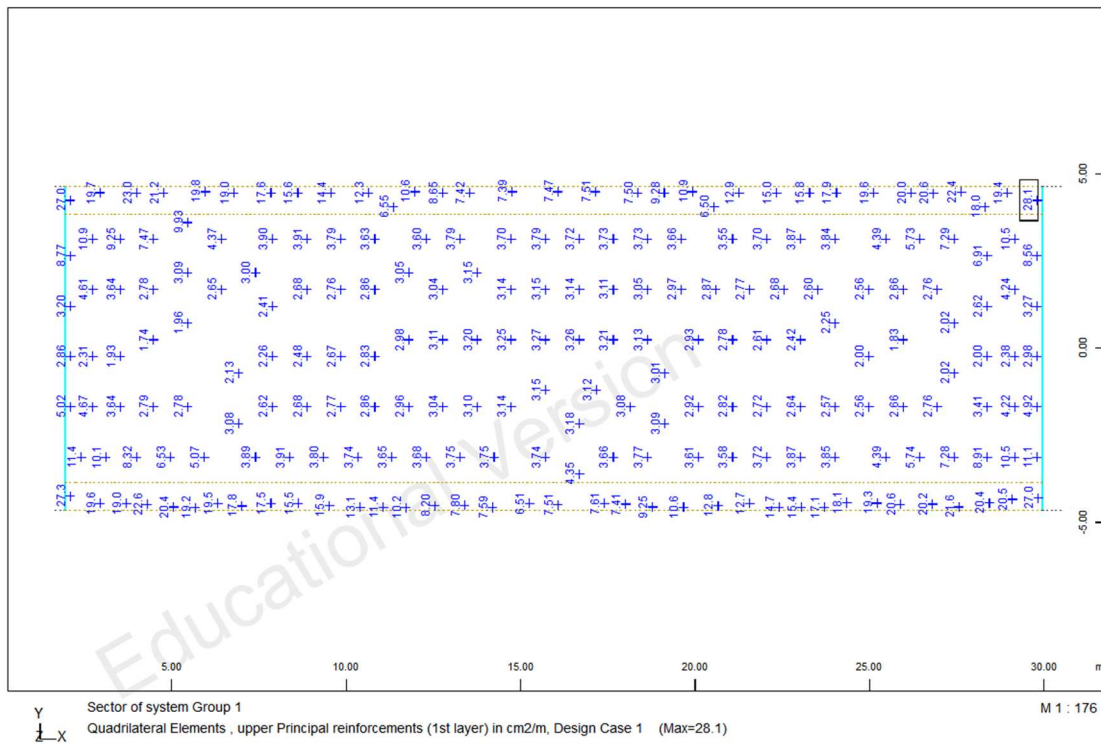


Σχήμα 5.77 Ελάχιστες ροπές κάμψης m_{y-y} (Ο.Κ.Α.)

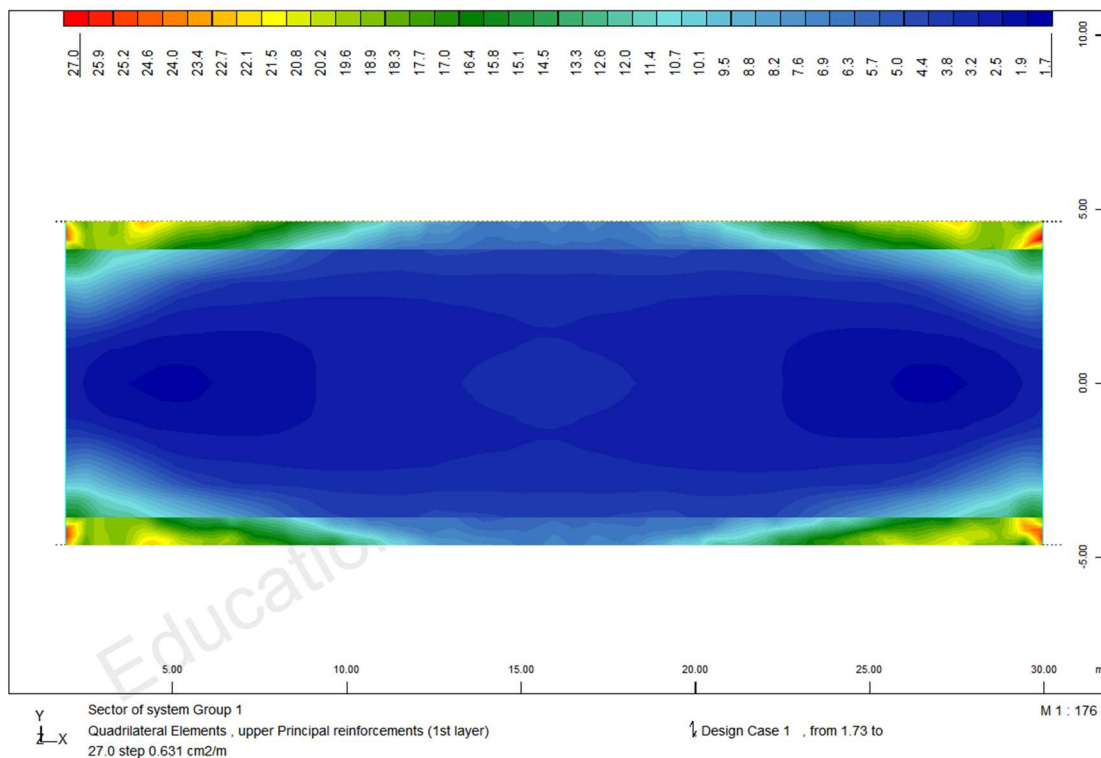


Σχήμα 5.78 Μέγιστες ροπές κάμψης m_{y-y} (Ο.Κ.Α.)

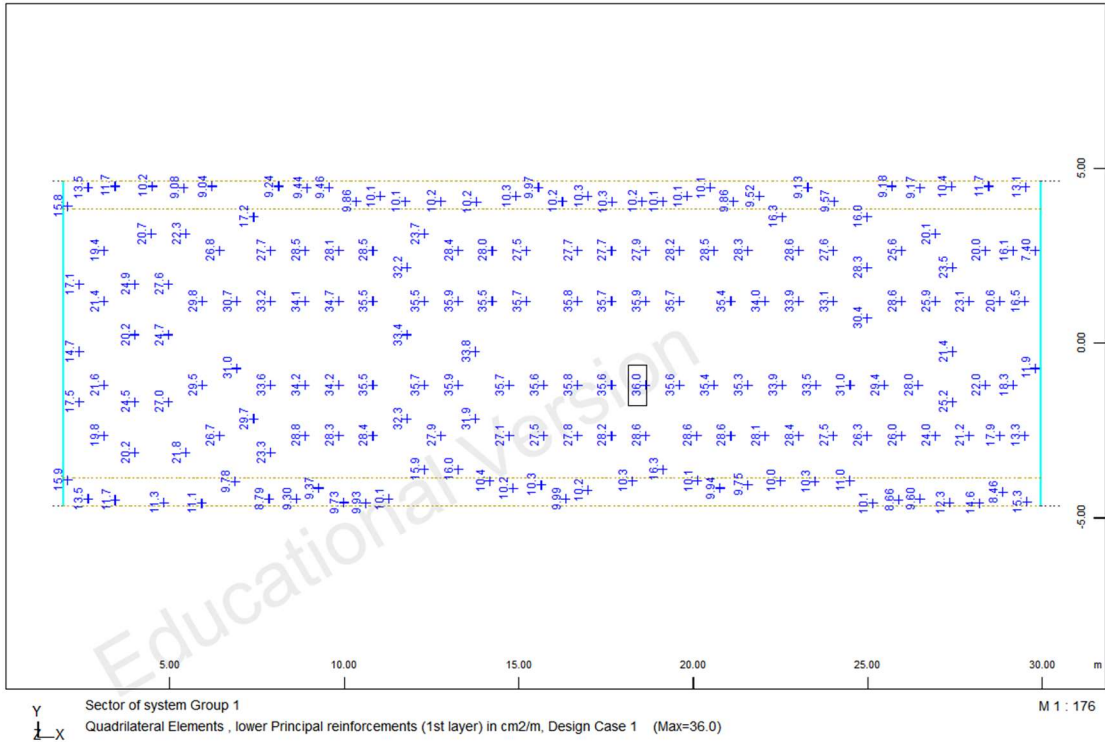
Σύμφωνα με τις παραπάνω περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών έγινε ο υπολογισμός του απαιτούμενου οπλισμού του καταστρώματος για κάμψη στην εγκάρσια διεύθυνση.



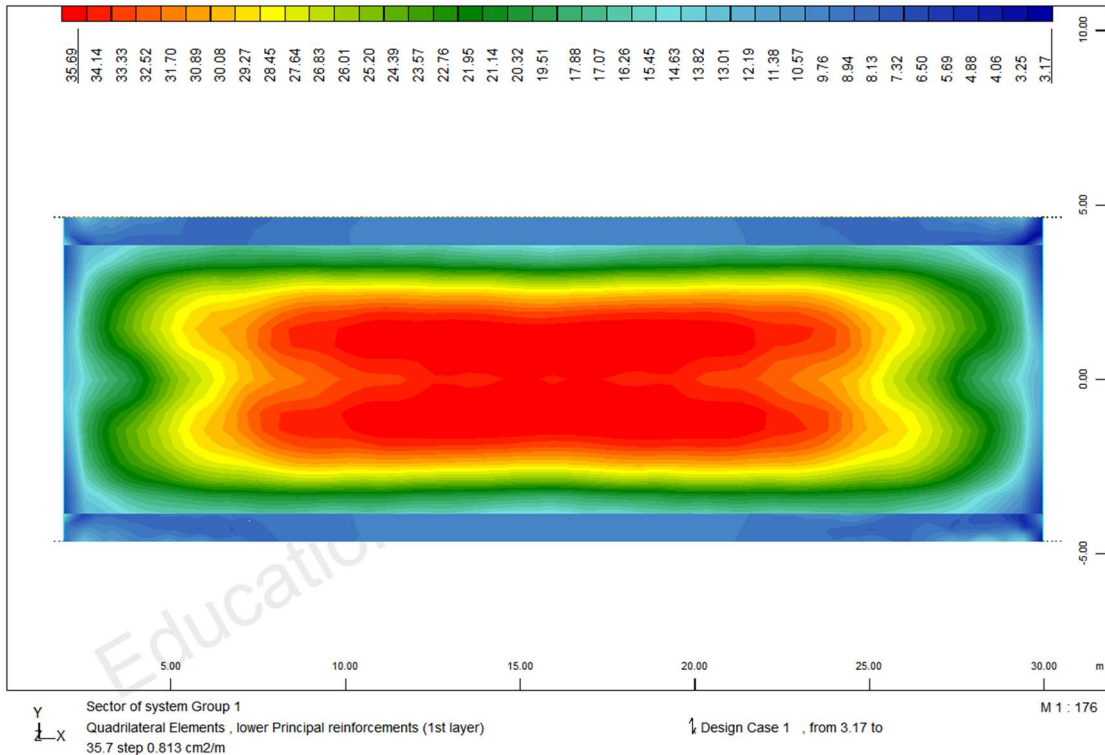
Σχήμα 5.79 Άνω οπλισμός πλάκας (εγκάρσιος)



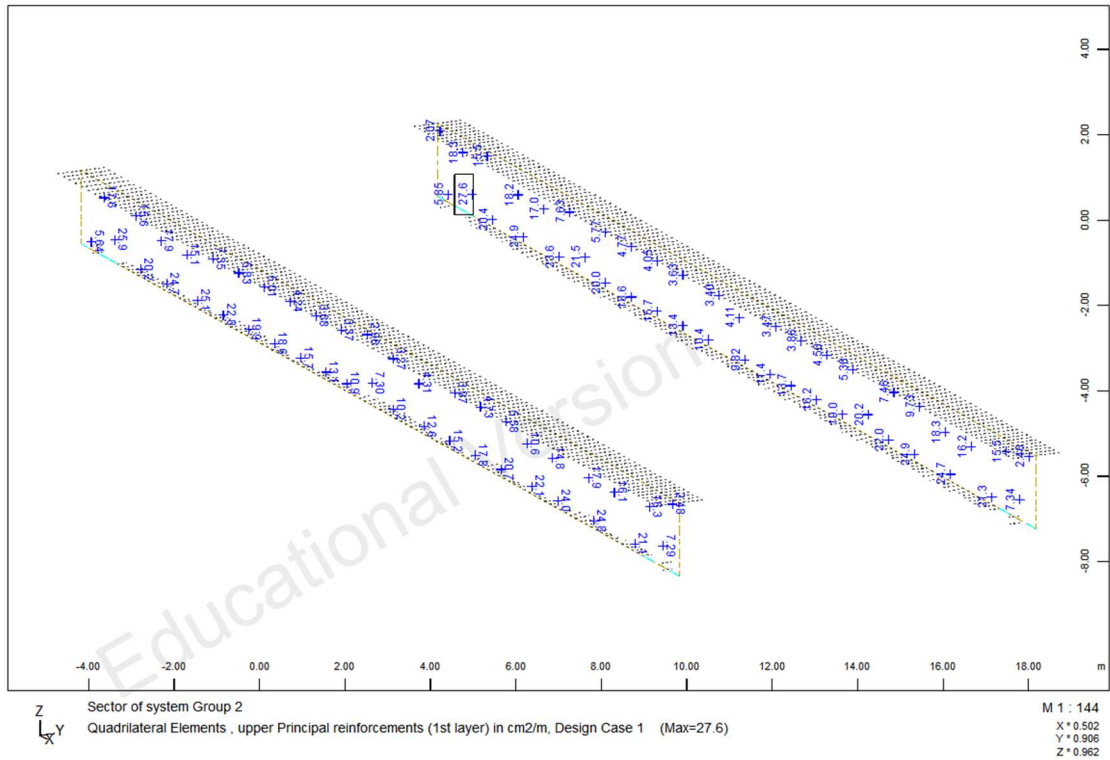
Σχήμα 5.80 Άνω οπλισμός πλάκας (εγκάρσιος)



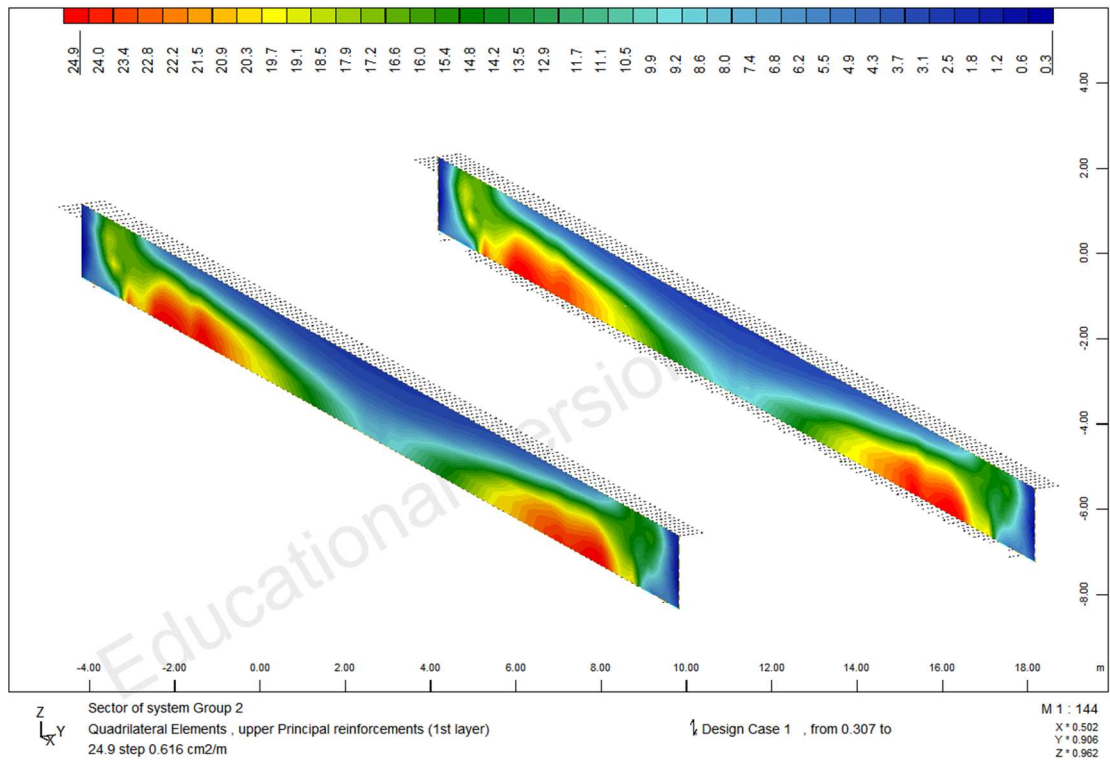
Σχήμα 5.81 Κάτω οπλισμός πλάκας (εγκάρσιος)



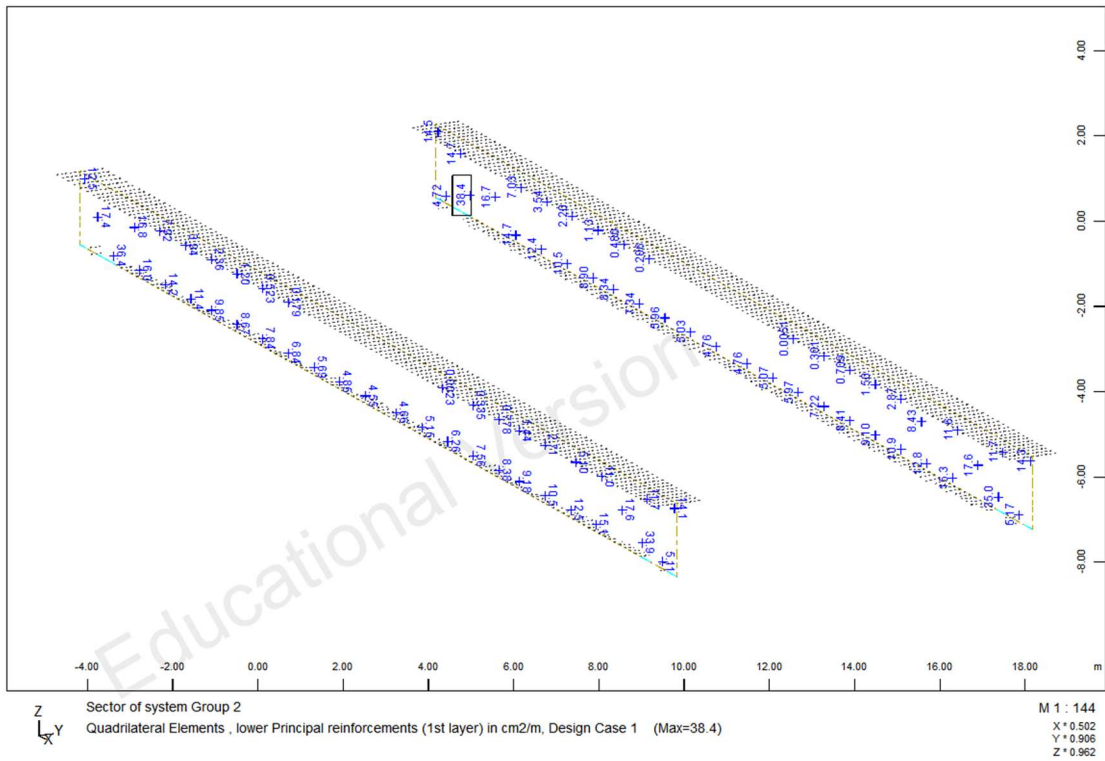
Σχήμα 5.82 Κάτω οπλισμός πλάκας (εγκάρσιος)



