



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**

**ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ**  
**«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»**

**ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ**  
**ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ**



**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**  
**Φιλάρετος Φιλαρέτου**

Επιβλέπων: Ιωάννης Ερμόπουλος, Ομότιμος Καθηγητής ΕΜΠ  
Συνεπιβλέπων: Ιωάννης Σιγάλας, ΠΜ Εργ. Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΜΠ

Αθήνα, Φεβρουάριος 2019



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**

**ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ**  
**«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»**

**ΕΙΔΙΚΑ ΘΕΜΑΤΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΩΝ ΓΕΦΥΡΩΝ**  
**ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΦΟΡΕΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ**



**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**  
**Φιλάρετος Φιλαρέτου**

Επιβλέπων: Ιωάννης Ερμόπουλος, Ομότιμος Καθηγητής ΕΜΠ  
Συνεπιβλέπων: Ιωάννης Σιγάλας, ΠΜ Εργ. Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΜΠ

Αθήνα, Φεβρουάριος 2019



Φιλάρετος Φιλάρετου (2019)  
Ειδικά θέματα σχεδιασμού σιδηροδρομικών γεφυρών  
Αλληλεπίδραση φορέα καταστρώματος και σιδηρογραμμής

Μεταπτυχιακή Εργασία  
Διατμηματικό πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών  
«Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών»  
Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η εκπόνηση αυτής της εργασίας σηματοδοτεί το πέρας των μεταπτυχιακών μου σπουδών στο διατμηματικό πρόγραμμα «*Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών*» της Σχολής 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. Ιωάννη Ερμόπουλο, Ομότιμο 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 συγκεκριμένο 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.

Τέλος, ευχαριστώ την αδερφή μου Χριστίνα για τον ποιοτικό και ορθογραφικό έλεγχο της εργασίας.

Φιλάρετος Φιλαρέτου

Φεβρουάριος 2019





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΩΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
«ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

## **Ειδικά θέματα σχεδιασμού σιδηροδρομικών γεφυρών Αλληλεπίδραση φορέα καταστρώματος και σιδηρογραμμής**

### **ΠΕΡΙΛΗΨΗ**

Η συγκεκριμένη εργασία ασχολείται με το θέμα του σχεδιασμού των σύγχρονων σιδηροδρομικών γεφυρών και των ιδιαίτερων απαιτήσεων που προκύπτουν λόγω της χρήσης συνεχών συγκολλημένων σιδηροτροχιών (CWR) μεγάλου μήκους. Η διαμόρφωση των σιδηρογραμμών χωρίς τοποθέτηση διατάξεων διαστολής των σιδηροτροχιών προσφέρει μειωμένες απαιτήσεις συντήρησης και κυρίως μεγαλύτερη άνεση και ασφάλεια κατά τη λειτουργία του συρμού. Παράλληλα όμως κάνει επιτακτική την ανάγκη μελέτης της αλληλεπίδρασης του φορέα του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής, η οποία προκύπτει λόγω της μεταξύ τους σύνδεσης και της συνέχειας των σιδηροτροχιών στις περιοχές των αρμών του φορέα της γέφυρας.

Η μελέτη του φαινομένου της αλληλεπίδρασης πραγματοποιείται τόσο με χρήση μεθόδων που δίνονται στη βιβλιογραφία και σε κανονισμούς, όσο και με ακριβέστερες αριθμητικές μεθόδους, με τη χρήση προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων. Οι προτεινόμενες μέθοδοι της βιβλιογραφίας βασίζονται κυρίως σε διαγράμματα και σε απλές αλγεβρικές προσεγγίσεις της συμπεριφοράς της σιδηρογραμμής και της γέφυρας, καλύπτουν ικανοποιητικά τις απλούστερες διατάξεις στατικών συστημάτων και τα αποτελέσματα που δίνουν είναι συνήθως υπέρ της ασφαλείας. Επιπλέον, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την προεκτίμηση της κατάστασης σε πιο σύνθετες περιπτώσεις στατικών συστημάτων και για τον ποιοτικό έλεγχο των αποτελεσμάτων που εξάγονται από τις ακριβέστερες



αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία. Για την μελέτη πιο περίπλοκων περιπτώσεων απαιτείται η χρήση εξειδικευμένου λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων, έτσι ώστε να ληφθούν υπόψη όλοι οι παράγοντες που επηρεάζουν την αλληλεπίδραση γέφυρας-σιδηρογραμμής και να εξαχθούν ορθά αποτελέσματα.

Στο πρώτο κεφάλαιο δίνονται γενικά στοιχεία για το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης γέφυρας και σιδηρογραμμής, προσδιορίζονται οι βασικές παράμετροι που το επηρεάζουν, καθώς και οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη στις αναλύσεις. Στη συνέχεια, επιχειρείται η απλή ερμηνεία των μηχανισμών ανάπτυξης τάσεων στις σιδηροτροχιές στις θέσεις των αρμών και δίνονται βασικοί κανόνες για την προσέγγιση της μορφής αυτής της έντασης κατά μήκος των σιδηροτροχιών. Στο τέλος, παρουσιάζεται μια αλγεβρική μέθοδος, που βασίζεται σε απλούς κανόνες της μηχανικής και η οποία μπορεί να δώσει ποσοτικά αποτελέσματα κατά την εκτίμηση της παραπάνω έντασης.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται δύο παραδείγματα γεφυρών από τις οποίες διέρχονται συνεχείς συγκολλημένες σιδηροτροχιές (CWR). Η πρώτη περίπτωση αφορά μια αμφιέριστη γέφυρα, ενώ η δεύτερη μια συνεχή γέφυρα τεσσάρων ανοιγμάτων με σταθερή οριζόντια στήριξη στο μέσον της. Για κάθε περίπτωση εφαρμόζεται αρχικά η μέθοδος των διαγραμμάτων του UIC 774-3R και η απλοποιημένη αλγεβρική μέθοδος που δίνεται στο πρώτο κεφάλαιο. Στο τέλος πραγματοποιείται ανάλυση με πιο σύνθετο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με το λογισμικό Sofistik, ούτως ώστε να προκύψουν ακριβέστερα αποτελέσματα και να γίνει η ποιοτική σύγκρισή τους με αυτά των προτεινόμενων μεθόδων της βιβλιογραφίας.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η περίπτωση μιας υφιστάμενης γέφυρας από προεντεταμένο σκυρόδεμα. Η γέφυρα είναι συνεχής, επτά ανοιγμάτων, με συνολικό μήκος 299m και σταθερή διαμήκη στήριξη στο ένα άκρο. Το κατάστρωμα είναι ερματισμένο και φέρει δύο σιδηρογραμμές. Οι σιδηροτροχιές είναι συνεχείς σε όλο το μήκος του καταστρώματος, ενώ τοποθετούνται διατάξεις διαστολής τους στις θέσεις των δύο ακροβάθρων. Αρχικά, περιγράφεται η γεωμετρία του φορέα και των διατομών του καταστρώματος και των μεσοβάθρων. Έπειτα δίνεται το υπολογιστικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις, η προένταση που εφαρμόστηκε στον φορέα, καθώς και τα στάδια κατασκευής που ελήφθησαν υπόψη στις αναλύσεις. Στο προσομοίωμα εφαρμόζονται οι δράσεις που απαιτούνται για την μελέτη της αλληλεπίδρασης γέφυρας και σιδηρογραμμής και πραγματοποιούνται μη γραμμικές αναλύσεις για τους επιθυμητούς συνδυασμούς αυτών. Τα αποτελέσματα τάσεων και μετακινήσεων ελέγχονται με αυτά που δίνονται από τους σχετικούς κανονισμούς. Στο τέλος τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις ελέγχονται με χρήση προσεγγιστικών μεθόδων, συμπεριλαμβανομένων και αυτών που αναφέρθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>1</b>	<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b>	<b>1</b>
1.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	1
1.2	ΣΥΝΕΧΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΜΕΝΗ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΑ (CWR)	2
1.3	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ	7
1.3.1	ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	7
1.3.2	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	7
1.3.3	ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΗΣ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ	7
1.3.4	ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΗΣ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ	7
1.4	ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ	8
1.4.1	ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗ	8
1.4.2	ΓΕΦΥΡΑ	12
1.5	ΔΡΑΣΕΙΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΙ ΥΠΟΨΗ-ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	15
1.6	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ UIC 774-3R ΚΑΙ EN 1991-2	17
1.6.1	ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗ-ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ	17
1.6.2	ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ	17
1.7	ΦΥΣΙΚΗ ΕΡΜΗΝΕΙΑ ΤΟΥ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΙΣ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΕΣ	20
1.8	ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	26
1.8.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	26
1.8.2	ΓΕΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ (ΑΡΜΟΣ) ...	27
1.8.3	ΓΕΦΥΡΑ ΜΕΓΑΛΟΥ ΜΗΚΟΥΣ ΑΠΟΤΕΛΟΥΜΕΝΗ ΑΠΟ ΟΜΟΙΑ ΕΠΑΝΑΛΑΜΒΑΝΟΜΕΝΑ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΑ	29
1.8.4	ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΗ ΓΕΦΥΡΑ	35
1.8.5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	38
<b>2</b>	<b>ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΛΩΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ-ΕΠΟΠΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ</b>	<b>41</b>
2.1	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	41
2.2	ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΗ ΓΕΦΥΡΑ	41
2.2.1	ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ	41
2.2.2	ΜΕΘΟΔΟΣ UIC 774-3R (Παράρτημα C)	43
2.2.3	ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1	55

2.2.4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (SOFISTIK).....	62
2.2.5	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ .....	73
2.2.6	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ.....	74
2.3	ΣΥΝΕΧΗΣ ΓΕΦΥΡΑ.....	79
2.3.1	ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ .....	79
2.3.2	ΜΕΘΟΔΟΣ UIC 774-3R (Παράρτημα C) .....	81
2.3.3	ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1 .....	89
2.3.4	ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (SOFISTIK).....	96
2.3.5	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ .....	107
2.3.6	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ.....	108
<b>3</b>	<b>ΜΕΛΕΤΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ.....</b>	<b>113</b>
3.1	ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ.....	113
3.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ .....	122
3.2.1	ΜΟΡΦΩΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	122
3.2.2	ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ .....	127
3.2.3	ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	130
3.3	ΑΝΑΛΥΣΗ.....	132
3.3.1	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΛΟΓΩ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ .....	132
3.3.2	ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΦΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	136
3.4	ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ .....	146
3.4.1	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ .....	146
3.4.2	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	148
3.4.3	ΔΡΑΣΕΙΣ .....	149
3.4.4	ΑΝΑΛΥΣΗ.....	150
3.5	ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ-ΠΟΙΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ .....	168
3.5.1	ΓΙΑΤΙ ΕΠΙΛΕΧΘΗΚΕ Η ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ ΣΤΑ ΔΥΟ ΑΚΡΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ; .....	168
3.5.2	ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ .....	172
	<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (Relative Displacement Method) .....</b>	<b>179</b>
	<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β (Ορισμοί – Τύποι επιδομής) .....</b>	<b>187</b>
	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>189</b>