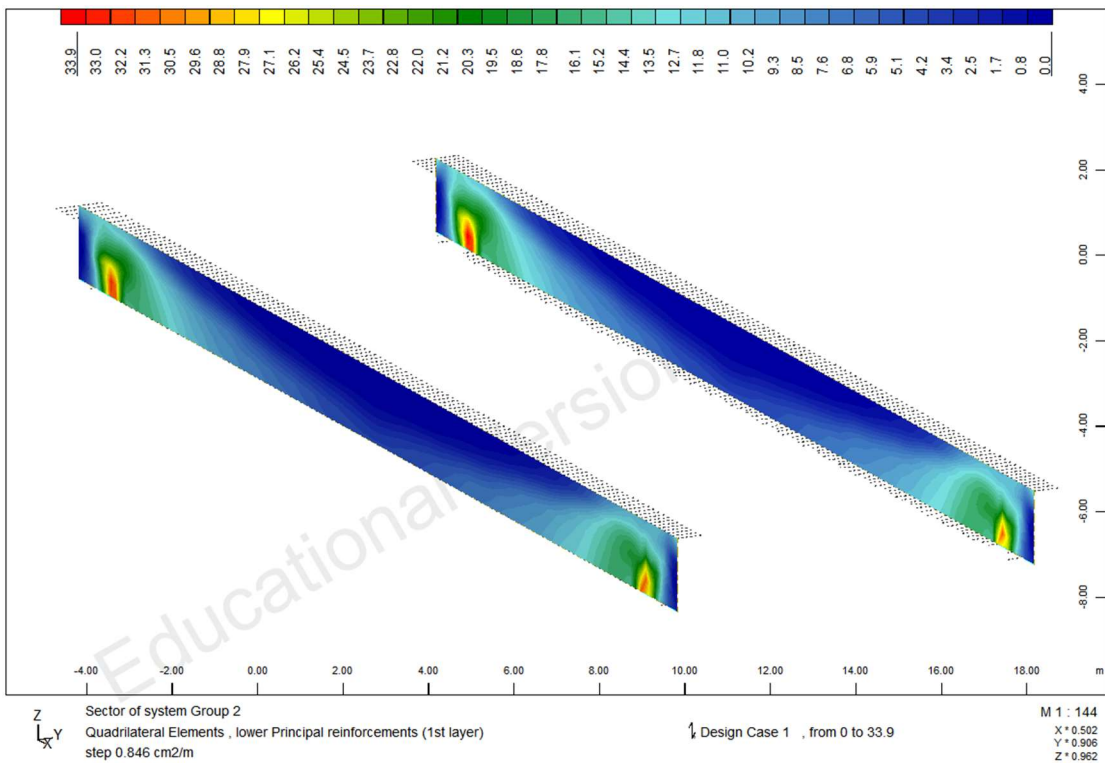
Σχήμα 5.83 Άνω οπλισμός κορμών (εσωτερικά στη διατομή)



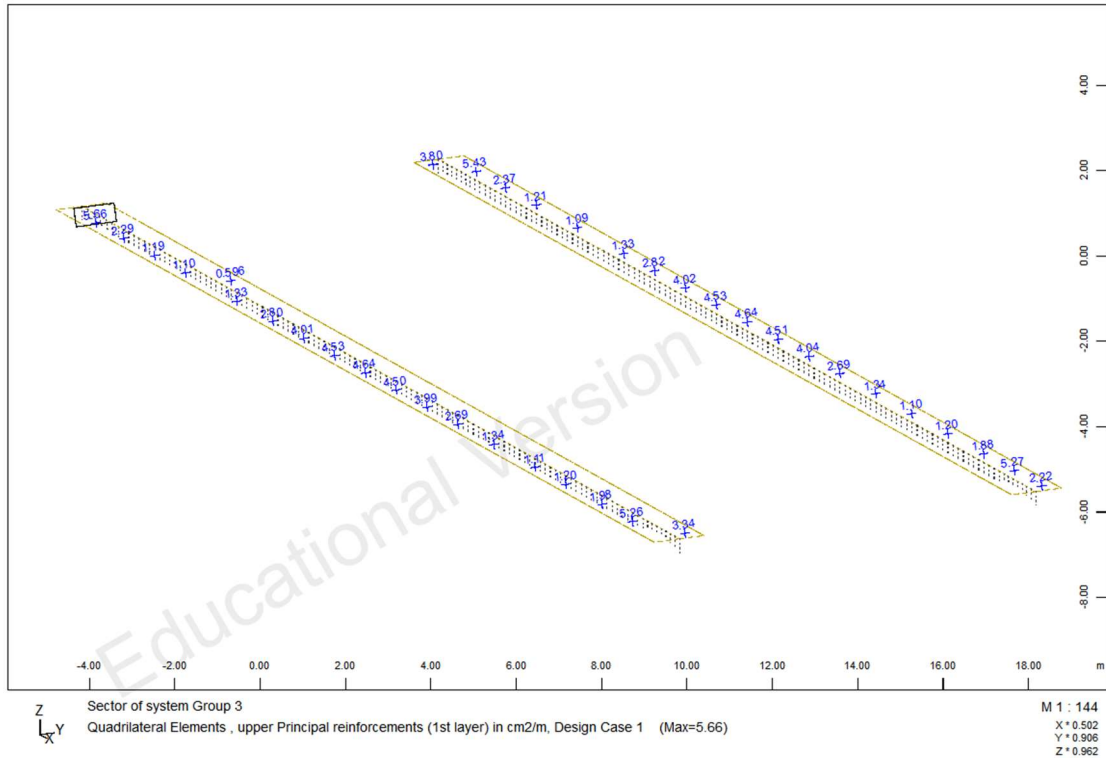
Σχήμα 5.84 Άνω οπλισμός κορμών (εσωτερικά στη διατομή)



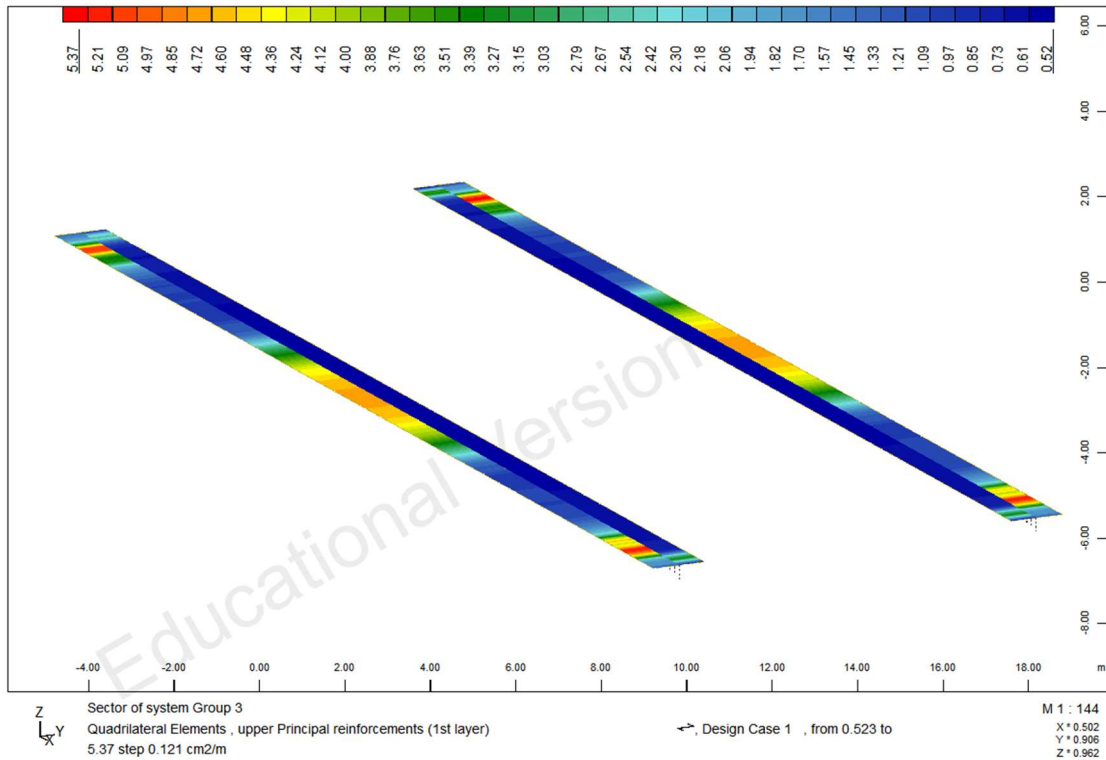
Σχήμα 5.85 Κάτω οπλισμός κορμών (εξωτερικά στη διατομή)



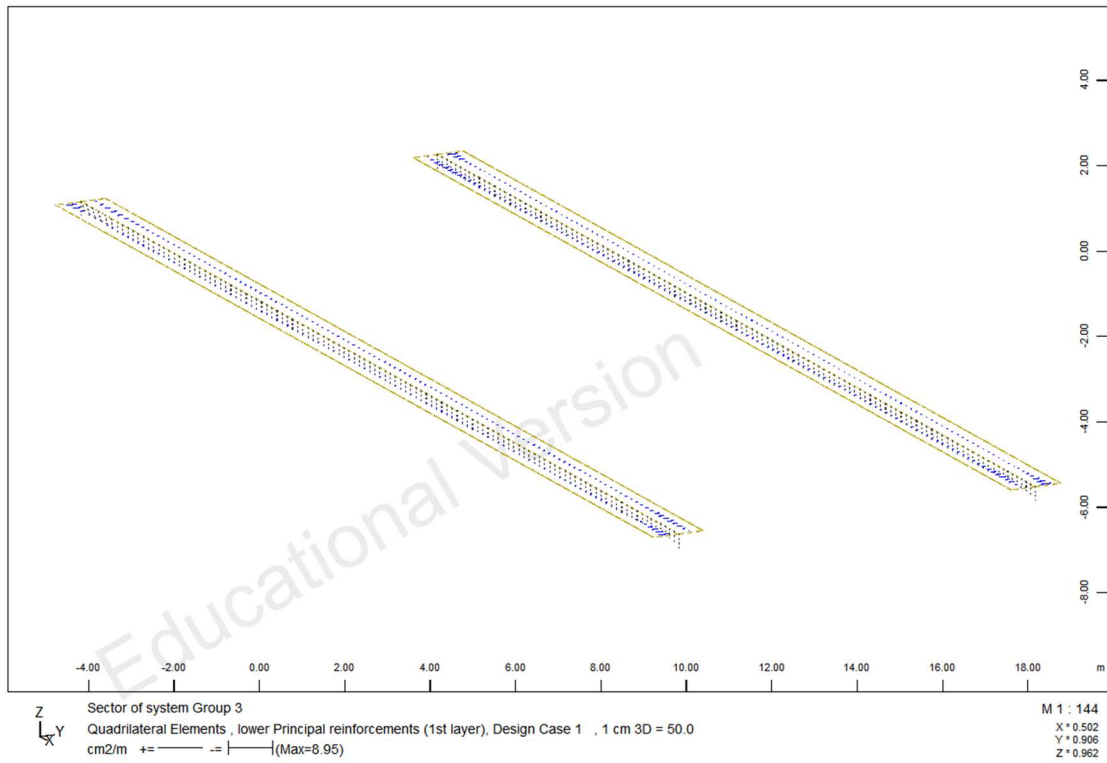
Σχήμα 5.86 Κάτω οπλισμός κορμών (εξωτερικά στη διατομή)



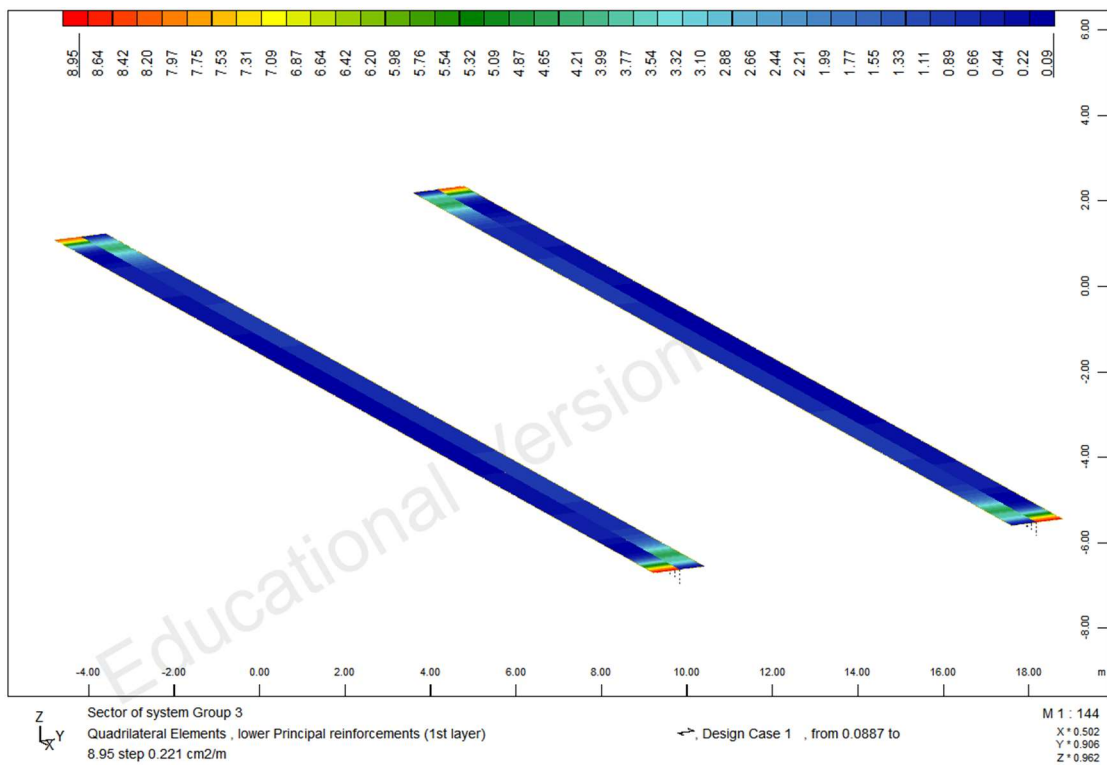
Σχήμα 5.87 Άνω οπλισμός πελμάτων



Σχήμα 5.88 Άνω οπλισμός πελμάτων

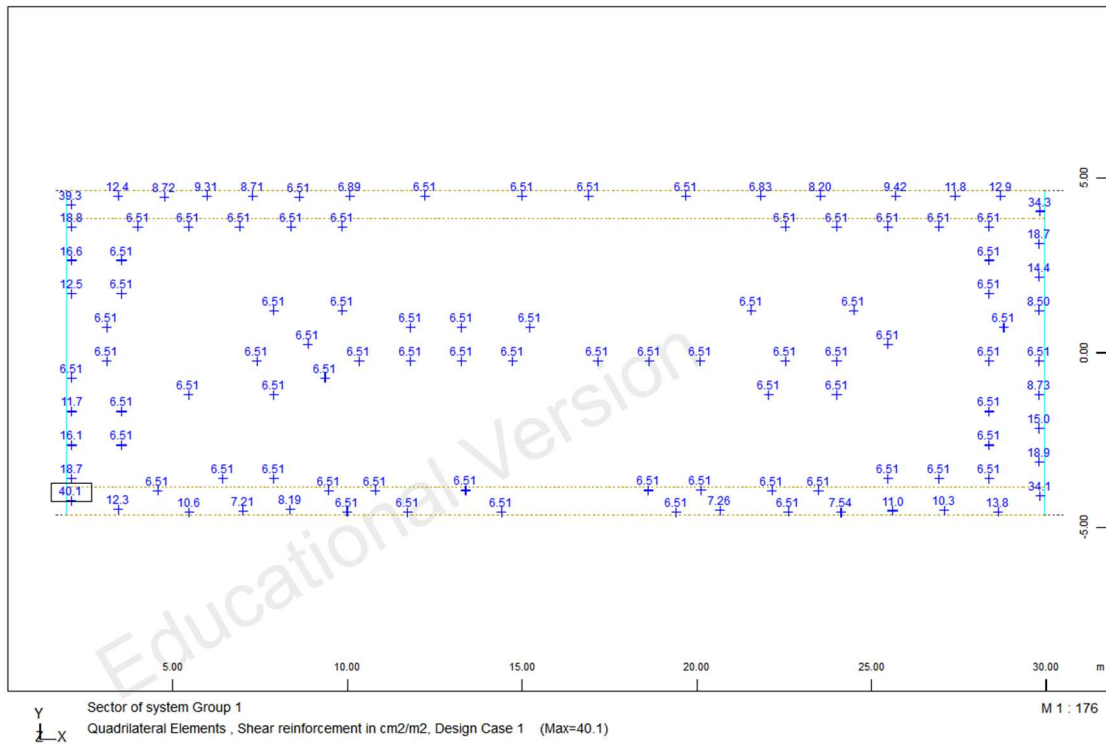


Σχήμα 5.89 Κάτω οπλισμός πελμάτων

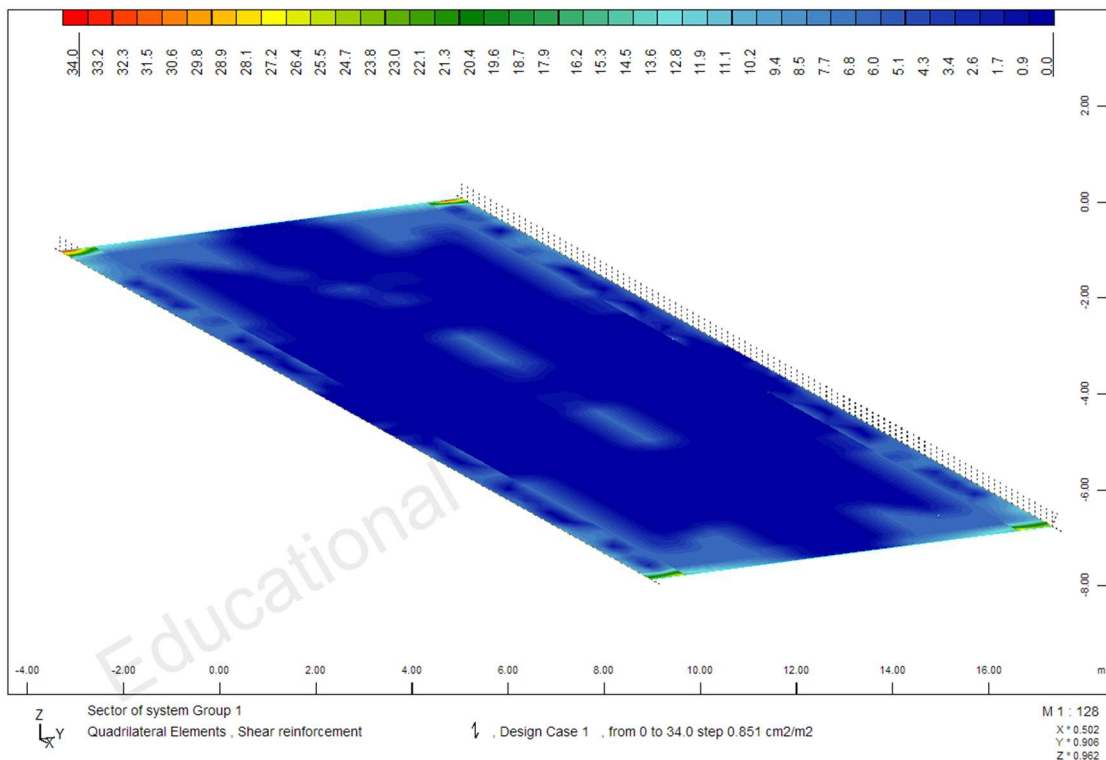


Σχήμα 5.90 Κάτω οπλισμός πελμάτων

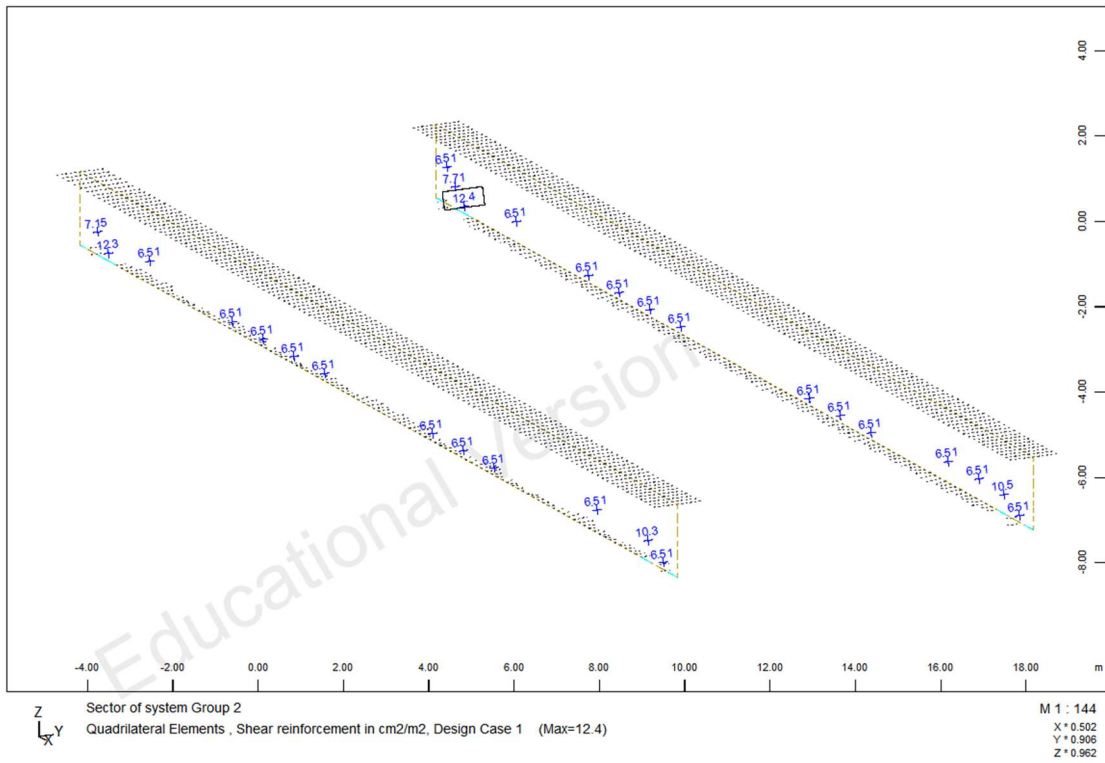
Επιπλέον, υπολογίστηκε ο απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης στα επιμέρους στοιχεία του καταστρώματος:



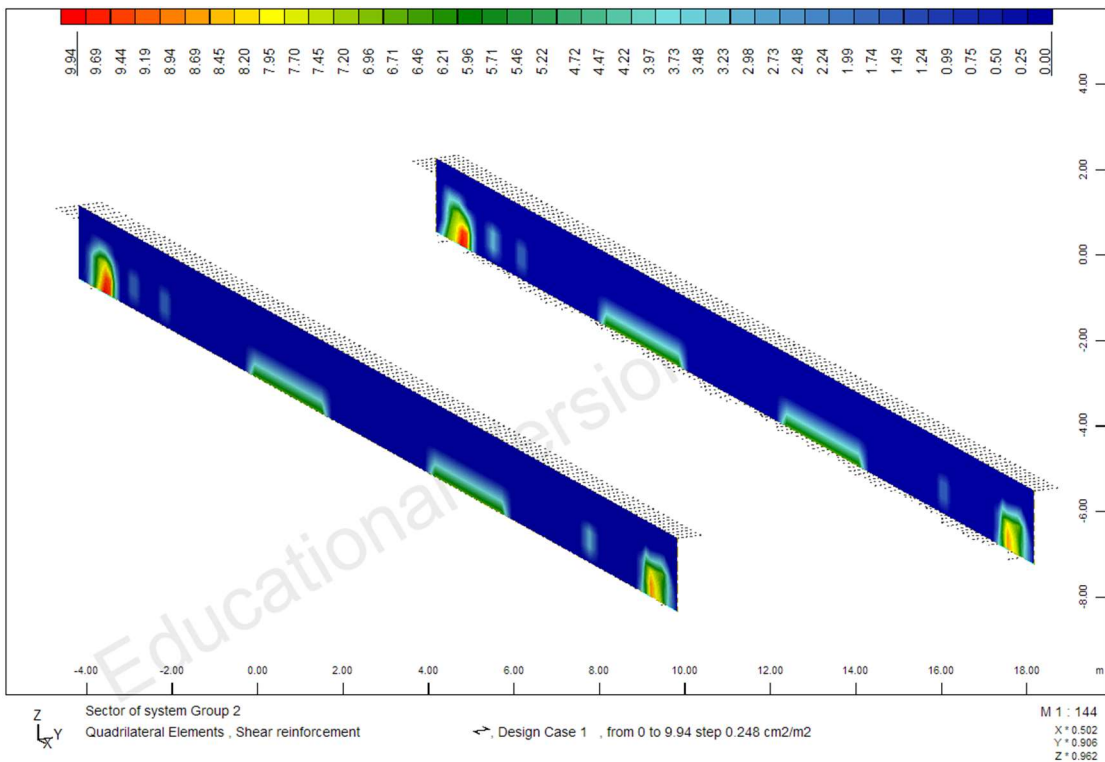
Σχήμα 5.91 Οπλισμός διάτμησης πλάκας



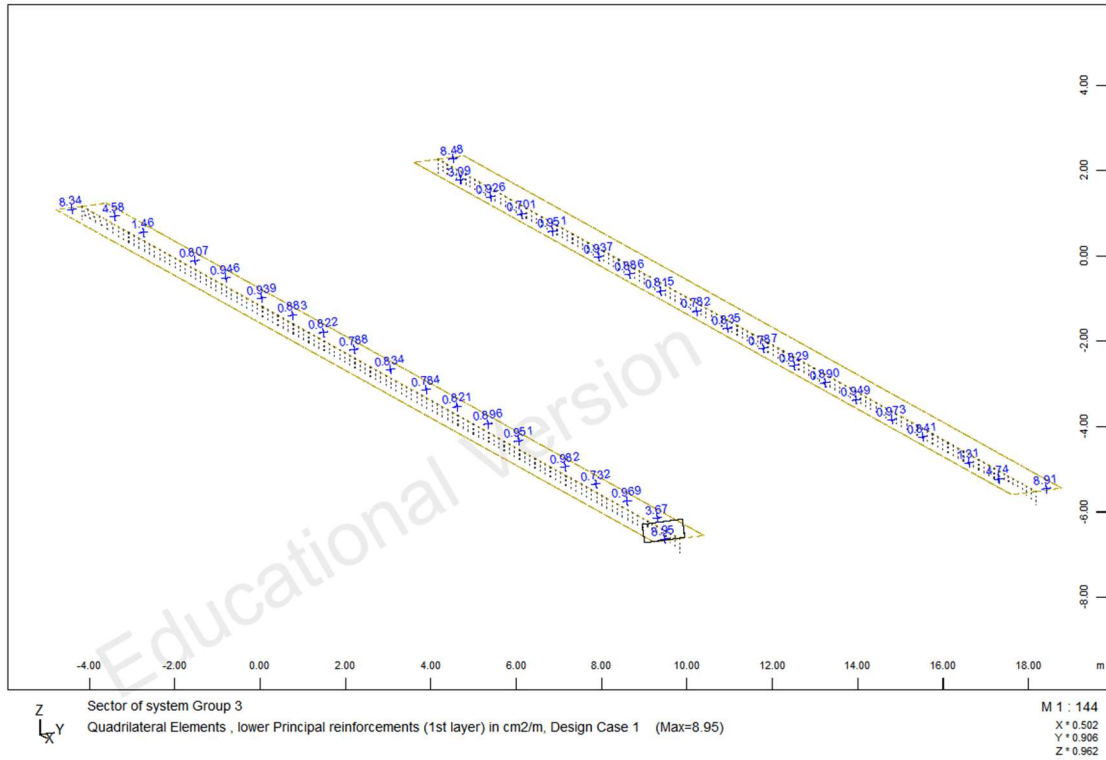
Σχήμα 5.92 Οπλισμός διάτμησης πλάκας



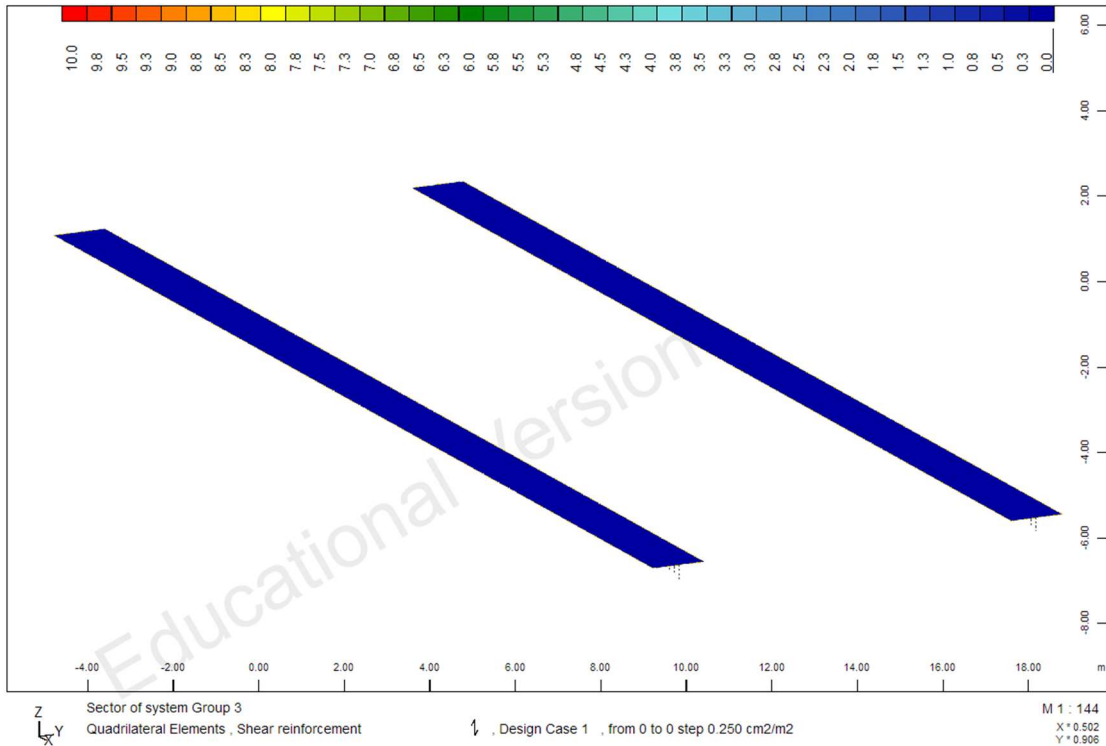
Σχήμα 5.93 Οπλισμός διάτμησης κορμών



Σχήμα 5.94 Οπλισμός διάτμησης κορμών



Σχήμα 5.95 Οπλισμός διάτμησης πελμάτων



Σχήμα 5.96 Οπλισμός διάτμησης πελμάτων

ΤΜΗΜΑ	ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ (cm ² /m)	
	άνω	κάτω
πλάκα	28.10	36.00
κορμοί	27.60	38.40
πέλματα	5.66	8.95

Πίνακας 5.1 Οπλισμοί κάμψης καταστρώματος

Παρατήρηση

Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο, για τον προσδιορισμό των τελικών ποσοτήτων των οπλισμών του καταστρώματος πρέπει να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση της διαμήκουσ διάτμησης με την εγκάρσια κάμψη αυτού.

Στην παρούσα εργασία το φαινόμενο αυτό δεν μελετάται αναλυτικότερα.

6 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ

6.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Οι απαιτήσεις των σύγχρονων σιδηροδρόμων για επιβατική και εμπορευματική χωρητικότητα, καθώς και για μεγαλύτερες ταχύτητες λειτουργίας, συνεχώς αυξάνονται. Για να ικανοποιηθούν αυτές οι απαιτήσεις είναι επιθυμητό οι γέφυρες να συμπεριφέρονται κατάλληλα υπό τα αυξημένα φορτία και τις ταχύτητες κίνησης των σύγχρονων συρμών.

Οι μεγάλου μήκους (συνεχείς συγκολλημένες- CWR/LWR) σιδηροτροχιές έχουν καταστεί αναπόσπαστο στοιχείο των σύγχρονων σιδηροδρόμων λόγω των μειωμένων απαιτήσεων συντήρησης, της ασφάλειας και της άνεσης που προσφέρουν κατά τη διεύλευση των συρμών, ενώ η χρήση τους επιβάλλεται όταν γίνεται λόγος για συρμούς υψηλών ταχυτήτων.

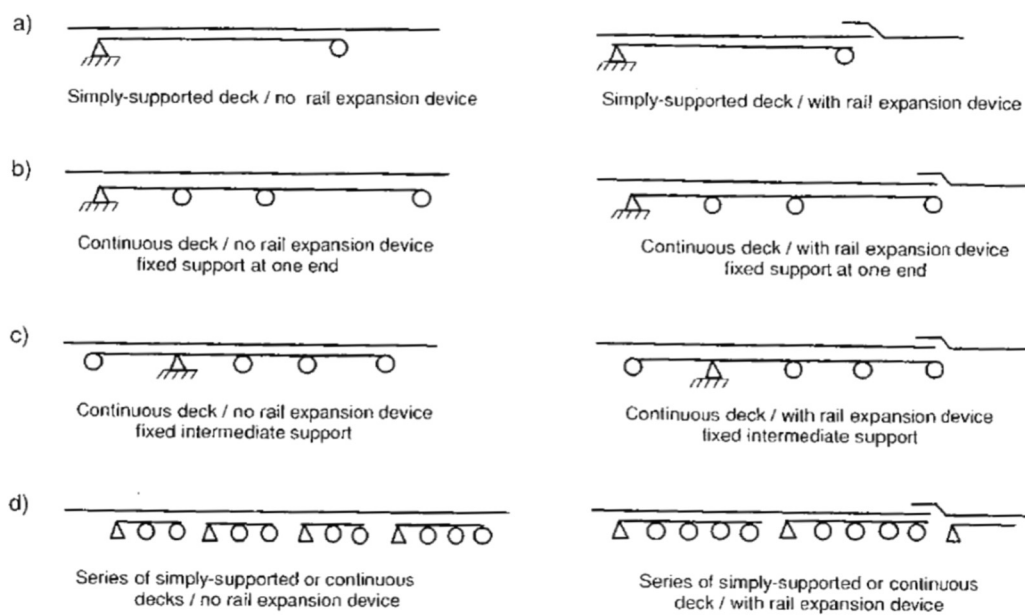
Η χρήση συστημάτων CWR/LWR προσφέρει ορισμένα πλεονεκτήματα, ωστόσο αρκετές φορές θέτει ειδικά θέματα κατανόησης και μελέτης της αλληλεπίδρασης του φορέα του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής.

Η αλληλεπίδραση γέφυρας και σιδηρογραμμής (δηλαδή το φαινόμενο κατά το οποίο η συμπεριφορά του ενός στοιχείου επηρεάζει τη συμπεριφορά του άλλου στοιχείου) αναπτύσσεται λόγω της μεταξύ τους σύνδεσης, είτε αυτή έχει τη μορφή της απευθείας στερέωσης της σιδηροτροχιάς πάνω στο κατάστρωμα (slab track), είτε της τοποθέτησης της σε ερματισμένο κατάστρωμα (ballasted track). Σαν αποτέλεσμα, στην ένταση λόγω θερμοκρασιακών δράσεων και φορτίων κυκλοφορίας ανθίστανται από κοινού τόσο η γέφυρα, όσο και η σιδηρογραμμή. Οι διαμήκεις δράσεις μεταδίδονται εν μέρει από τις σιδηροτροχιές στα επιχώματα εκτός της γέφυρας και εν μέρει από τα εφέδρανα και την υποδομή της γέφυρας στις θεμελιώσεις. Επιπλέον, όπου οι συνεχείς σιδηροτροχιές περιορίζουν την ελεύθερη κίνηση του φορέα, οι παραμορφώσεις του καταστρώματος παράγουν διαμήκεις δυνάμεις στις ράγες και στα εφέδρανα, οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό.

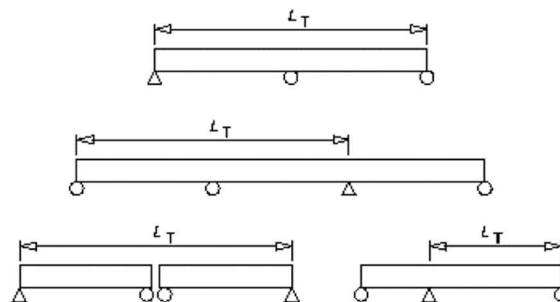
6.2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ

6.2.1 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

- στατικό σύστημα
- αριθμός καταστρωμάτων και μήκος κάθε μεμονωμένου καταστρώματος
- αριθμός ανοιγμάτων και μήκος κάθε ανοίγματος
- θέση σταθερών εφεδράνων
- θέση του θερμικού σταθερού σημείου
- μήκος διαστολής L_T του καταστρώματος



Σχήμα 6.1 Διάφορα στατικά συστήματα



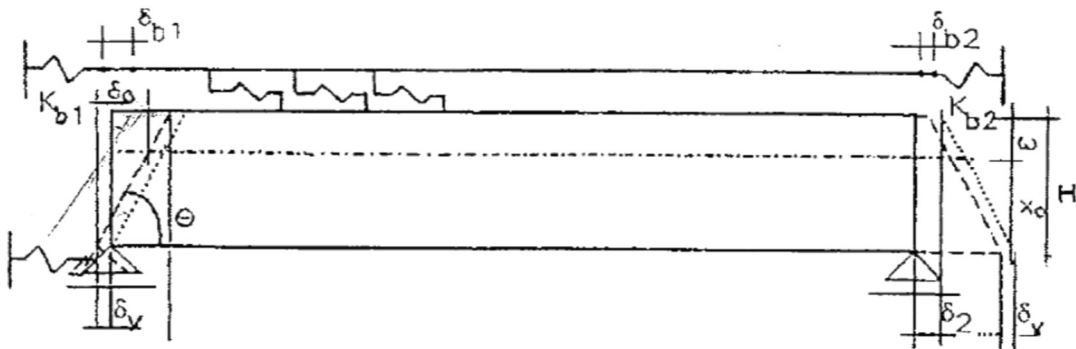
Σχήμα 6.2 Μήκος διαστολής καταστρώματος L_T

6.2.2 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΗΣ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ

- συστήματα σιδηρογραμμής με έρμα ή χωρίς έρμα
- κατακόρυφη απόσταση μεταξύ της άνω επιφάνειας του καταστρώματος και του ουδέτερου άξονα των σιδηροτροχιών
- θέση των διατάξεων διαστολής των σιδηροτροχιών

6.2.3 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

- κατακόρυφη δυσκαμψία του καταστρώματος
- κατακόρυφη απόσταση μεταξύ του ουδέτερου άξονα του καταστρώματος και της άνω επιφάνειας του
- κατακόρυφη απόσταση μεταξύ του καταστρώματος και του άξονα περιστροφής του εφεδράνου
- διαμόρφωση των εφεδράνων, έτσι ώστε στροφή του καταστρώματος να προκαλεί διαμήκη μετατόπιση του άκρου του καταστρώματος
- διαμήκης δυσκαμψία του φορέα που ορίζεται ως η συνολική δυσκαμψία η οποία μπορεί να κινητοποιηθεί από την υποδομή έναντι δράσεων κατά τη διαμήκη διεύθυνση των σιδηρογραμμών, λαμβάνοντας υπόψη τη δυσκαμψία των εφεδράνων, την υποδομή και τις θεμελιώσεις



Σχήμα 6.3 Ιδιότητες φορέα

6.2.4 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΗΣ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ

- αξονική δυσκαμψία της σιδηροτροχιάς
- αντίσταση της σιδηροτροχιάς στη διαμήκη μετατόπιση, λαμβάνοντας υπόψη:
 - την αντίσταση στη μετατόπιση της σιδηρογραμμής (σιδηροτροχιές, στρωτήρες) από το έρμα, σε σχέση με την κάτω πλευρά του έρματος, όταν πρόκειται για σιδηρογραμμές τοποθετημένες σε έρμα
 - την αντίσταση στη μετατόπιση των σιδηροτροχιών από τις συνδέσεις και τις στηρίξεις, όταν πρόκειται για στερεοποιημένο έρμα ή απευθείας συνδεδεμένες σιδηροτροχιές

6.3 ΔΡΑΣΕΙΣ

Οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη στη μελέτη και αποτίμηση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης φορέα καταστρώματος και σιδηρογραμμής προσδιορίζονται στο UIC 774-3R (International Union of Railways) και στο EN-1991-2.