κενή σελίδα

κενή σελίδα

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

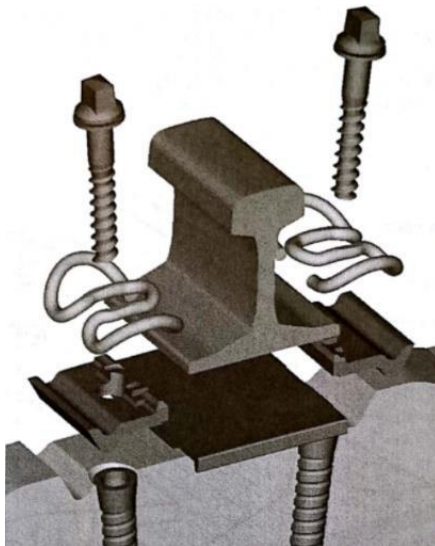
Το θέμα της αλληλεπίδρασης του φορέα του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής έχει καταστεί ιδιαίτερα σημαντικό λόγω των γεφυρών μεγάλου μήκους και ανοίγματος από τις οποίες διέρχονται οι σύγχρονοι συρμοί. Επιπλέον, στους σύγχρονους σιδηρόδρομους προτιμάται σχεδόν αποκλειστικά η χρήση συνεχών συγκολλημένων σιδηροτροχιών (CWR), λόγω των μειωμένων απαιτήσεων συντήρησης, αλλά και της ασφάλειας και άνεσης που προσφέρουν, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις συρμών υψηλών ταχυτήτων. Η χρήση αυτού του τύπου σιδηροτροχιών ωστόσο, κάνει επιτακτική την μελέτη του φαινομένου της αλληλεπίδρασης καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω της συνέχειάς τους πάνω από τις περιοχές ασυνέχειας της γέφυρας.

Η αλληλεπίδραση του φορέα του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής, δηλαδή το φαινόμενο κατά το οποίο η συμπεριφορά του ενός στοιχείου επηρεάζει τη συμπεριφορά του άλλου στοιχείου, είναι αποτέλεσμα της μεταξύ τους σύνδεσης, είτε αυτή έχει τη μορφή της απευθείας στερέωσης της σιδηροτροχιάς πάνω στο κατάστρωμα (σταθερή επιδομή - slab track), είτε της τοποθέτησής της σε ερματισμένο κατάστρωμα (ballasted track). Η αλληλεπίδραση αυτή έχει ως συνέπεια την ανάπτυξη έντασης στις σιδηροτροχιές και στον φορέα της γέφυρας, η οποία είναι επιπρόσθετη αυτής που θα είχε εκτιμηθεί με ανεξάρτητη ανάλυση των δύο μερών. Στις επιβαλλόμενες δράσεις, όπως είναι οι διάφορες θερμοκρασιακές μεταβολές και τα φορτία σιδηροδρομικής κυκλοφορίας, ανθίστανται από κοινού ο φορέας της γέφυρας και η σιδηρογραμμή. Επιπλέον, στις θέσεις που οι συνεχείς σιδηροτροχιές περιορίζουν την ελεύθερη κίνηση του φορέα, οι παραμορφώσεις του προκαλούν διαμήκεις δυνάμεις στις σιδηροτροχιές και στα εφέδρανα, οι οποίες πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό.

Η επιπρόσθετη αυτή ένταση μπορεί να οδηγήσει σε διάφορες μορφές αστοχίας, όπως θραύση ή λυγισμό των σιδηροτροχιών, “ανασήκωμα” της σιδηρογραμμής, ακόμα και διατμητική αστοχία των εφεδράνων της γέφυρας. Είναι αναγκαίο λοιπόν να ληφθεί υπόψη αυτή η αλληλεπίδραση τόσο για το σχεδιασμό του φορέα της γέφυρας, όσο και για τον έλεγχο των σιδηροτροχιών στην κατάσταση λειτουργίας του έργου και την αποφυγή οποιασδήποτε μορφής αστοχίας.

## 1.2 ΣΥΝΕΧΗΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΜΕΝΗ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΑ (CWR)

Οι σιδηροτροχιές στερεώνονται στους στρωτήρες μέσω ελαστικών συνδέσμων. Η στερέωση αυτή εξασφαλίζεται με μια προκαθορισμένη δύναμη σύσφιξης που προσφέρει ο σύνδεσμος και με αυτόν τον τρόπο οι διαμήκεις μετακινήσεις της σιδηροτροχιάς μεταφέρονται στους στρωτήρες.

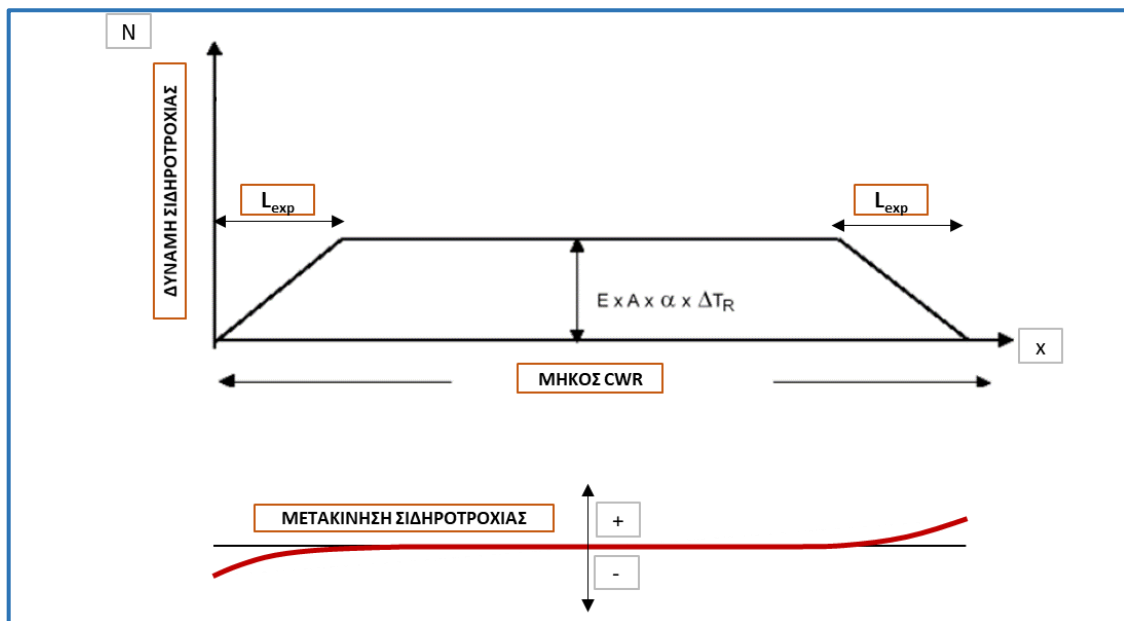


Σχήμα 1.1 Τυπική διαμόρφωση σιδηρογραμμής

Στην περίπτωση σιδηροτροχιάς τοποθετημένης σε επίχωμα η παρεμπόδιση της ελεύθερης διαμήκου παραμόρφωσής της από το έρμα, μετά την εφαρμογή των θερμοκρασιακών δράσεων και των δράσεων σιδηροδρομικής κυκλοφορίας, οδηγεί στην ανάπτυξη έντασης σε αυτή.

Η διαστολή ή η συστολή της σιδηροτροχιάς παρεμποδίζεται στην κεντρική περιοχή του συνολικού της μήκους, ενώ σε κάθε άκρο της υπάρχει η περιοχή της ελεύθερης συστολοδιαστολής ( $L_{exp}$ ).

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η αναπτυσσόμενη ένταση σε μια σιδηροτροχιά λόγω ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής της:



Σχήμα 1.2 Συμπεριφορά συνεχούς συγκολλημένης σιδηροτροχιάς σε θερμοκρασιακή δράση

Οι παράμετροι του παραπάνω σχήματος είναι:

$\alpha = \alpha_{rail}$  ο συντελεστής θερμικής διαστολής του υλικού των σιδηροτροχιών [ $1/^\circ\text{C}$ ]

$\Delta T_R = \Delta T_{rail}$  η ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή των σιδηροτροχιών [ $^\circ\text{C}$ ]

$E$  το μέτρο ελαστικότητας του υλικού των σιδηροτροχιών [ $\text{MPa}$ ]

$A$  το εμβαδόν των σιδηροτροχιών της γραμμής (δύο σιδηροτροχιές) [ $\text{m}^2$ ]

$N$  η αξονική δύναμη στις σιδηροτροχιές [ $\text{kN}$ ]

$L_{exp}$  η περιοχή ελεύθερης συστολής-διαστολής



Το μήκος της περιοχής ανεμπόδιστης αυξομείωσης του μήκους στα άκρα μπορεί να υπολογισθεί προσεγγιστικά από της σχέση:

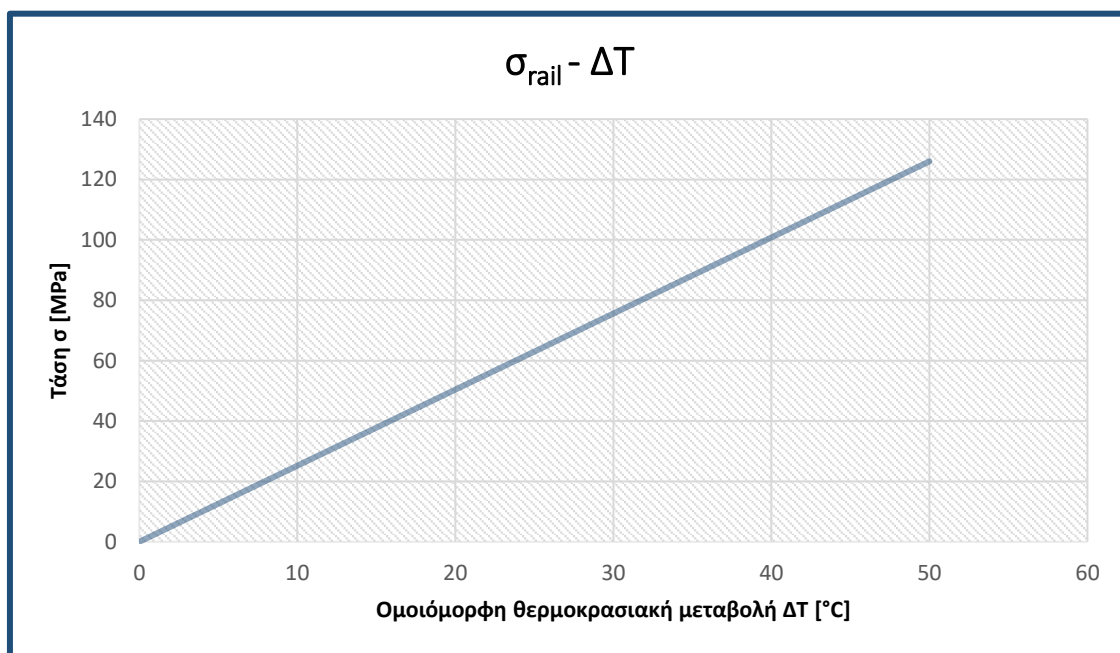
$$L_{exp} = \frac{2\alpha EA\Delta T_R}{q}$$

όπου  $q = \eta$  διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής.

Η τάση που αναπτύσσεται στη σιδηροτροχιά στην κεντρική περιοχή της ισούται με την αντίστοιχη τάση αμφίπακτης δοκού υπό ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή. Επομένως, ανεξάρτητα από το συνολικό μήκος της μπορεί να υπολογισθεί ως:

$$\sigma_{rail} = a \Delta T E$$

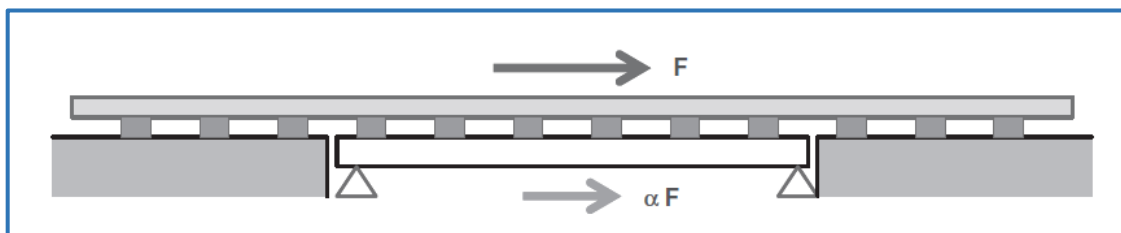
Στο επόμενο διάγραμμα δίνεται η τιμή αυτής της αναπτυσσόμενης τάσης για  $\Delta T = 0-50^\circ\text{C}$  και για συντελεστή θερμικής διαστολής του υλικού  $\alpha = 1.2 \cdot 10^{-5} [1/^\circ\text{C}]$