Οι δράσεις αυτές είναι:

- θερμοκρασιακές μεταβολές
 - ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας του καταστρώματος ($\Delta T_N = \pm 27^\circ\text{C}$) στην περίπτωση συνεχώς συγκολλημένων σιδηροτροχιών (CWR)
 - ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας του καταστρώματος και των σιδηροτροχιών στην περίπτωση τοποθέτησης διατάξεων διαστολής αυτών, με την διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ τους να μην υπερβαίνει τους $\pm 20^\circ\text{C}$
- διαμήκεις δυνάμεις πέδησης και έλξης λόγω της σιδηροδρομικής κυκλοφορίας
- επιδράσεις ερπυσμού και συστολής ξήρανσης (λαμβάνονται υπόψη για τον προσδιορισμό της στροφής και της σχετικής διαμήκους μετατόπισης του άκρου των καταστρωμάτων, όπου αυτό είναι απαραίτητο)

Παρατηρήσεις

Χωρίς την ύπαρξη διατάξεων διαστολής των σιδηροτροχιών, οποιαδήποτε ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας τους (δT_R) δεν προκαλεί σχετική μετακίνηση αυτών ως προς το κατάστρωμα της γέφυρας, επομένως δεν αναπτύσσεται ένταση στο κατάστρωμα παρά μόνο στις σιδηρογραμμές. Για το λόγο αυτό, στη συγκεκριμένη περίπτωση πρέπει να ληφθεί υπόψη η ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή μόνο του καταστρώματος της γέφυρας (δT_D). Οι τάσεις στις ράγες που προκύπτουν λόγω της (δT_D) θεωρούνται ως επιπρόσθετες τάσεις που προστίθενται σε αυτές που αναπτύσσονται λόγω της (δT_R), θεωρώντας ότι παρεμποδίζεται πλήρως η αυξομείωση του μήκους τους.

Εάν τοποθετούνται διατάξεις διαστολής, τότε πρέπει να ληφθεί υπόψη τόσο η ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας του καταστρώματος, όσο και αυτή των σιδηροτροχιών, με τη διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ αυτών να μην υπερβαίνει τους $\pm 20^\circ\text{C}$.

6.4 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ UIC 774-3R ΚΑΙ EN 1991-2

6.4.1 ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗ – ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ

Οι επιπρόσθετες τάσεις σιδηροτροχιάς, που οφείλονται στην αλληλεπίδραση φορέα και σιδηρογραμμής σε μεταβλητές δράσεις, πρέπει να περιορίζονται στις ακόλουθες οριακές τιμές σχεδιασμού:

- θλιπτική τάση: $\sigma_{op, \thetaλιπτική} = 72 \text{ MPa}$
- εφελκυστική τάση: $\sigma_{op, εφελκυστική} = 92 \text{ MPa}$

Σημείωση

Οι οριακές τιμές των τάσεων που δίνονται παραπάνω ισχύουν για σιδηροτροχιές που συμμορφώνονται με τα πρότυπα UIC 60, με εφελκυστική αντοχή τουλάχιστον 900 MPa.

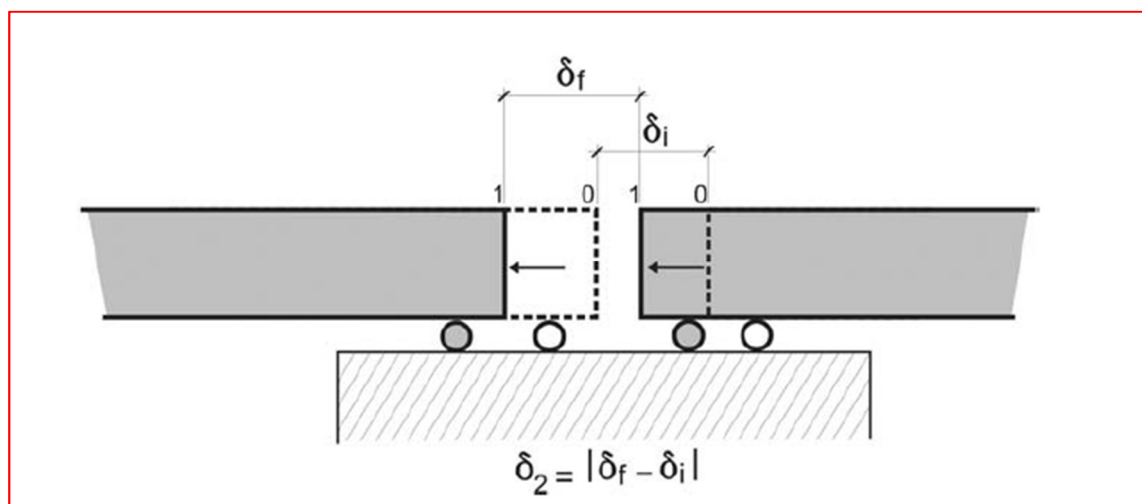
6.4.2 ΟΡΙΑΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Για την περίπτωση των συνεχών συγκολλημένων σιδηροτροχιών (CWR/LWR) ορίζονται οι παρακάτω οριακές τιμές των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων:

- λόγω έλξης και πέδησης το δ_B [mm] δεν θα υπερβαίνει την τιμή:

$$5 \text{ mm}$$

όπου δ_B είναι η σχετική διαμήκης μετατόπιση μεταξύ του άκρου του καταστρώματος και του προσκείμενου ακροβάθρου, ή η σχετική διαμήκης μετατόπιση μεταξύ δύο συνεχόμενων καταστρωμάτων

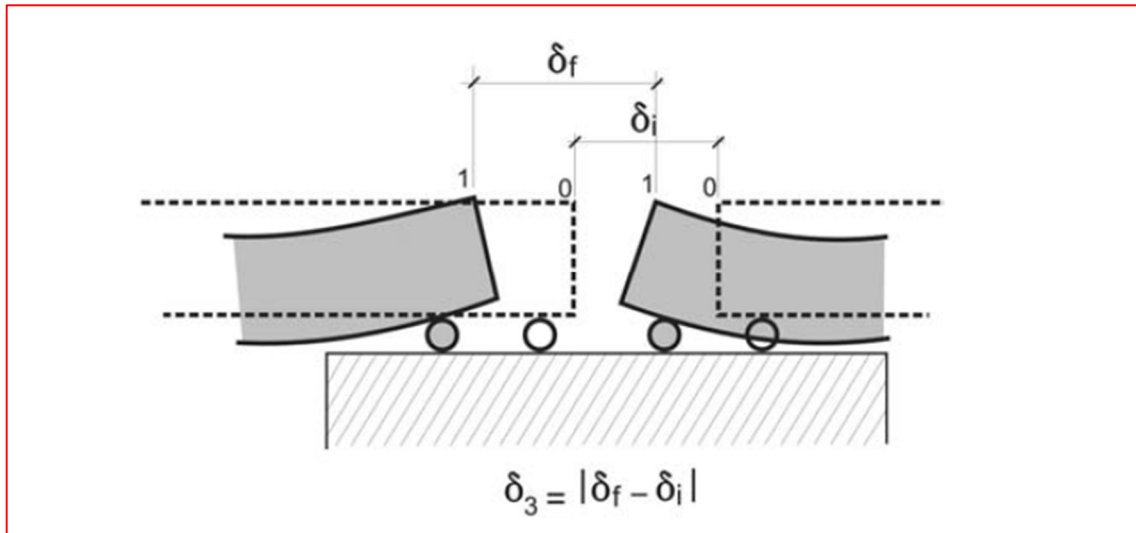


Σχήμα 6.4 Σχετική διαμήκης μετατόπιση καταστρωμάτων ($\delta_B = \delta_2$)

- λόγω των κατακόρυφων δράσεων κυκλοφορίας το $\delta_{\theta H}$ δεν θα υπερβαίνει την τιμή:

8 mm

όπου $\delta_{\theta H}$ είναι η σχετική διαμήκης μετατόπιση της άνω επιφάνειας του άκρου του καταστρώματος και του προσκείμενου ακροβάθρου ή αυτή μεταξύ δύο διαδοχικών καταστρωμάτων, οφειλόμενη στην παραμόρφωσή τους λόγω κάμψης

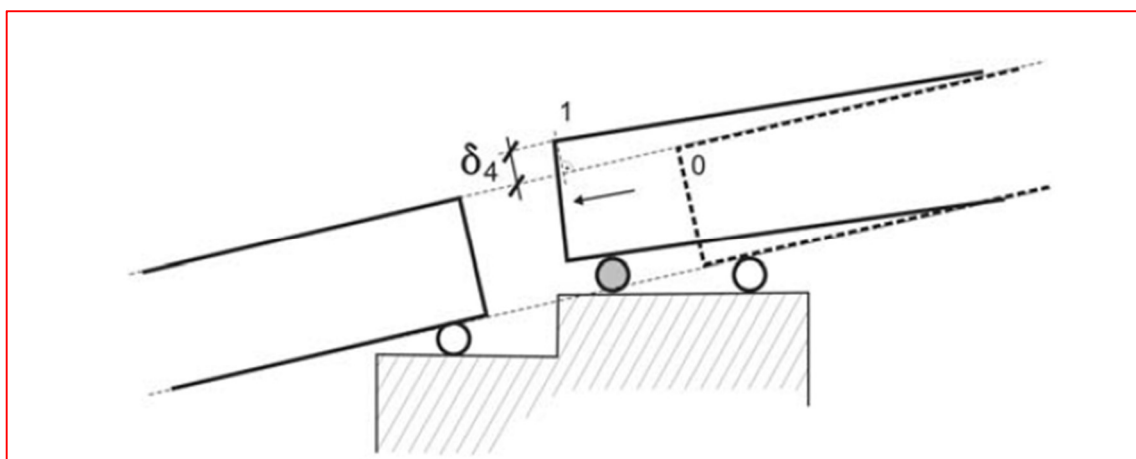


Σχήμα 6.5 Σχετική διαμήκης μετατόπιση άνω επιφάνειας καταστρωμάτων λόγω κάμψης ($\delta_{\theta H} = \delta_3$)

- η κατακόρυφη μετατόπιση δ_v της άνω επιφάνειας ενός καταστρώματος σε σχέση με την προσκείμενη κατασκευή δεν θα υπερβαίνει την τιμή:

3 mm

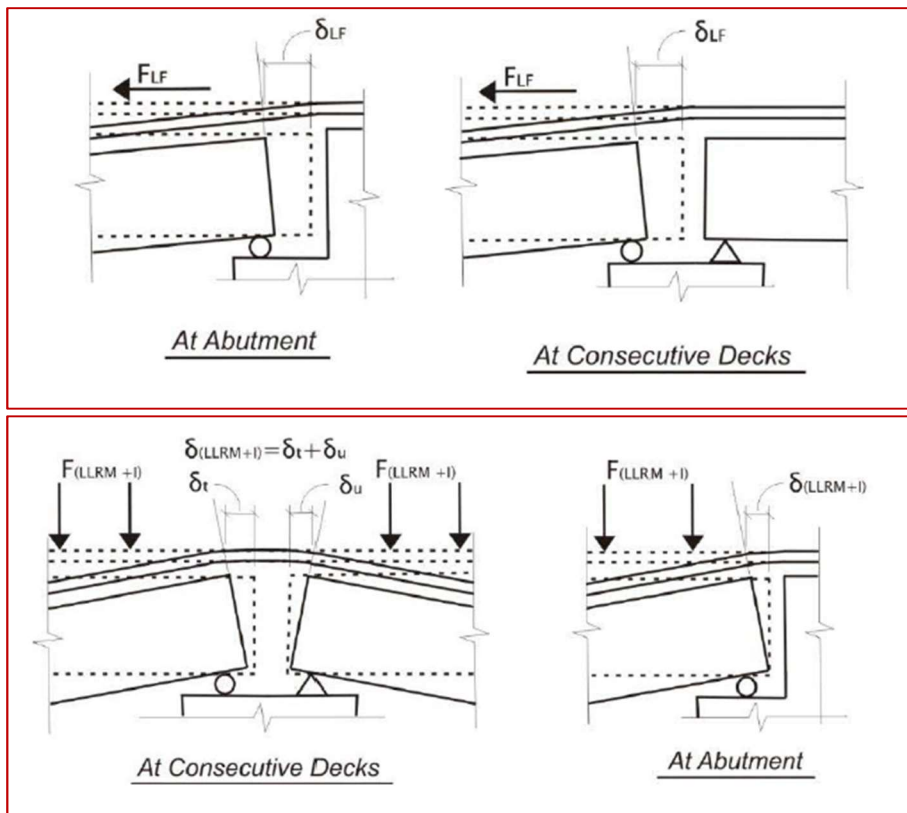
για μέγιστη ταχύτητα γραμμής έως 160 km/hr



Σχήμα 6.6 Σχετική κατακόρυφη μετατόπιση ($\delta_v = \delta_4$)

- λόγω έλξης και πέδησης η σχετική διαμήκης μετατόπιση δ_{rel} μεταξύ του καταστρώματος και των σιδηροτροχιών δεν θα υπερβαίνει την τιμή:

4 mm

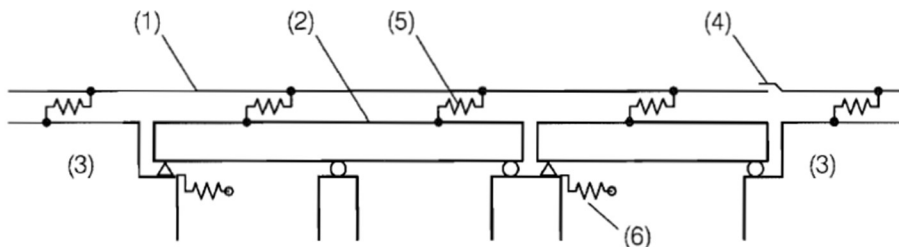


Σχήμα 6.7 Σχετική διαμήκης μετατόπιση μεταξύ καταστρώματος και σιδηροτροχιάς (δ_{rel})

6.5 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Η μελέτη της αλληλεπίδρασης του φορέα και της σιδηρογραμμής απαιτεί πιο σύνθετο και λεπτομερές προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων, έτσι ώστε να προσεγγιστεί ικανοποιητικά η περίπλοκη φύση του φαινομένου.

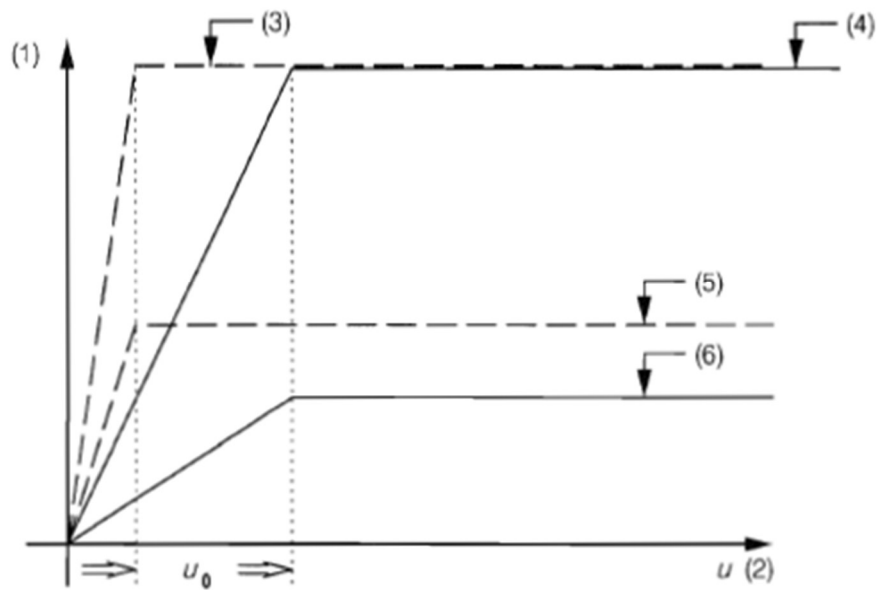
Ένα τέτοιο προσομοίωμα περιλαμβάνει τον υπό μελέτη φορέα, αλλά και σημαντικό τμήμα των παρακείμενων κατασκευών τις οποίες διατρέχει η σιδηρογραμμή. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η ορθότερη περιγραφή της πραγματικής συμπεριφοράς της σιδηροτροχιάς και της μεταφοράς των δυνάμεων από αυτή προς τη γέφυρα. Οι σιδηροτροχιές προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, όπως και το κατάστρωμα, ενώ η συνδεσή τους πραγματοποιείται με άκαμπτα στοιχεία και με μη γραμμικά στοιχεία ελατηρίου, με κατάλληλη τιμή της δυσκαμψίας για τοποθέτηση των σιδηροτροχιών σε ερματισμένο ή όχι κατάστρωμα.



Σχήμα 6.8 Τυπικό προσομοίωμα συνδυασμένης απόκρισης φορέα και σιδηρογραμμής (UIC 774-3R & EN 1991-2)

Όπου

- (1) σιδηρογραμμή
- (2) ανωδομή
- (3) επίχωμα
- (4) διάταξη διαστολής σιδηροτροχιάς (εάν υπάρχει)
- (5) διαμήκη μη-γραμμικά ελατήρια τα οποία αποδίδουν τη σχέση φόρτισης-μετατόπισης της σιδηρογραμμής στη διαμήκη έννοια
- (6) διαμήκη ελατήρια που αποδίδουν τη διαμήκη δυσκαμψία K μιας σταθερής στήριξης του καταστρώματος, λαμβάνοντας υπόψη τη δυσκαμψία των θεμελιώσεων, των ακροβάθρων, των εφεδράνων κτλ



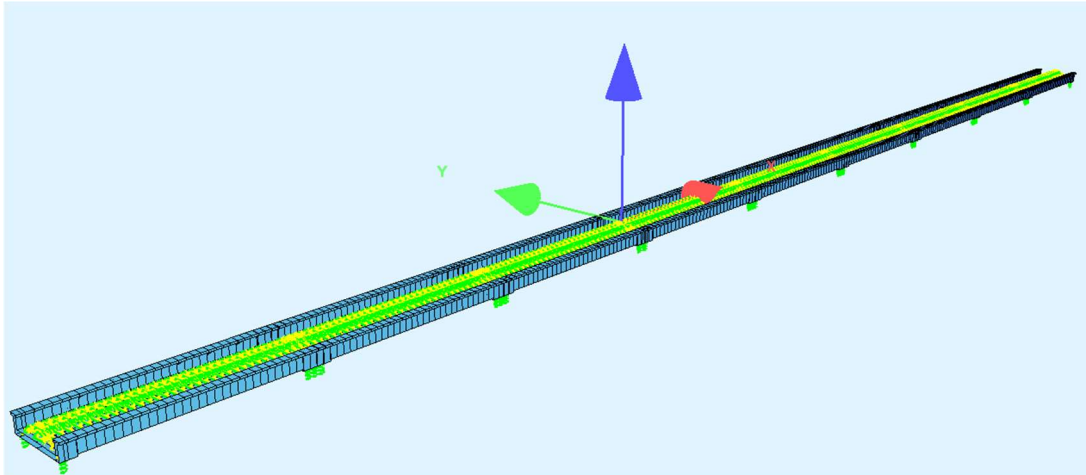
Σχήμα 6.9 Διαμήκης δυσκαμψία σιδηρογραμμής (UIC 774-3R & EN 1991-2)

Όπου

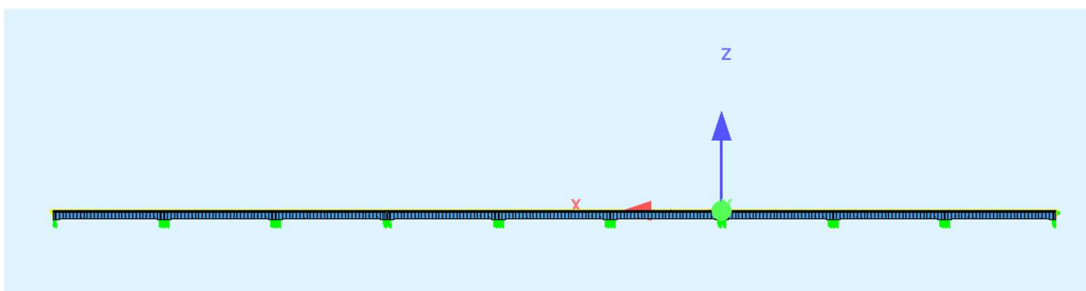
- (1) η διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής ανά μονάδα μήκους της
- (2) μετατόπιση της σιδηροτροχιάς σε σχέση με το πάνω μέρος του καταστρώματος στήριξης
- (3) αντίσταση της σιδηροτροχιάς στον στρωτήρα για φορτιζόμενη σιδηρογραμμή [σιδηρογραμμή χωρίς έρμα]
- (4) αντίσταση του στρωτήρα στο έρμα για φορτιζόμενη σιδηρογραμμή
- (5) αντίσταση της σιδηροτροχιάς σε στρωτήρα για αφόρτιστη σιδηρογραμμή [σιδηρογραμμή χωρίς έρμα]
- (6) αντίσταση του στρωτήρα στο έρμα για αφόρτιστη σιδηρογραμμή

Με βάση τα παραπάνω μορφώθηκε το προσομοίωμα για την μελέτη της αλληλεπίδρασης στην υπό εξέταση γέφυρα. Χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα της διαμήκου ανάλυσης της γέφυρας, το οποίο επεκτάθηκε έτσι ώστε να περιλαμβάνει επιπλέον τα δύο εκατέρωθεν καταστρώματα και τις σιδηρογραμμές.

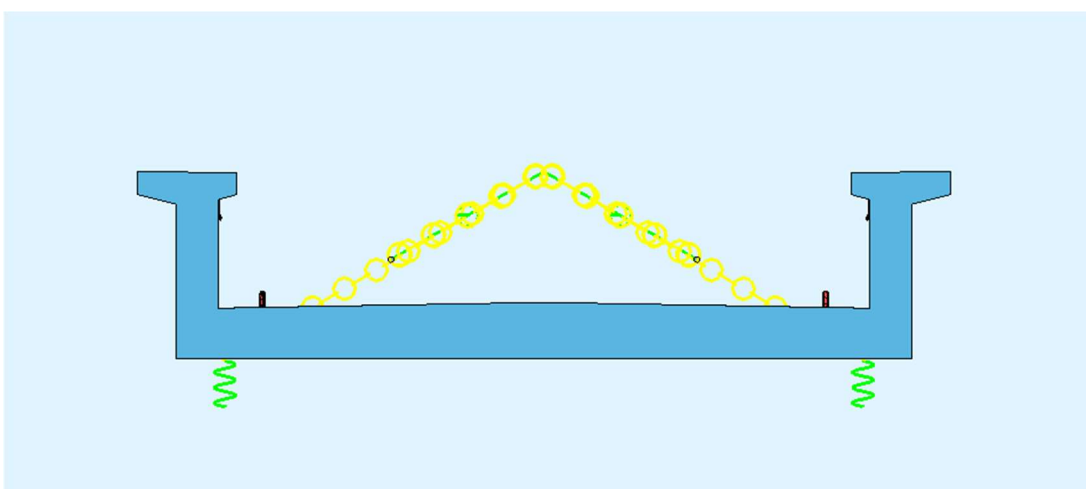
Οι σιδηροτροχιές προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία με τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά αυτών.



Σχήμα 6.10 Γενική άποψη του προσομοιώματος



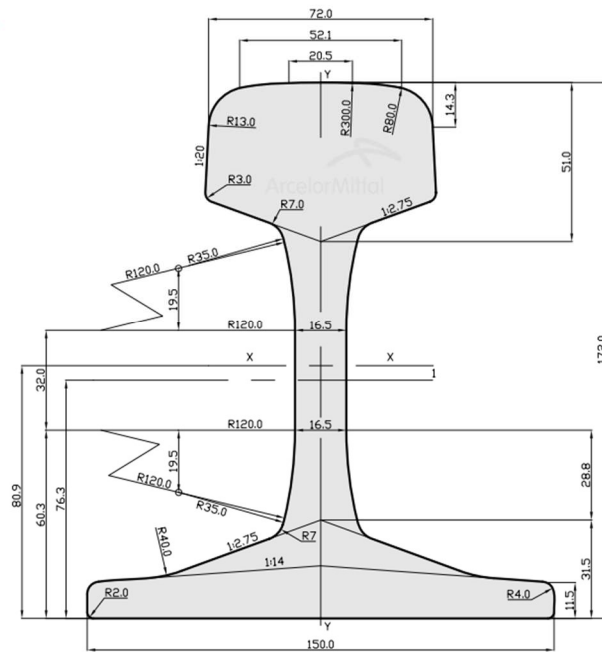
Σχήμα 6.11 Όψη του προσομοιώματος



Σχήμα 6.12 Διατομή

Χρησιμοποιούνται ράγες τύπου UIC 60E1 με τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

60E1
(UIC60)

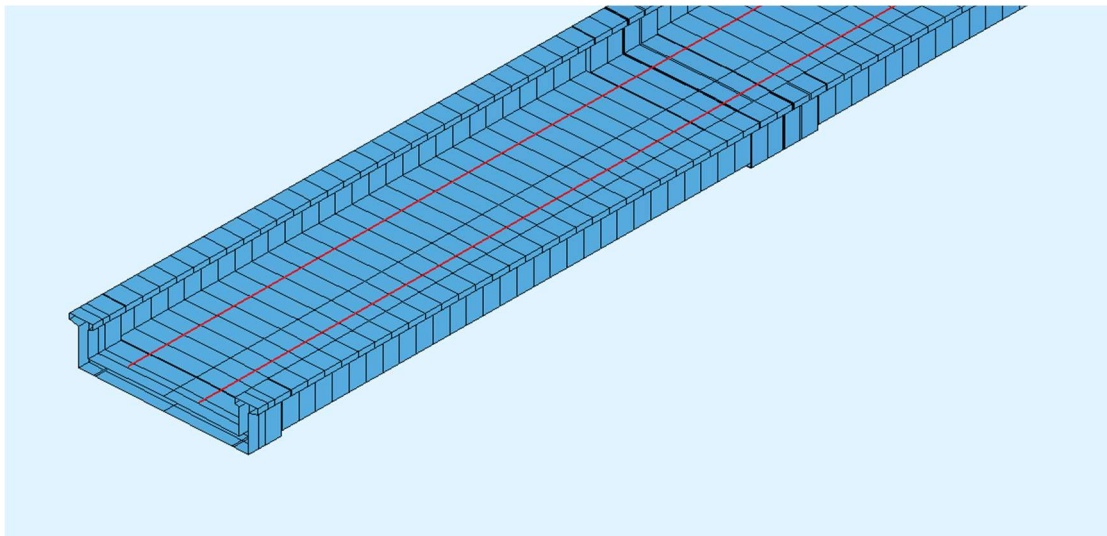


Σχήμα 6.13 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά ράγας

ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΑΣ	
ΜΑΖΑ [kg/m]	60.21
ΕΜΒΑΔΟΝ [cm ²]	76.20
ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ x-x [cm ⁴]	3038.30
ΡΟΠΗ ΑΔΡΑΝΕΙΑΣ γ-γ [cm ⁴]	512.30

Πίνακας 6.1 Τεχνικά χαρακτηριστικά ράγας UIC 60E1

Στο προσομοίωμα εισάγεται στοιχείο δοκού το οποίο αντιπροσωπεύει δύο ράγες (έχει τα διπλάσια χαρακτηριστικά από τη μεμονωμένη ράγα) και τοποθετείται στο κέντρο βάρους κάθε σιδηρογραμμής.

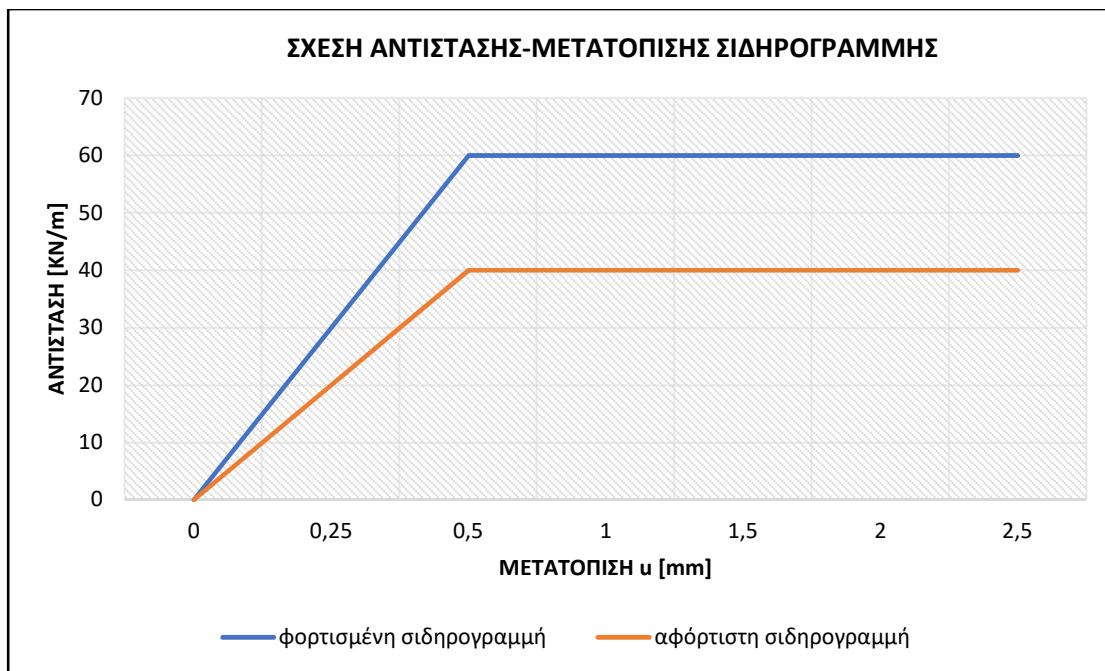


Σχήμα 6.14 Προσομοίωση σιδηρογραμμών

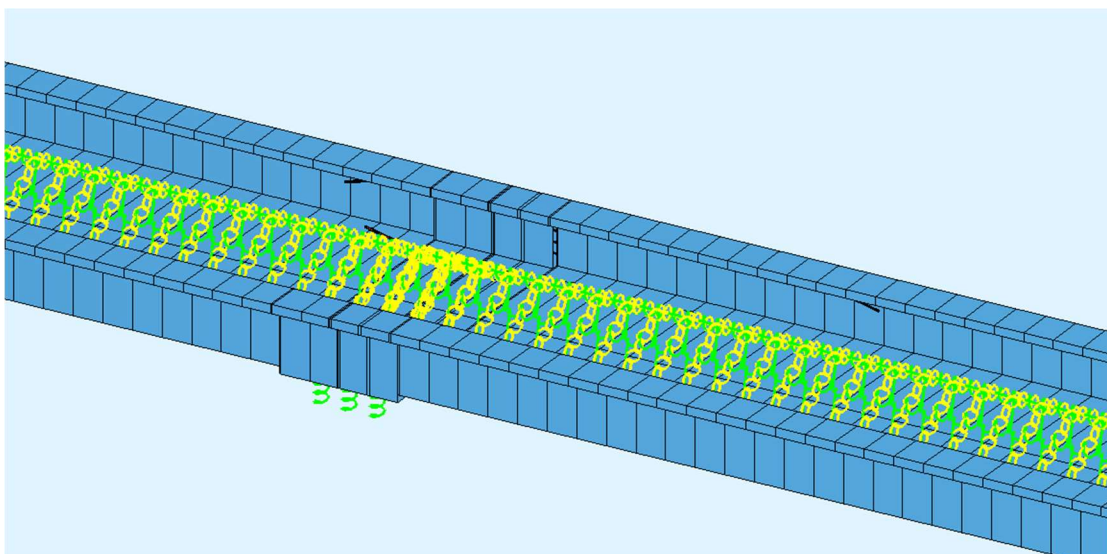
Για τη δέσμευση των σχετικών κινήσεων του καταστρώματος ως προς τη σιδηρογραμμή, σε όλες τις διευθύνσεις εκτός της διαμήκου, χρησιμοποιούνται άκαμπτοι σύνδεσμοι μεταξύ των στοιχείων.

Η αλληλεπίδραση των σιδηροτροχιών με το κατάστρωμα επιτυγχάνεται με χρήση, στη διαμήκη διεύθυνση, στοιχείων ελατηρίου μη-γραμμικού νόμου συμπεριφοράς.

Η δυσκαμψία των ελατηρίων που έχει εισαχθεί στο προσομοίωμα, λαμβάνεται από το UIC 774-3R και το EN 1991-2 και ακολουθεί το παρακάτω διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης (ανά μονάδα μήκους) και σχετικής μετατόπισης της σιδηρογραμμής, ως προς την πάνω επιφάνεια του καταστρώματος:



Σχήμα 6.15



Σχήμα 6.16 Σύνδεση σιδηρογραμμής με το κατάστρωμα – Άκαμπτοι σύνδεσμοι και μη γραμμικά στοιχεία ελατηρίου

6.6 ΑΝΑΛΥΣΗ

Στο προσομοίωμα επιβλήθηκαν οι θερμοκρασιακές δράσεις και τα φορτία κυκλοφορίας και πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές αναλύσεις για τους συνδυασμούς δράσεων:

$$\Delta T + LL_{vertical} + LL_{horizontal}$$

$$\Delta T + LL_{vertical}$$

όπου

ΔT : θερμοκρασιακές δράσεις

$LL_{vertical}$: κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας

$LL_{horizontal}$: οριζόντια φορτία κυκλοφορίας (πέδηση/έλξη)

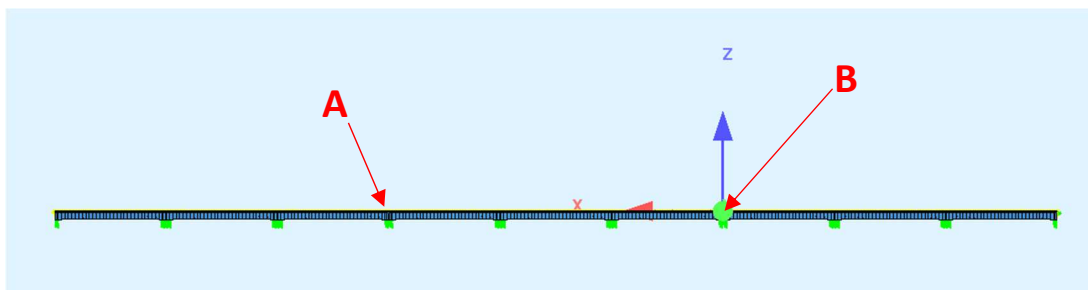
Το φορτίο του συρμού (κατακόρυφα φορτία & φορτία έλξης/πέδησης) εφαρμόστηκε σε 80 διαφορετικές θέσεις κατά μήκος του φορέα, έτσι ώστε να προκύψουν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη και μεγέθη παραμορφώσεων στα υπό εξέταση στοιχεία.

Η εφαρμογή των μακροχρόνιων δράσεων στο φορέα (δηλαδή οι μεταβολές θερμοκρασίας και οι επιρροές του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης) έγινε λαμβάνοντας υπόψη τη δυσκαμψία της αφόρτιστης σιδηρογραμμής, ενώ για τα φορτία κυκλοφορίας χρησιμοποιήθηκε αυτή της φορτισμένης σιδηρογραμμής.

Όσον αφορά την επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, θεωρήθηκε ότι η τοποθέτηση των σιδηροτροχιών πάνω στη γέφυρα γίνεται 550 ημέρες μετά την εφαρμογή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων στον φορέα, όπως αναλύεται στο Κεφάλαιο 4.

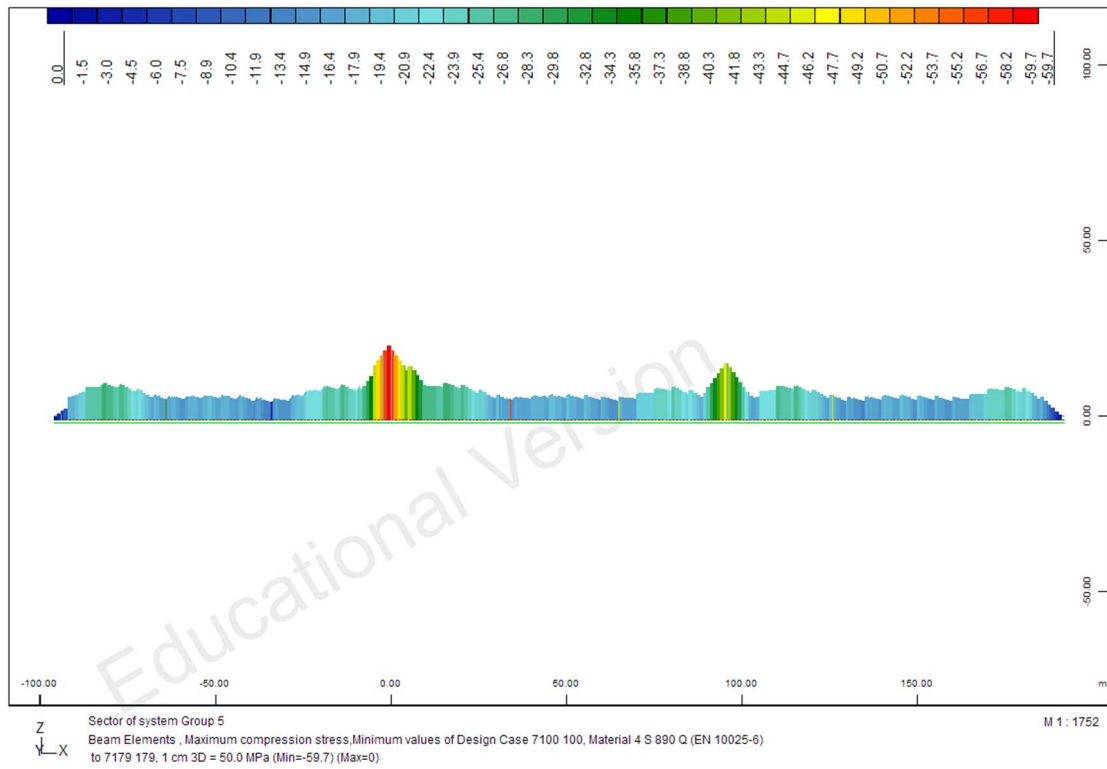
Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων προέκυψαν οι μέγιστες θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στις σιδηροτροχιές, και επιπλέον όλα τα μεγέθη παραμορφώσεων που απαιτούνται για τους ελέγχους των διατάξεων των κανονισμών.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες τάσεις στις σιδηροτροχιές, όπως επίσης οι παραμορφώσεις στις θέσεις εναλλαγής των καταστρωμάτων (θέσεις A&B), όπου πραγματοποιούνται και οι απαιτούμενοι έλεγχοι.