Σχήμα 1.3 Τάση  $\sigma$  συναρτήσει της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής  $\Delta T$  της σιδηροτροχιάς

Όταν η σιδηρογραμμή εδράζεται πάνω στο κατάστρωμα κάποιας γέφυρας, προκαλούνται παραμορφώσεις και μετακινήσεις σε αυτή λόγω των παραμορφώσεων και των μετακινήσεων της γέφυρας. Αν μία δύναμη ή μετακίνηση ενεργεί σε ένα από τα δύο στοιχεία, τότε θα αναπτυχθεί ένταση και στο άλλο. Με άλλα λόγια, η σιδηρογραμμή και η γέφυρα θα αντισταθούν μαζί στις επιβαλλόμενες στο σύστημα, δράσεις.

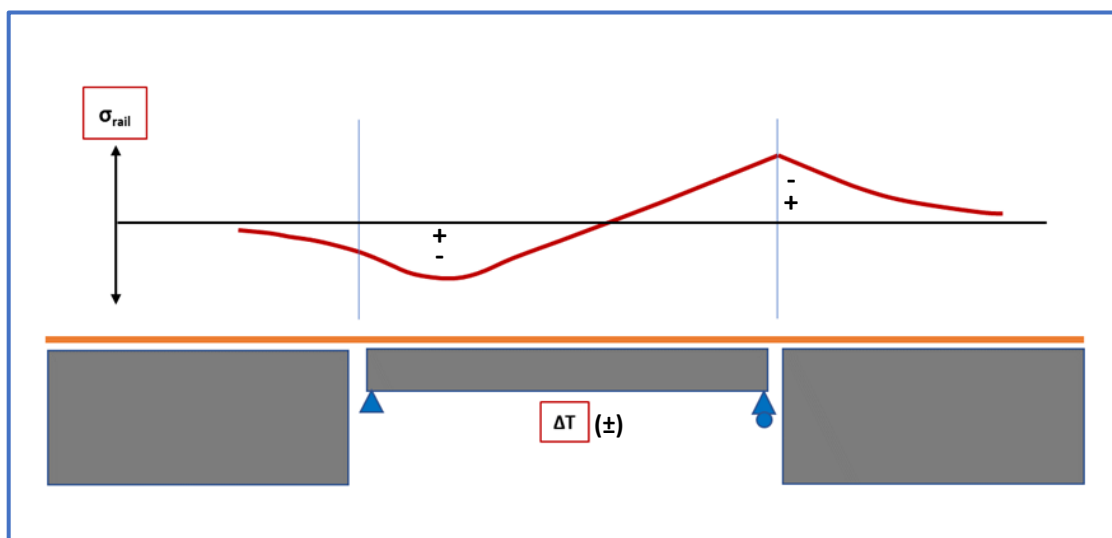
Στην περίπτωση που η σιδηρογραμμή είναι συνεχής πάνω από οποιαδήποτε ασυνέχεια του φορέα της γέφυρας, όπως ο αρμός μεταξύ διαδοχικών καταστρώματων ή ο αρμός μεταξύ καταστρώματος και ακροβάθρου, οι διαμήκεις δυνάμεις μεταβιβάζονται εν μέρει στα εφάδρανα -και από εκεί στην υποδομή και στη θεμελίωση- και κατά ένα άλλο μέρος στο επίχωμα εκτός της γέφυρας.



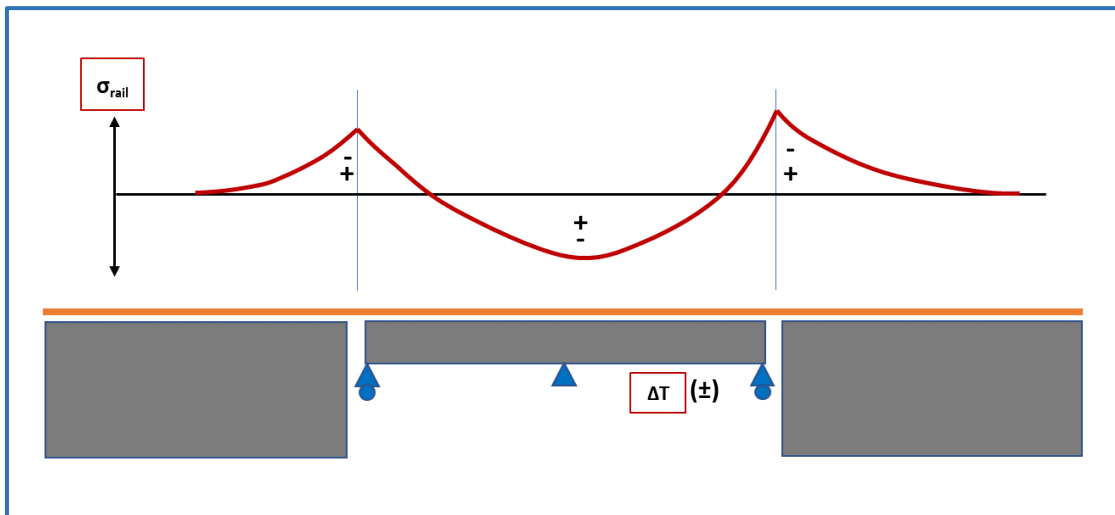
Σχήμα 1.4 Μεταφορά οριζόντιας δύναμης από τη σιδηρογραμμή στη γέφυρα

Επιπλέον, η παρεμπόδιση της ελεύθερης μετακίνησης του καταστρώματος από τις συνεχείς σιδηροτροχιές, προκαλεί ανάπτυξη πρόσθετης αξονικής έντασης σε αυτές, αλλά και πρόσθετες δυνάμεις στις σταθερές (ή και ελαστικές) στηρίξεις του φορέα.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται ενδεικτικά οι τάσεις που αναπτύσσονται σε μια συνεχή συγκολλημένη σιδηροτροχιά λόγω ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής που εφαρμόζεται σε ένα αμφιέρειστο κατάστρωμα γέφυρας, καθώς και σε ένα συνεχές:



Σχήμα 1.5 Αμφιέρειστος φορέας - Εντατική κατάσταση σιδηροτροχιών λόγω  $\Delta T$  καταστρώματος



Σχήμα 1.6 Συνεχής φορέας - Εντατική κατάσταση σιδηροτροχιών λόγω  $\Delta T$  καταστρώματος

Οι τάσεις είναι θλιπτικές ή εφελκυστικές ανάλογα με το εάν λόγω της θερμοκρασιακής μεταβολής του καταστρώματος τείνει να κλείσει ή να ανοίξει ο αρμός.

#### Σημείωση

Μια σύντομη ερμηνεία της μορφής των διαγραμμάτων έντασης των σιδηροτροχιών επιχειρείται στην παράγραφο 1.7

### 1.3 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΟ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ

#### 1.3.1 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

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

#### 1.3.2 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
- ο θερμικός συντελεστής του υλικού του καταστρώματος

#### 1.3.3 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΤΗΣ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ

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

#### 1.3.4 ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΤΗΣ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ

- αξονική δυσκαμψία της σιδηροτροχιάς (δυστένεια)
- 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
- συντελεστής θερμικής διαστολής των σιδηροτροχιών

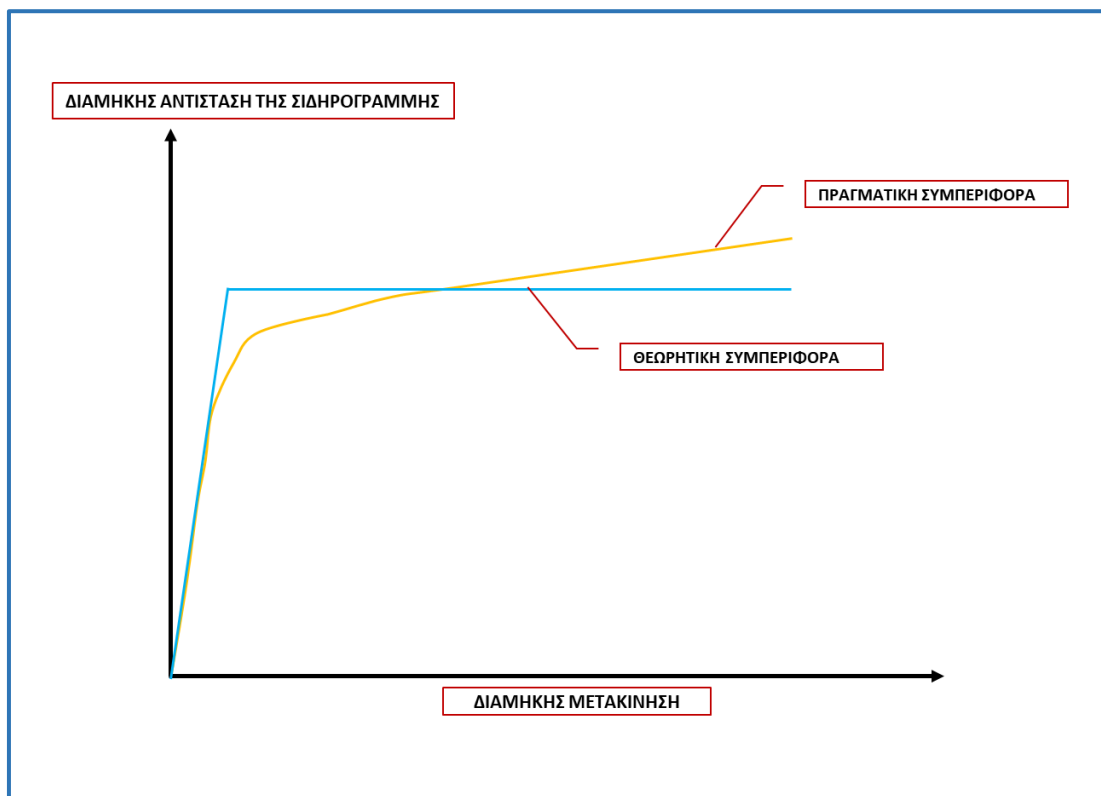
## 1.4 ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ

### 1.4.1 ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗ

Σε αυτό το σημείο επεξηγείται η επιρροή των πιο σημαντικών παραμέτρων που διαμορφώνουν τη συμπεριφορά της σιδηρογραμμής.