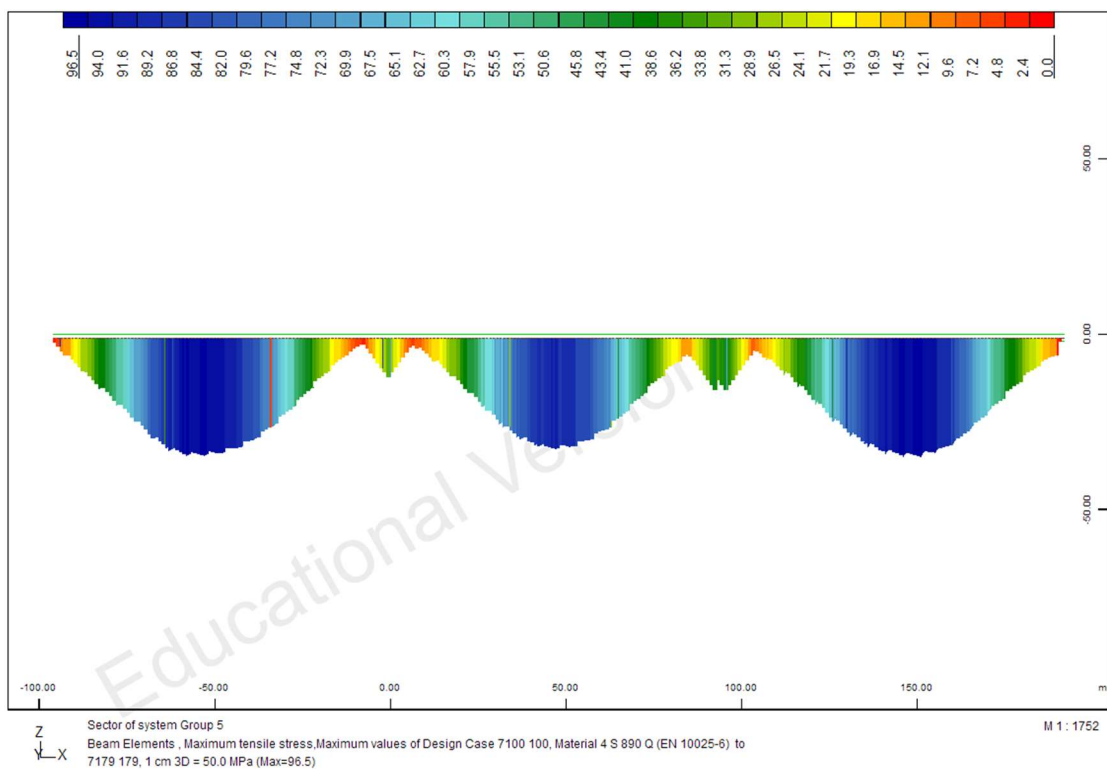


Σχήμα 6.17 Θέσεις εναλλαγής καταστρωμάτων (A&B)

A) ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΙΣ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΕΣ

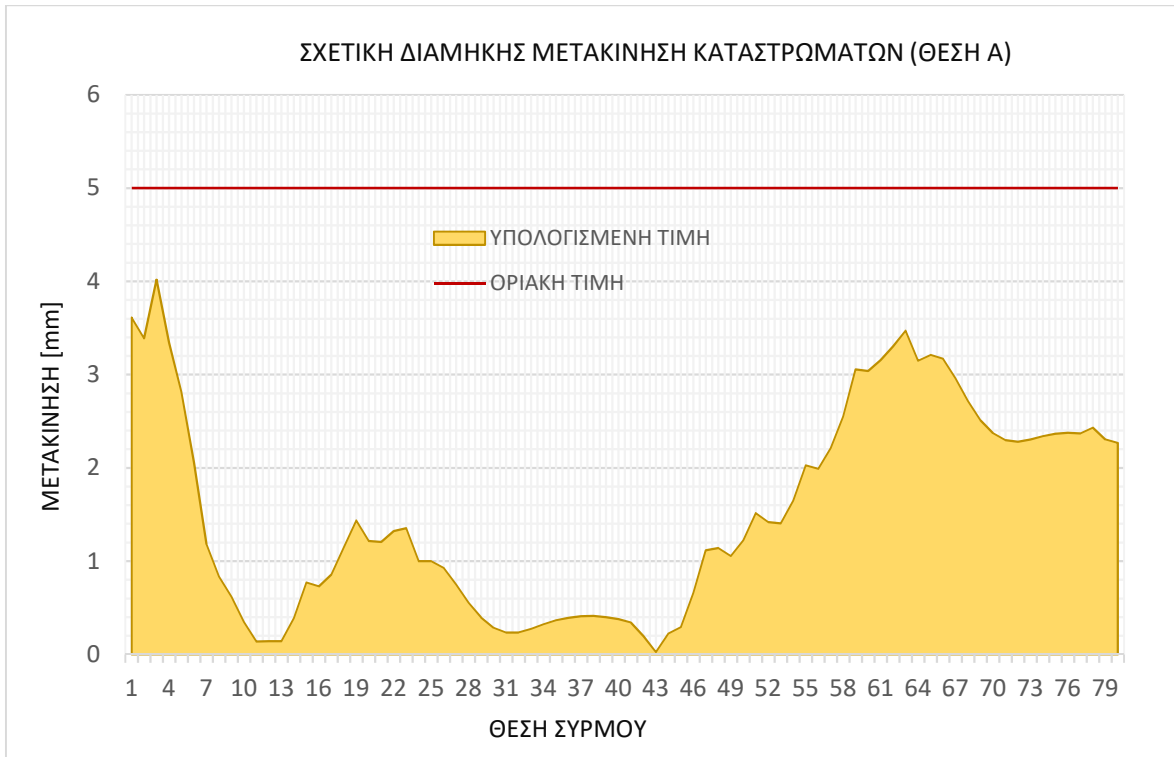


Σχήμα 6.18 Μέγιστες θλιπτικές τάσεις στις σιδηροτροχιές

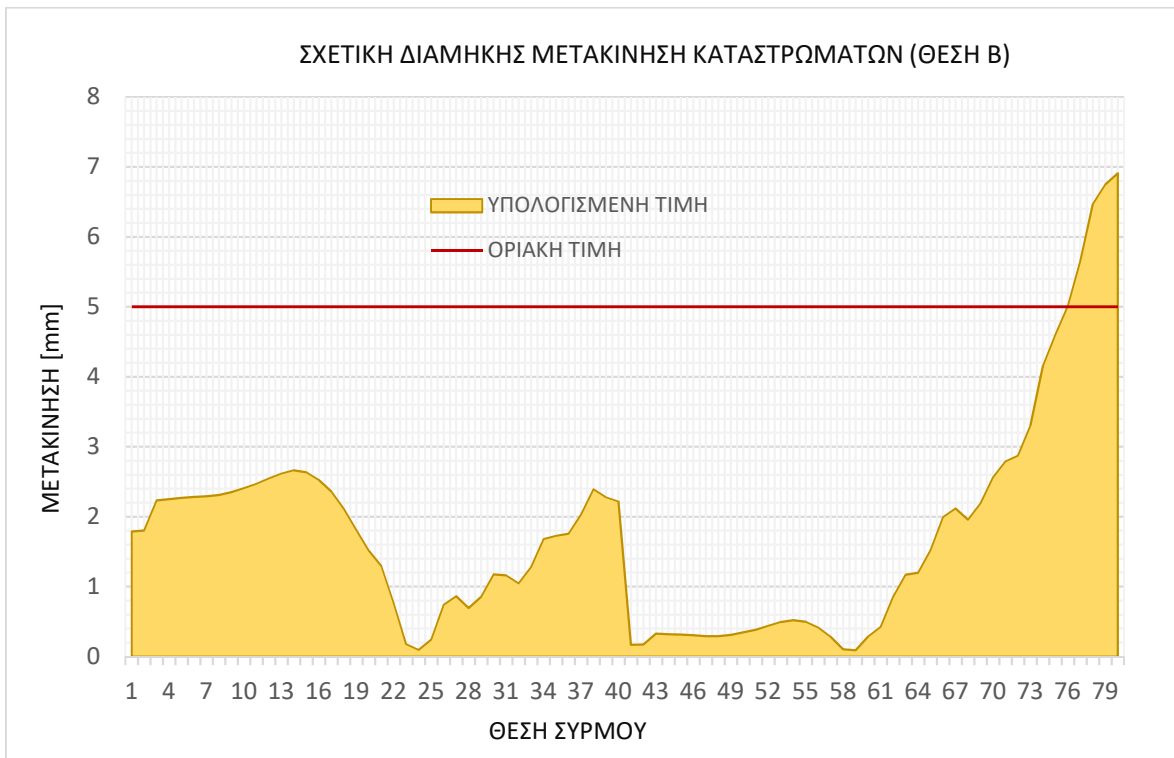


Σχήμα 6.19 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στις σιδηροτροχιές

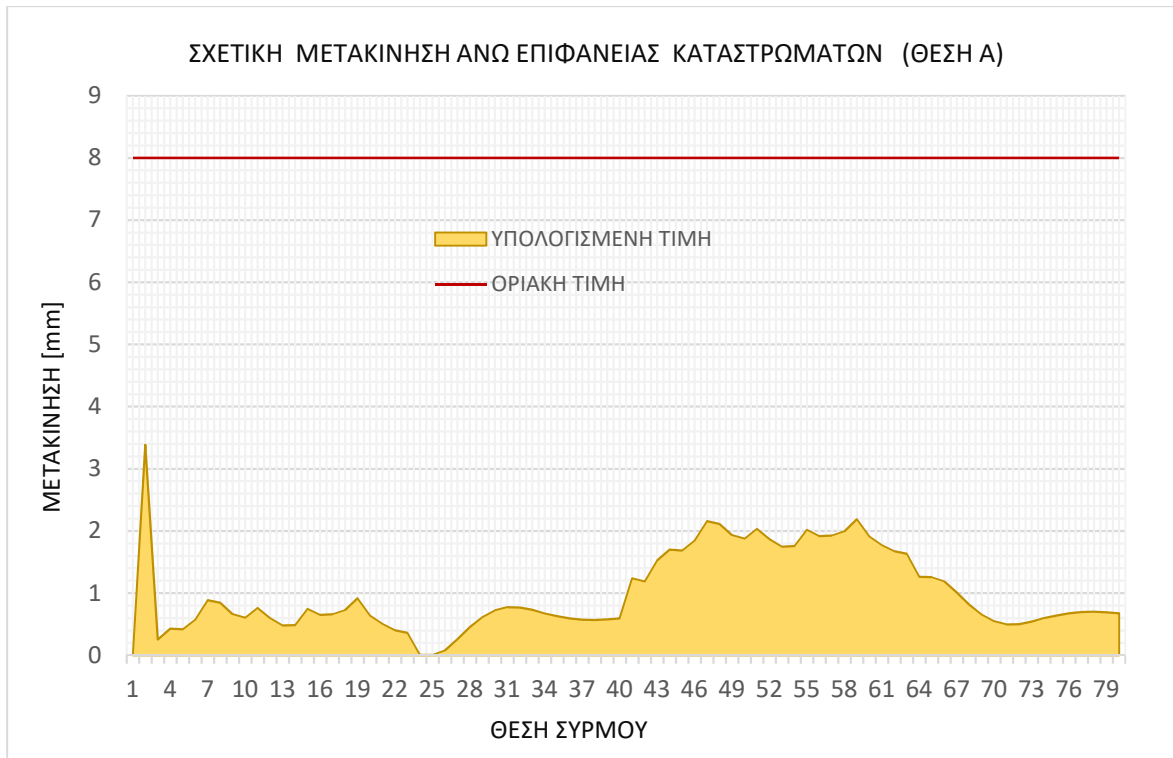
Β) ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ



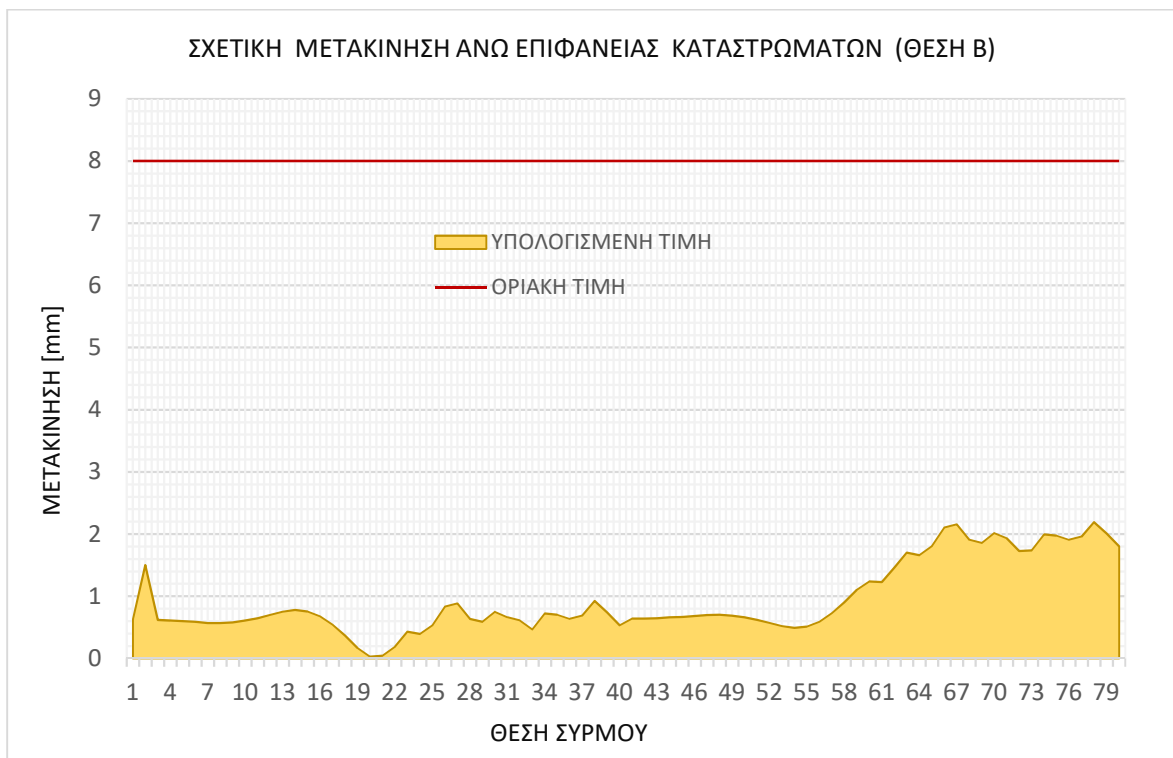
Σχήμα 6.20



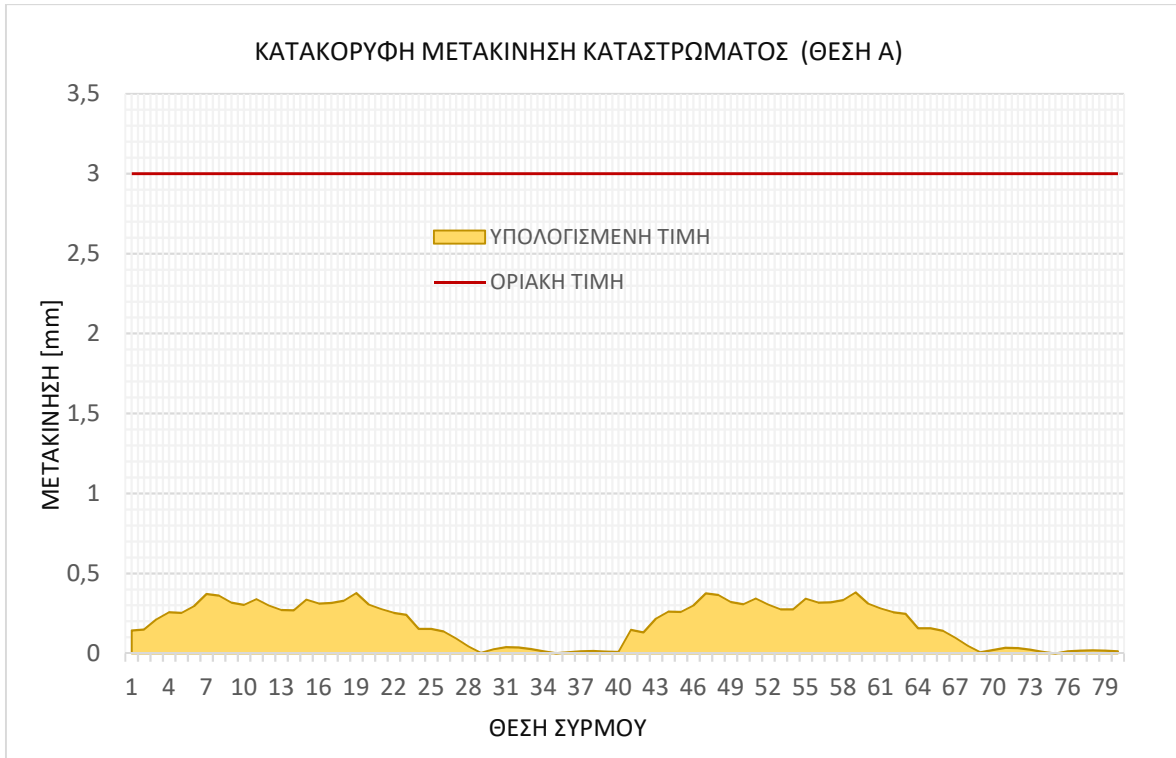
Σχήμα 6.21



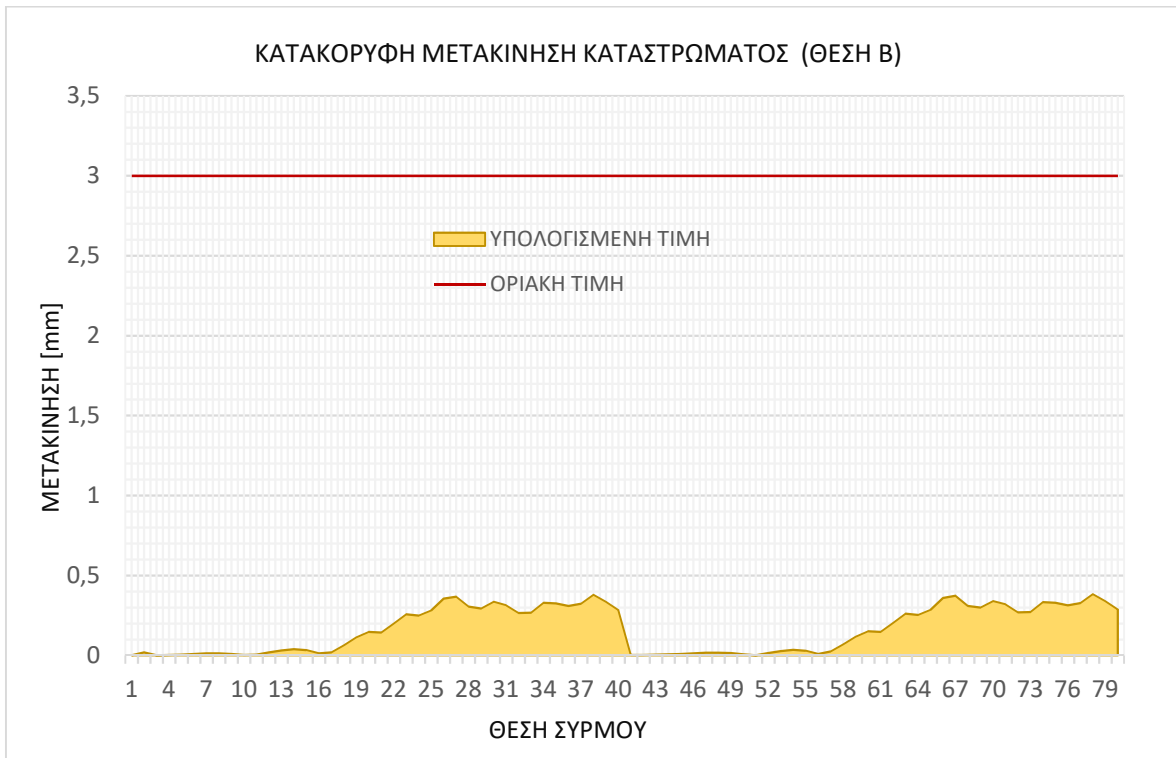
Σχήμα 6.22



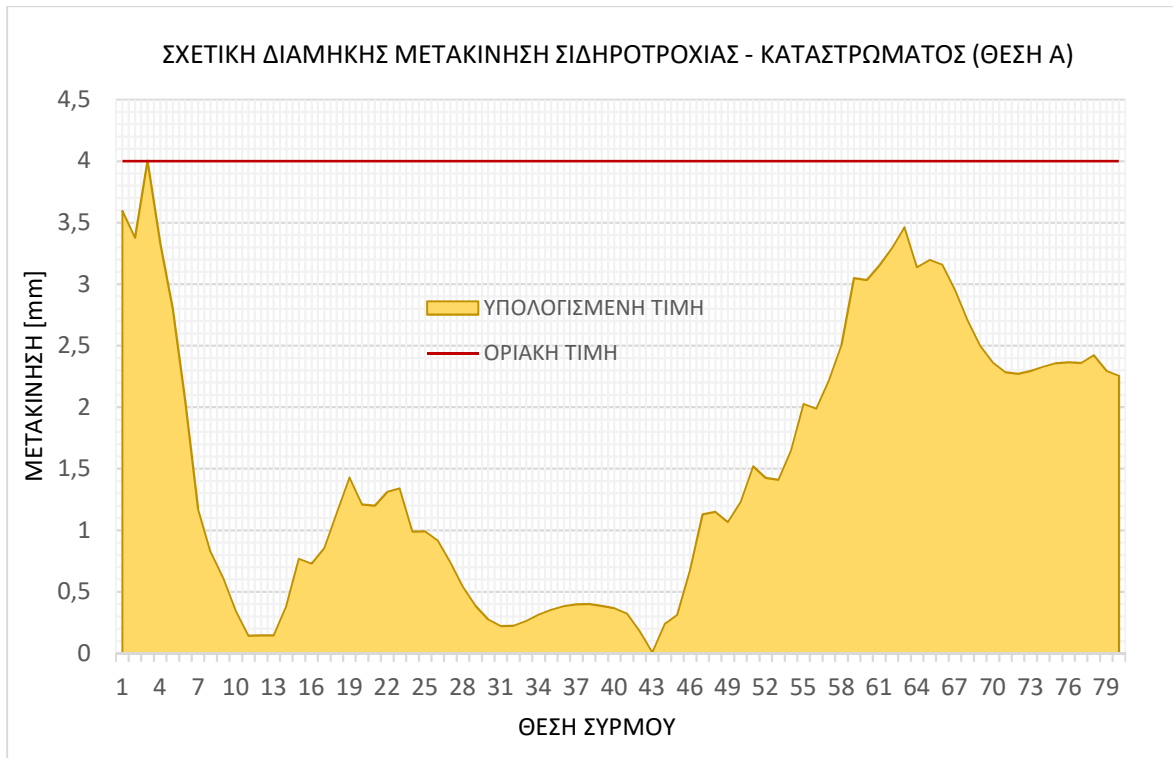
Σχήμα 6.23



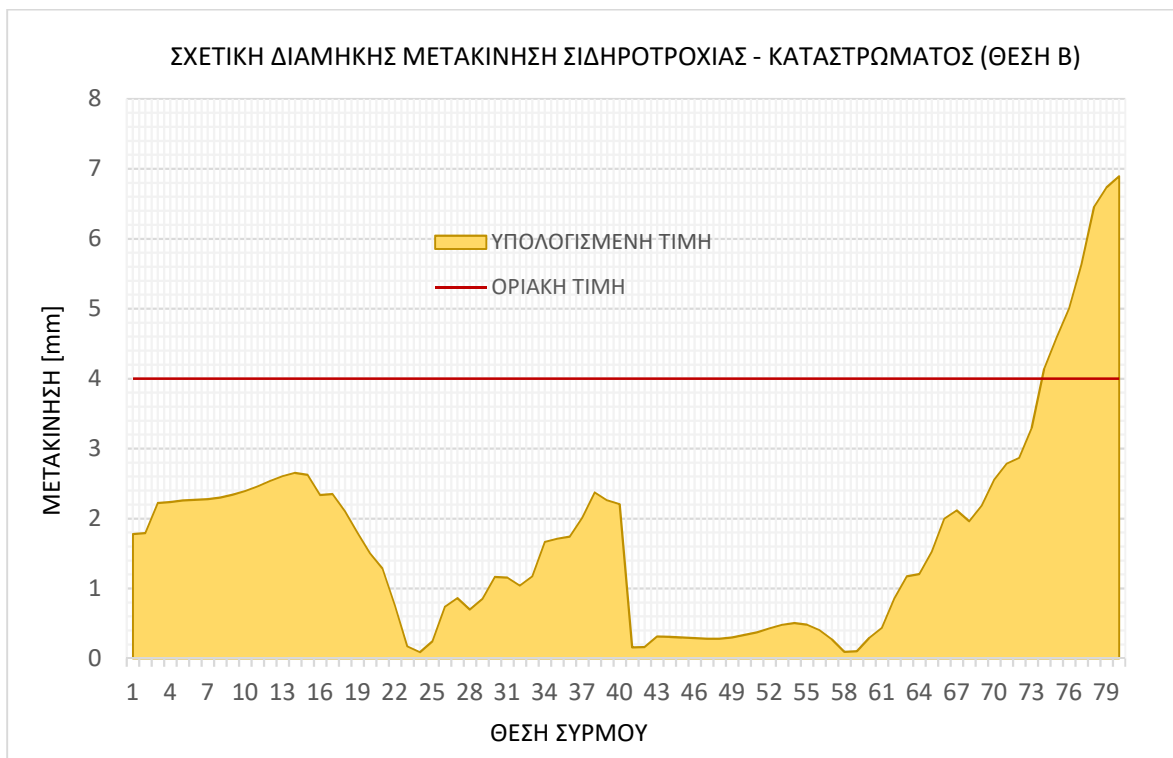
Σχήμα 6.24



Σχήμα 6.25



Σχήμα 6.26



Σχήμα 6.27

6.7 ΕΛΕΓΧΟΙ – ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Από τα διαγράμματα των τάσεων (σχήματα 6.18 & 6.19) προκύπτει η μέγιστη θλιπτική και η μέγιστη εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται στις σιδηροτροχιές, λόγω των μεταβλητών δράσεων και των μακροχρόνιων επιρροών του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης:

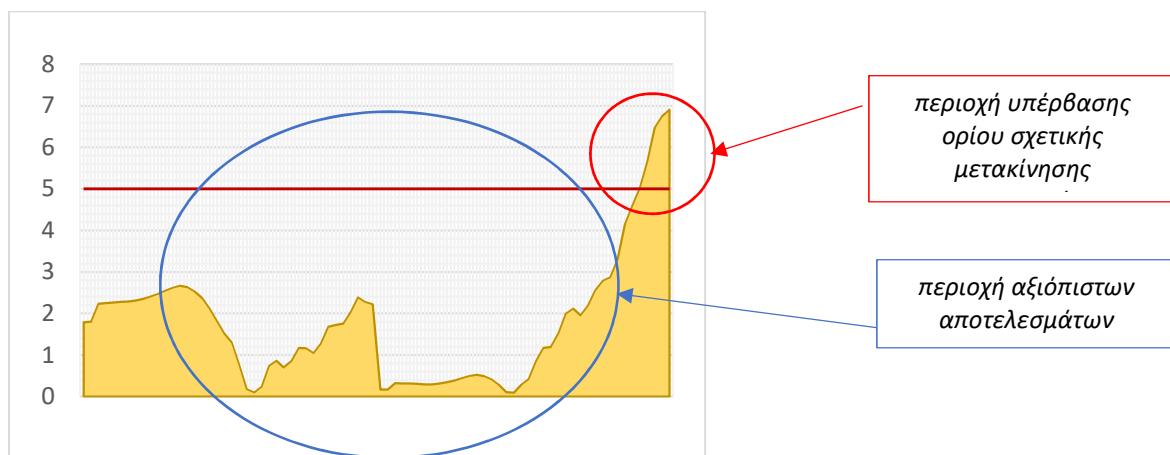
$$\sigma_{\max, \theta\lambda\iota\pi\tau\iota\kappa\eta} = 59.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max, \epsilon\phi\epsilon\lambda\kappa\upsilon\sigma\tau\iota\kappa\eta} = 96.7 \text{ MPa}$$

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη θλιπτική τάση ($\sigma_{\max, \theta\lambda\iota\pi\tau\iota\kappa\eta}$) είναι μικρότερη της οριακής τιμής που θέτει ο κανονισμός ($\sigma_{\text{op}, \theta\lambda\iota\pi\tau\iota\kappa\eta} = 72 \text{ MPa}$), επομένως ο έλεγχος της σιδηροτροχιάς σε θλιπτικές τάσεις ικανοποιείται.

Η μέγιστη εφελκυστική τάση ($\sigma_{\max, \epsilon\phi\epsilon\lambda\kappa\upsilon\sigma\tau\iota\kappa\eta}$) υπερβαίνει την επιτρεπόμενη τιμή του κανονισμού ($\sigma_{\text{op}, \epsilon\phi\epsilon\lambda\kappa\upsilon\sigma\tau\iota\kappa\eta} = 92 \text{ MPa}$), σε ποσοστό 5.1%, υπέρβαση η οποία είναι ανεκτή λαμβάνοντας υπόψη τις πιθανές ατέλειες και το υπολογιστικό σφάλμα των επιλύσεων κατά τη χρήση προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων. Επομένως, ο έλεγχος της σιδηροτροχιάς σε εφελκυστικές τάσεις ικανοποιείται.

Στα σχήματα 6.20 & 6.21 παρουσιάζονται οι σχετικές διαμήκεις μετακινήσεις των άκρων των καταστρωμάτων στις θέσεις εναλλαγής αυτών (συνδυασμός $\Delta T + LL_{\text{vertical}} + LL_{\text{horizontal}}$). Στη θέση A παρατηρούμε ότι η μέγιστη αναπτυσσόμενη μετακίνηση είναι της τάξης των 4mm, μικρότερη από την οριακή τιμή $\delta_{\text{op}} = 5\text{mm}$. Στη θέση B οι τιμές είναι επίσης μικρότερες της οριακής, εκτός από αυτές που αντιστοιχούν στις πέντε τελευταίες θέσεις εφαρμογής του συρμού.



Ωστόσο, για τις ακραίες θέσεις εφαρμογής των σιδηροδρομικών φορτίων τα αποτελέσματα των αναλύσεων δεν πρέπει να θεωρηθούν αξιόπιστα και αυτό λόγω της μη πληρότητας του υπολογιστικού προσομοιώματος στις περιοχές αυτές.

Το προσομοίωμα περιλαμβάνει τρία διαδοχικά καταστρώματα και τις σιδηρογραμμές πάνω από αυτά, ενώ πιθανές προσκείμενες κατασκευές (καταστρώματα γεφυρών, ακρόβαθρα, επιχώματα, κτλ), που διατρέχονται από τις ίδιες σιδηρογραμμές, δεν λαμβάνονται υπόψη.

Επομένως, κατά την επίλυση του προσομοιώματος για φόρτιση στις ακραίες περιοχές του η δυσκαμψία που θα προσέφεραν οι γειτονικές κατασκευές στο σύστημα φορέα-σιδηροτροχιάς κατά την εφαρμογή των διαμήκων δράσεων δεν ενεργοποιείται. Για αυτό το λόγο, οι υπολογιζόμενες μετακινήσεις των ακραίων καταστρωμάτων υστερούν σημαντικά σε ακρίβεια, όταν το σύνολο των διαμήκων δυνάμεων επιβάλλεται πάνω σε αυτά.

Στα σχήματα 6.22&6.23 φαίνονται οι διαμήκεις σχετικές μετακινήσεις της άνω επιφάνειας των καταστρωμάτων στις θέσεις A και B για τον συνδυασμό δράσεων $\Delta T+LL_{vertical}$. Παρατηρούμε ότι για τη θέση A η μέγιστη μετακίνηση έχει τιμή $3.5mm$, ενώ στη θέση B δεν εμφανίζεται τιμή μεγαλύτερη από $2.2mm$. Οι δύο αυτές τιμές είναι σημαντικά μικρότερες της μέγιστης επιτρεπόμενης τιμής $\delta_{op}=8mm$, άρα ικανοποιείται ο συγκεκριμένος έλεγχος μετακινήσεων.

Στα σχήματα 6.24&6.25 δίνεται η σχετική κατακόρυφη μετακίνηση των καταστρωμάτων στις θέσεις A και B (συνδυασμός $\Delta T+LL_{vertical}$). Διαπιστώνεται ότι η τιμή της μετακίνησης αυτής δεν ξεπερνάει τα $0.4mm$, αρκετά χαμηλότερα του κανονιστικού ορίου $\delta_{op}=3mm$, και ως εκ τούτου ο έλεγχος ικανοποιείται.

Στα σχήματα 6.26&6.27 παρουσιάζεται η σχετική διαμήκης μετακίνηση του καταστρώματος ως προς τις σιδηροτροχιές στις θέσεις A και B (συνδυασμός $\Delta T+LL_{vertical}+LL_{horizontal}$). Στη θέση A η μετακίνηση οριακά δεν ξεπερνάει την τιμή $\delta_{op}=4mm$, ενώ στη θέση B παρατηρείται υπέρβαση της επιτρεπόμενης τιμής στις περιπτώσεις των ακραίων θέσεων φόρτισης. Όπως και προηγουμένως, ο έλεγχος μετακινήσεων θεωρείται επαρκής, αφού υπάρχει σημαντικό σφάλμα στον υπολογισμό των συγκεκριμένων τιμών λόγω του περιορισμένου σε έκταση προσομοιώματος.

6.8 ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟ

Στην παράγραφο αυτή επιχειρείται η προσέγγιση της αλληλεπίδρασης γέφυρας και σιδηρογραμμής με απλούς κανόνες της μηχανικής και πραγματοποιούνται υπολογισμοί με στόχο την εξαγωγή αποτελεσμάτων και τη σύγκρισή τους με τα αντίστοιχα των αριθμητικών αναλύσεων.

Η μελέτη του φαινομένου επικεντρώνεται στις θέσεις εναλλαγής των καταστρωμάτων. Αρχικά, δίνονται βασικά στοιχεία της συμπεριφοράς της σιδηρογραμμής σε αυτές τις θέσεις, ενώ στη συνέχεια παρουσιάζονται οι εκτιμώμενες τάσεις σε αυτή λόγω των θερμοκρασιακών μεταβολών του καταστρώματος και των μετακινήσεων αυτού λόγω των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων κυκλοφορίας. Τέλος, γίνεται εκτίμηση των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων λόγω των φορτίων σχεδιασμού και συγκρίνονται οι τιμές τους με τις οριακές των κανονισμών.

Στους υπολογισμούς χρησιμοποιούνται τα χαρακτηριστικά σιδηροτροχιάς όπως ορίστηκαν σε προηγούμενη παράγραφο.

Για γέφυρα με δύο σιδηρογραμμές έχουμε:

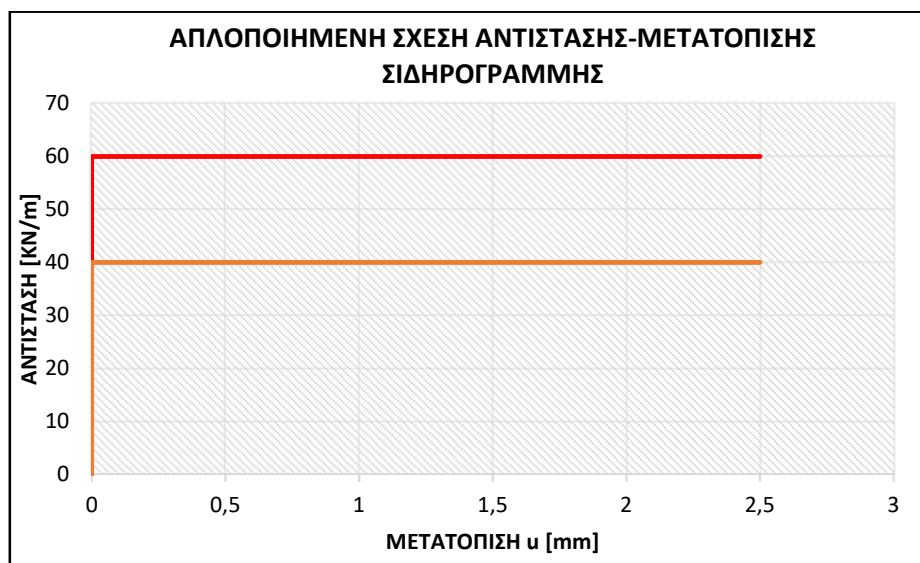
$$A=4 \times 0.00762 = 0.03048 \text{ m}^2 \quad (\text{εμβαδόν σιδηροτροχιών})$$

$$E = 205000 \text{ MPa} \quad (\text{μέτρο ελαστικότητας υλικού σιδηροτροχιών})$$

$$\alpha = 1.2 \times 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C} \quad (\text{συντελεστής θερμικής διαστολής})$$

6.8.1 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΑΣ ΣΤΟΝ ΑΡΜΟ ΔΙΑΔΟΧΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΩΝ

Για την απλοποίηση των υπολογισμών ο γραμμικός κλάδος της καμπύλης φόρτισης και μετατόπισης της σιδηρογραμμής αγνοείται. Ως εκ τούτου η τιμή της αντίστασης ανά μονάδα μήκους της θεωρείται σταθερή για όλες τις τιμές της σχετικής μετακίνησης ως προς το κατάστρωμα, όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 6.28 Απλοποιημένη σχέση αντίστασης-μετατόπισης σιδηρογραμμής

Έστω ότι εξετάζουμε τη συμπεριφορά της σιδηρογραμμής στον αρμό μεταξύ δύο διαδοχικών καταστρωμάτων. Εάν υποθέσουμε ότι το κενό ανάμεσα στα δύο καταστρώματα διευρυνθεί κατά δ , τότε η σιδηρογραμμή θα ολισθήσει ως προς το κατάστρωμα σε ένα διάστημα x_0 εκατέρωθεν του αρμού.

Η δύναμη που θα αναπτυχθεί στη σιδηροτροχιά στη θέση αυτή είναι εφελκυστική και ίση με $k \cdot x_0$, (υπολογίζεται ως το ολοκλήρωμα όλων των στοιχειωδών δυνάμεων $dF=k \cdot dx$ εντός του διαστήματος $[0, x_0]$). Η δύναμη αυτή μειώνεται με σταθερή κλίση k και μηδενίζεται σε απόσταση x_0 από το άκρο του καταστρώματος.