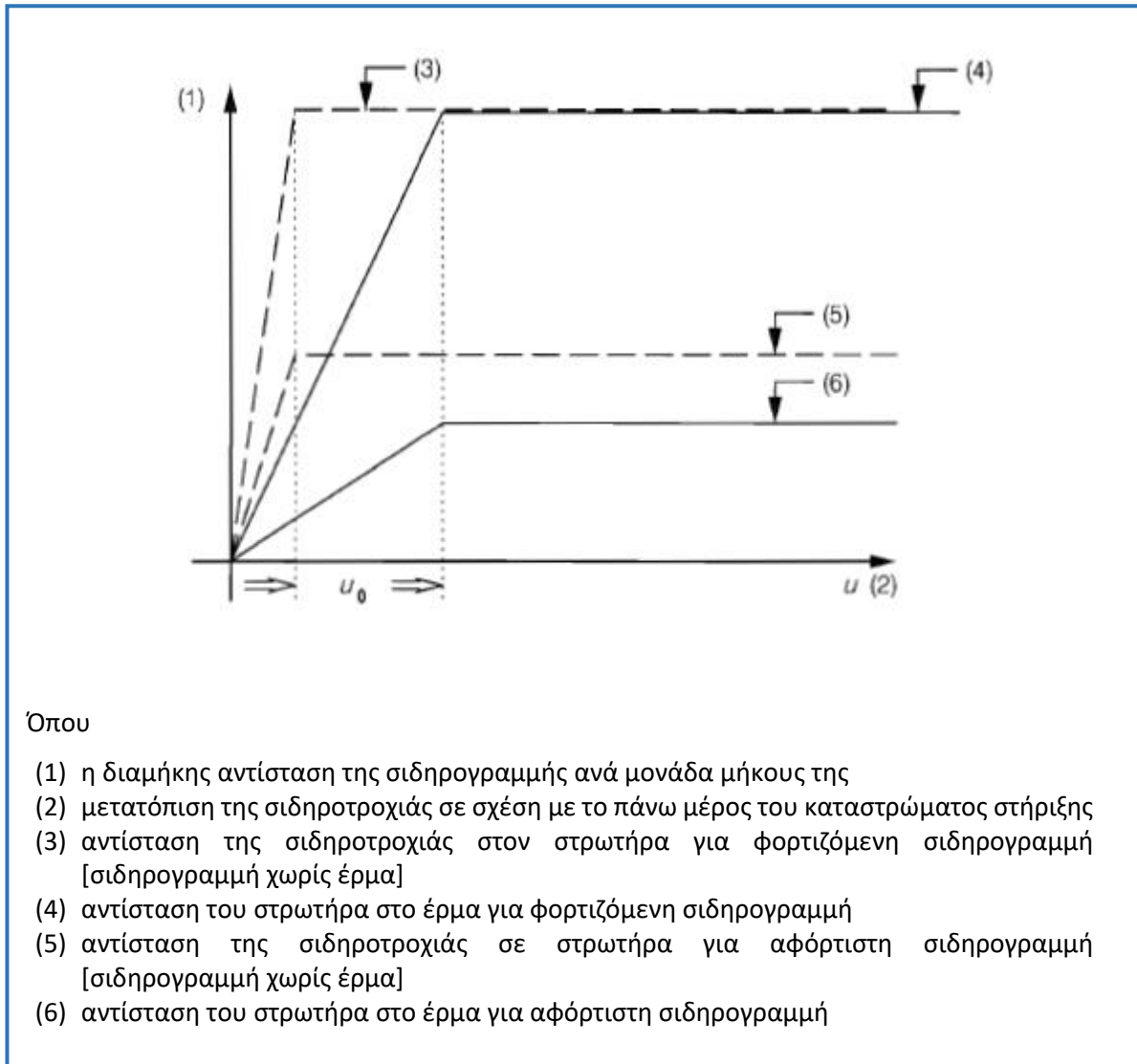
Η συμπεριφορά της σιδηρογραμμής εξαρτάται, κατά κύριο λόγο, από την ύπαρξη ή μη έρματος. Η σχέση δύναμης-μετατόπισης εξαρτάται από αυτό το χαρακτηριστικό, και επίσης από το επίπεδο συντήρησής της, τις ενδεχόμενες κατασκευαστικές ατέλειές της, από την τιμή του κατακόρυφου επιβαλλόμενου φορτίου, αλλά και από τη συχνότητα φόρτισής της.

Η γενική συμπεριφορά της σιδηρογραμμής στις διαμήκεις δράσεις φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Για μικρές τιμές της σχετικής μετακίνησής της ως προς την έδρασή της (γέφυρα ή επίχωμα) παρατηρείται απότομη αύξηση της διαμήκουσ αντίστασής, η οποία ελαττώνεται και τελικά σταθεροποιείται για μεγαλύτερες τιμές της σχετικής μετακίνησης.



Σχήμα 1.7 Αντίσταση σιδηρογραμμής στις διαμήκεις μετακινήσεις

Για τη διευκόλυνση των υπολογισμών, στη διεθνή βιβλιογραφία υιοθετείται διγραμμική σχέση αντίστασης της σιδηρογραμμής συναρτήσει της διαμήκου μετατόπισης της. Ορίζονται διαφορετικές τιμές αντίστασης και μετατόπισης για κάθε τύπο σιδηρογραμμής.