Η αλλαγή μήκους της σιδηροτροχιάς στο διάστημα x_0 είναι ίση με:

$$\Delta l_{rail} = \int_0^{x_0} d\varepsilon = \int_0^{x_0} \frac{d\sigma}{E} = \int_0^{x_0} \frac{k}{EA} dx = \frac{kx^2}{2EA} \quad (1)$$

Επιπλέον, η συνολική μεταβολή του μήκους πρέπει να είναι ίση με δ άρα τελικά έχουμε:

$$\delta = \frac{kx^2}{EA} \quad (2)$$

Από την παραπάνω ισότητα προκύπτουν οι εξής σχέσεις:

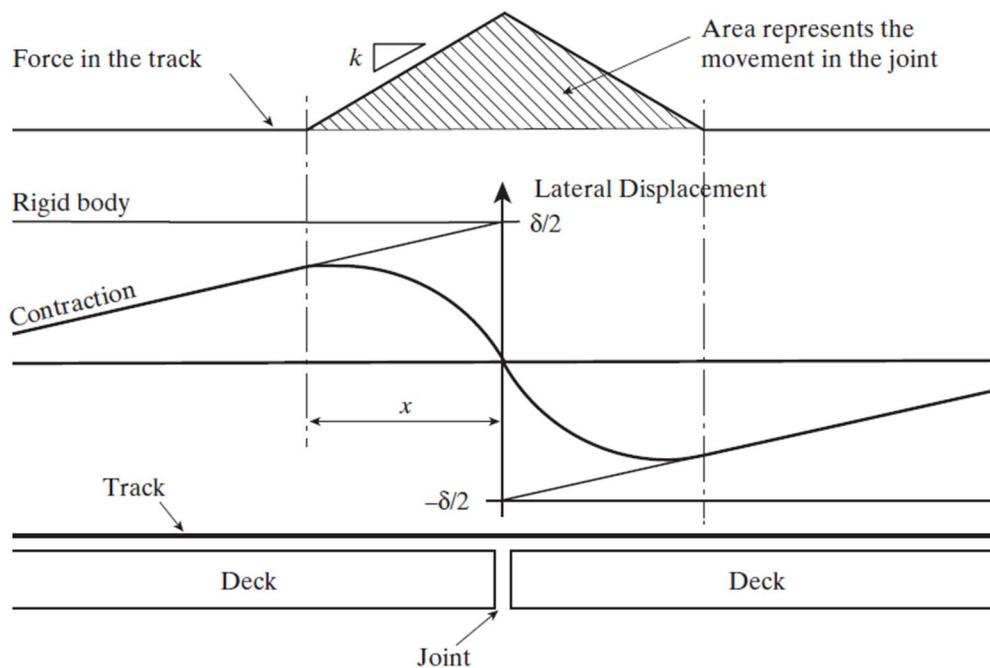
$$x_0 = \sqrt{\frac{EA\delta}{k}} \quad (3)$$

$$\sigma_{rail} = \frac{kx}{A} = \sqrt{\frac{Ek\delta}{A}} \quad (4)$$

όπου E το μέτρο ελαστικότητας του υλικού των σιδηροτροχιών και A_{rail} το εμβαδόν των σιδηροτροχιών.

Για δεδομένη τιμή του δ υπολογίζεται η ισοδύναμη ενεργός δυσκαμψία γραμμικού ελατηρίου, η οποία αντιπροσωπεύει τη συμπεριφορά της σιδηρογραμμής:

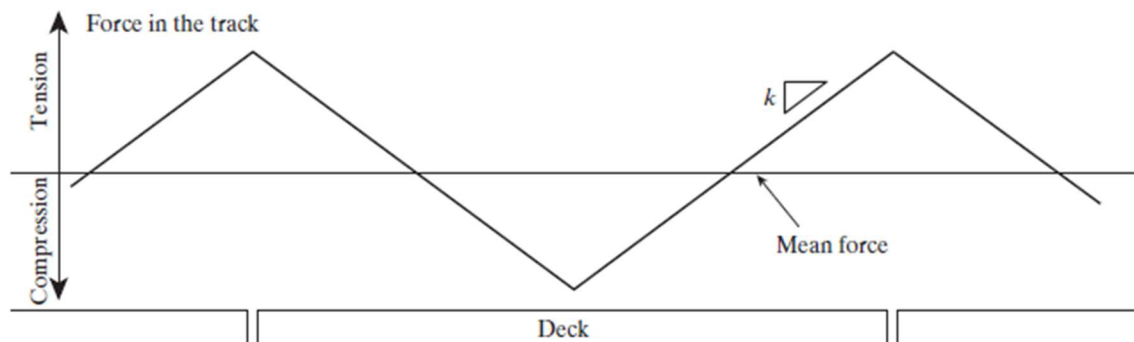
$$K_E = \frac{kx}{\delta} = \sqrt{\frac{EAk}{\delta}} \quad (5)$$



Σχήμα 6.29 Συμπεριφορά σιδηρογραμμής στον αρμό μεταξύ διαδοχικών καταστρώματων

6.8.2 ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΩΝ ΜΕΤΑΒΟΛΩΝ

Οι μεταβολές θερμοκρασίας που λαμβάνονται υπόψη είναι η διαστολή και συστολή του καταστρώματος. Καθώς η θερμοκρασία των καταστρώματων αυξάνεται, το κενό ανάμεσα σε αυτά μειώνεται, ενώ ακόμα αυξάνεται η ζώνη ολίσθησης των σιδηρογραμμών. Για κάποια τιμή της θερμοκρασιακής μεταβολής οι ζώνες ολίσθησης θα συναντηθούν στο μέσο κάθε καταστρώματος. Τότε θα έχει αναπτυχθεί στη σιδηροτροχιά η μέγιστη δύναμη.



Σχήμα 6.30 Αναπτυσσόμενη δύναμη λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής (συστολής καταστρώματος)

Η τιμή της θερμοκρασιακής μεταβολής για την οποία έχουμε ανάπτυξη της μέγιστης δύναμης στις ράγες υπολογίζεται ως εξής:

- για $x_0=L/2$ έχουμε από την (2):

$$\delta = \frac{kL^2}{4EA}$$

Όμως ισχύει ότι:

$$\Delta l = a_s \Delta T L \xrightarrow{\Delta l = \delta} \Delta T = \frac{\delta}{L a_s} = \frac{kL}{4EA a_s}$$

(όπου $a_s = 1.0 \cdot 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$ ο συντελεστής θερμικής διαστολής του καταστρώματος)

Για τη υπολογισμένη θερμοκρασιακή μεταβολή προκύπτει η αναπτυσσόμενη τάση στη σιδηρογραμμή, η οποία μπορεί να είναι είτε εφελκυστική (διεύρυνση του κενού) είτε θλιπτική (μείωση του κενού):

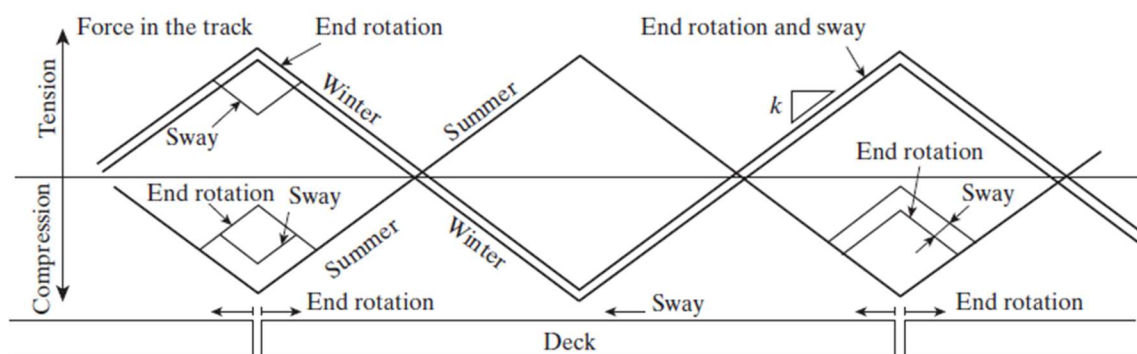
$$\Delta \sigma_{rail} = \frac{kx_0}{A_{rail}} \xrightarrow{x_0=L/2=47.95} \Delta \sigma_{rail} = 63.70 \text{ MPa}$$

6.8.3 ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΩΝ

Οι υπολογιζόμενες τάσεις είναι αυτές που αντιστοιχούν στις οριακές τιμές των μετακινήσεων.

Για να γίνουν, ωστόσο, κατανοητοί οι μετέπειτα υπολογισμοί πρέπει να γίνει μια σύντομη περιγραφή της συμπεριφοράς της δυσκαμψίας της σιδηρογραμμής υπό τη συνδυασμένη δράση των θερμοκρασιακών μεταβολών και των φορτίων κυκλοφορίας.

Η προϋπάρχουσα εντατική κατάσταση λόγω των μεταβολών της θερμοκρασίας (οι οποίες θεωρείται ότι πραγματοποιούνται σε μεγάλο χρονικό διάστημα), καθώς και η κατεύθυνση της κίνησης επηρεάζουν την τιμή της δυσκαμψίας της σιδηρογραμμής. Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις λόγω διαστολής και συστολής του φορέα και η τροποποίησή τους εξαιτίας, αρχικά, της στροφής του καταστρώματος και έπειτα της μετακίνησης του λόγω έλξης/πέδησης.



Σχήμα 6.31 Συμπεριφορά ελατηρίων λόγω διαδοχικών φορτίσεων

Γίνεται φανερό ότι τα αποτελέσματα των μετακινήσεων άλλοτε προσαυξάνουν και άλλοτε μειώνουν τις ήδη υπάρχουσες τάσεις. Επιπλέον, οι επιρροές των μετακινήσεων στον έναν αρμό είναι μεταξύ τους ομόσημες ενώ στον άλλον έχουν αντίθετο πρόσημο.

Πιο αναλυτικά, έστω ότι έχουμε στροφή των καταστρωμάτων και ότι η άνω πλευρά τους μετατοπίζεται διευρύνοντας τον αρμό. Τότε στις ράγες θα αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις, δηλαδή η στροφή του καταστρώματος προσαυξάνει τις τάσεις λόγω συστολής του καταστρώματος, ενώ μειώνει αυτές λόγω διαστολής.

Ομοίως, εάν έχουμε εφαρμογή των δυνάμεων έλξης/πέδησης σε ένα κατάστρωμα, τότε η κίνησή του (sway) θα διευρύνει τον ένα αρμό (πίσω από την κατεύθυνση της κίνησης) και θα μειώσει τον άλλο (μπροστά από την κατεύθυνση της κίνησης). Κατά αυτόν τον τρόπο στη μία θέση θα αναπτυχθεί εφελκυστική δύναμη στις σιδηροτροχιές, ενώ στην άλλη θέση θλιπτική δύναμη.

Εάν υποθέσουμε ότι έχουμε προϋπάρχουσα εντατική κατάσταση με την κλίση της αναπτυσσόμενης δύναμης να είναι k_p , τότε γίνεται κατανοητό ότι το μη γραμμικό ελατήριο, για τις επιπρόσθετες επιβαλλόμενες δράσεις, θα αποκριθεί με ενεργή δυσκαμψία:

$$k_E = k - k_p$$

όπου

k : η κλίση της αναπτυσσόμενης δύναμης (λόγω φορτίων κυκλοφορίας)

k_p : η κλίση της προϋπάρχουσας δύναμης (λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών)

Είναι, λοιπόν, απαραίτητο να γίνουν οι υπολογισμοί με την κατάλληλη κάθε φορά τιμή της δυσκαμψίας, η οποία είναι σύμφωνη με την επιρροή της επιπρόσθετης δράσης στην προϋπάρχουσα εντατική κατάσταση της σιδηρογραμμής.

Διακρίνουμε δύο περιπτώσεις ενεργής δυσκαμψίας:

▪ περίπτωση 1

$$k_p=40 \text{ KN/m}, \quad k=60 \text{ KN/m}, \quad k_E=60-40=20 \text{ KN/m}$$

$$\text{για } \delta=5\text{mm} \quad x=39.60\text{m} \quad K_E=158.40 \text{ MN/m}$$

$$\text{για } \delta=8\text{mm} \quad x=50.10\text{m} > L/2 \text{ άρα } x=L/2=47.95 \quad K_E=119.87 \text{ MN/m}$$

$$\text{για } \delta=13\text{mm} \quad x=63.85\text{m} > L/2 \text{ άρα } x=L/2=47.95 \quad K_E=73.80 \text{ MN/m}$$

▪ περίπτωση 2

$$k_p=-40 \text{ KN/m}, \quad k=60 \text{ KN/m}, \quad k_E=60-(-40)=100 \text{ KN/m}$$

$$\text{για } \delta=5 \text{ mm} \quad x=17.72 \text{ m} \quad K_E=354.40 \text{ MN/m}$$

$$\text{για } \delta=8 \text{ mm} \quad x=22.40 \text{ m} \quad K_E=280.00 \text{ MN/m}$$

$$\text{για } \delta=13 \text{ mm} \quad x=28.70 \text{ m} \quad K_E=220.00 \text{ MN/m}$$

Αναλυτικότερα, οι τάσεις υπολογίζονται και συνδυάζονται ως εξής (για εφαρμογή έλξης/πέδησης προς τα δεξιά):

- Η συστολή των καταστρωμάτων προκαλεί εφελκυστικές τάσεις στις ράγες αφού το κενό ανάμεσα στα καταστρώματα διευρύνεται. Τον αρμό Α διευρύνουν, επιπλέον, η μετακίνηση λόγω στροφής του καταστρώματος και η οριζόντια μετακίνηση λόγω έλξης/πέδησης. Άρα οι τάσεις που θα αναπτυχθούν είναι εφελκυστικές και υπολογίζονται με την πρώτη περίπτωση της δυσκαμψίας. Στον αρμό Β η μετακίνηση λόγω έλξης/πέδησης τείνει να μειώσει το κενό, άρα στις ράγες δημιουργούνται θλιπτικές τάσεις, ενώ αντιθέτως η στροφή του καταστρώματος προκαλεί ξανά εφελκυστικές τάσεις. Επομένως για την περίπτωση της έλξης/πέδησης χρησιμοποιείται η δεύτερη δυσκαμψία, ενώ για τη στροφή του καταστρώματος η πρώτη.
- Η διαστολή των καταστρωμάτων προκαλεί θλιπτικές τάσεις στις σιδηροτροχιές στις περιοχές των αρμών, αφού το κενό μειώνεται. Στη θέση Α οι τάσεις λόγω στροφής του καταστρώματος και λόγω έλξης/πέδησης, όπως και στην περίπτωση της συστολής, είναι εφελκυστικές αφού αυξάνεται το κενό, πρέπει όμως να υπολογιστούν με τη δεύτερη περίπτωση της δυσκαμψίας. Στον αρμό Β η μετακίνηση λόγω έλξης/πέδησης προκαλεί θλιπτικές τάσεις στις ράγες, ενώ λόγω της στροφής του καταστρώματος αναπτύσσεται εφελκυσμός. Οι τάσεις υπολογίζονται με τη δεύτερη περίπτωση της δυσκαμψίας, αφού πρώτα θεωρείται ότι αναπτύσσεται η μετακίνηση λόγω στροφής και έπειτα αυτή λόγω διαμήκων φορτίων.

Με βάση την παραπάνω λογική εκτιμώνται οι μέγιστες θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις των σιδηροτροχιών στις περιοχές των αρμών Α και Β μεταξύ των καταστρωμάτων. Τα αποτελέσματα (τάσεις σε MPa) συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα:

	δ (mm)	ΣΥΣΤΟΛΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΩΝ		ΔΙΑΣΤΟΛΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΩΝ	
		A	B	A	B
ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ	-	+62.70	+62.70	-62.70	-62.70
ΣΤΡΟΦΗ ΑΚΡΟΥ ΤΟΥ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ	8	-	+31.35	-	+73.20
ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗ ΛΟΓΩ ΕΛΞΗΣ/ΠΕΔΗΣΗΣ	5	-	-57.87	-	-57.90
ΣΤΡΟΦΗ + ΕΛΞΗ/ΠΕΔΗΣΗ	13	+31.35	-	+93.85	-
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΤΑΣΗ		+94.05	+36.18	+31.15	-47.40

Πίνακας 6.2 Αναπτυσσόμενες τάσεις στη σιδηρογραμμή

Παρατηρούμε ότι η μέγιστη θλιπτική τάση έχει τιμή $\sigma_{\max, \thetaλιπτική} = 47.40 \text{ MPa} < 72 \text{ MPa}$, άρα ικανοποιείται το όριο που θέτει ο κανονισμός. Επιπλέον, η μέγιστη εφελκυστική τάση είναι ίση με $\sigma_{\max, εφελκυστική} = 94.05 \text{ MPa}$, μεγαλύτερη κατά 2.22% του κανονιστικού ορίου των 92MPa, υπέρβαση που θεωρείται όμως ανεκτή. Άρα τελικά ο έλεγχος των τάσεων στις σιδηροτροχιές ικανοποιείται.

Στον επόμενο πίνακα συγκρίνονται τα αποτελέσματα της απλοποιημένης μεθόδου με αυτά των αριθμητικών αναλύσεων:

	ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΤΑΣΗ (MPa)	ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΤΑΣΗ (MPa)
ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	-47.40	94.05
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	-59.70	96.70

Πίνακας 6.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων αριθμητικών επιλύσεων και απλοποιημένης μεθόδου

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] EN 1990, Ευρωκώδικας 0: Βάσεις Σχεδιασμού, CEN , Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
- [2] EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-1:Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
- [3] Γ. Χρήστου: «Επιρροή της έντασης στις σιδηροτροχιές, λόγω συνέχειας, στο σχεδιασμό των γεφυρών», (Σεμινάριο:“Σχεδιασμός σιδηροδρομικών γεφυρών”), 1999
- [4] EN 1991-2, Ευρωκώδικας 1: Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες , CEN, Βρυξέλλες , Σεπτέμβριος 2003
- [5] EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις-Δράσεις ανέμου , CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005
- [6] EN 1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις-Θερμικές δράσεις , CEN, Βρυξέλλες , Νοέμβριος 2003
- [7] EN 1992-1-1, Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια , CEN, Βρυξέλλες , Δεκέμβριος 2004.
- [8] EN 1992-2, Ευρωκώδικας 2: Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γέφυρες από σκυρόδεμα-Σχεδιασμός και κανόνες διαμόρφωσης, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005
- [9] Θ. Τάσιος, Π. Γιαννόπουλος, Κ. Τρέζος, Σ.Τσουκαντάς: «Προεντεταμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα, 1995
- [10] Λεωνίδα Σταυρίδης: «Στατική των δομικών φορέων, Μέρος Α&Β», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2008
- [11] Dutoit D, Montens S, Chuinaud J-C, Arnaud P: «U shape prestressed concrete decks for LRT/ MRT viaducts», IABSE Symposium, Shanghai, 2004
- [12] Gauthier Y, Montens S, Kataria R, Touat A: «Pushing the limits of U shaped viaducts», IABSE Symposium, Weimar, 2007.
- [13] UIC Code 774-3-R: “Track/bridge interaction – Recommendations for calculations”, 2nd edition, Union Internationale des Chemins de Fer, UIC, 2001
- [14] UIC Code 776-1-R: “Loads to be considered in railway bridge design”, 5nd edition, Union Internationale des Chemins de Fer, UIC, 2006
- [15] UIC Leaflet 776-2-R: “Design requirements for rail-bridges based on interaction phenomena between train, track and bridge”, 2nd edition, Union Internationale des Chemins de Fer, UIC, 2009

- [16] Gauthier Y, Montens S, Arnaud P, Paineau T: «U shape viaducts for Dubai metro», fib Symposium, Amsterdam, 2008.
- [17] Dutoit D, Gauthier Y, Montens S, Vollery JC: «150 km of U Shape prestressed concrete decks for LRT viaducts», IABSE Symposium, Chicago, 2008
- [18] “TM 2.10.10 Track-Structure Interaction”, California High Speed Train Project, California High-Speed Rail Authority, 2013
- [19] Rail Technical Guide, Tata Steel, 2014
- [20] Christian Menn. (1990): «Prestressed concrete bridges», Springer, Wien, Austria.
- [21] P. Vion and J. Joing: “Fabrication and Erection of U-Through Section Bridges”, Structural Engineering International, vol. 21, no. 4, pp. 426–432, 2011
- [22] A. Recupero, A. D’Aveni, and A. Ghersi: “Bending moment-shear force interaction domains for prestressed concrete beams”, Journal of Structural Engineering, vol. 131, no. 9, pp. 1413–1421, 2005.
- [23] A. Recupero, M.F. Granata, G. Culotta, M. Arici: “Interaction between longitudinal shear and transverse bending in prestressed concrete box girders”, Journal of Bridge Engineering, vol. 22 ,2016.
- [24] Smith D.A., Hewson N.R. & Hendy C.R.: “Design of the Dubai Metro Light Rail Viaducts–Superstructure”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Bridge Engineering, 162, No. 2, pp. 55-62, 2009
- [25] R. Calcada, R. Delgado, A. Campos e Matos, J-M. Goicolea, F. Gabaldon: «Track-bridge interaction on highspeed railways», Taylor & Francis Group, London, UK, 2009
- [26] Angus Low: “The design of railway viaducts without rail joints”, Structural Engineering International, vol. 25, no. 2, pp. 218-223, 2015