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

Σχήμα 1.8 Διγραμμική σχέση διαμήκου αντίστασης-μετακίνησης

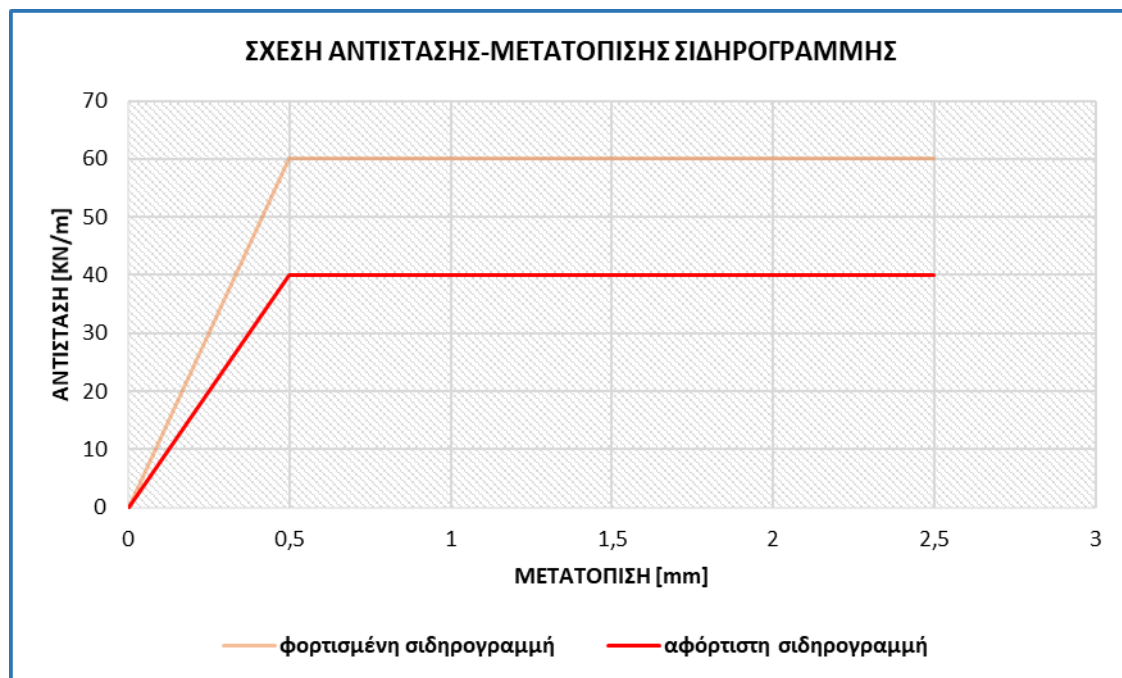
Στο διγραμμικό μοντέλο συμπεριφοράς διακρίνεται αρχικά η ελαστική περιοχή ( $u < u_0$ ), όπου η αναπτυσσόμενη διαμήκης αντίσταση είναι ανάλογη της σχετικής μετατόπισης  $u$ . Για τιμές μετατόπισης μεγαλύτερες της  $u_0$  έχουμε ανάπτυξη της μέγιστης αντίστασης (πλαστική περιοχή), η οποία παραμένει σταθερή για οποιαδήποτε επιπλέον αύξηση της μετατόπισης. Η οριακή σχετική μετακίνηση  $u_0$ , καθώς και η μέγιστη τιμή της αντίστασης εξαρτώνται από τον τύπο της σιδηρογραμμής (ερματισμένη ή όχι) και από την κατάσταση φόρτισής της (αφόρτιστη ή φορτισμένη). Η τιμή της μέγιστης διαμήκου αντίστασης είναι μεγαλύτερη όταν η σιδηρογραμμή είναι φορτισμένη με τις δράσεις κυκλοφορίας.

Στην περίπτωση χρήσης λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων, η σύνδεση σιδηρογραμμής και καταστρώματος προσομοιώνεται με τη χρήση μη-γραμμικών ελατηρίων που ακολουθούν τον παραπάνω διγραμμικό νόμο συμπεριφοράς.

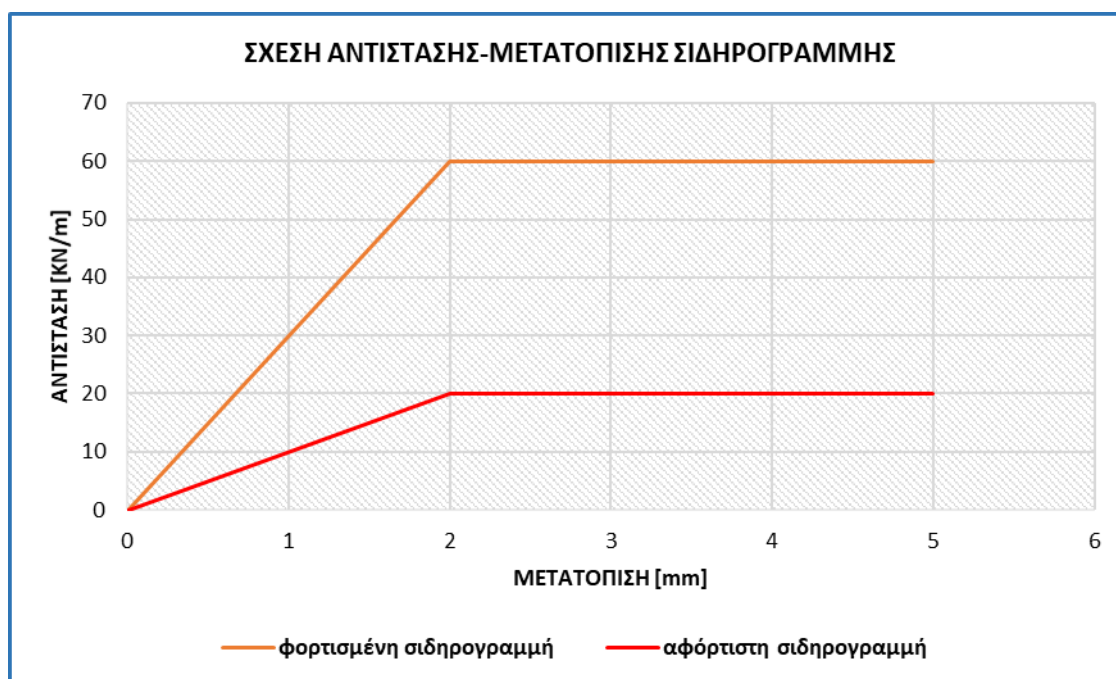
Οι σχετικοί κανονισμοί δίνουν διαγράμματα αντίστασης-μετακίνησης της σιδηρογραμμής τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τις αριθμητικές αναλύσεις. Τα διαγράμματα αυτά έχουν προκύψει από δοκιμές και αντιπροσωπεύουν τις συνηθισμένες περιπτώσεις διαμόρφωσης των σιδηρογραμμών. Για περιπτώσεις που δεν καλύπτονται από τους κανονισμούς απαιτείται ο προσδιορισμός της κατάλληλης σχέσης μετά από δοκιμές, λαμβάνοντας υπόψη τη διαμόρφωση και τις ιδιαιτερότητες της εκάστοτε σιδηρογραμμής.

Οι συνιστώμενες από τους UIC 774-3R και EN 1991-2 σχέσεις αντίστασης-μετακίνησης δίνονται παρακάτω:

### ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗ ΧΩΡΙΣ ΕΡΜΑ



Σχήμα 1.9 Διγραμμική σχέση διαμήκου αντίστασης-μετακίνησης (σιδηρογραμμή σταθερής επιδομής)

ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗ ΜΕ ΕΡΜΑ

Σχήμα 1.10 Διγραμμική σχέση διαμήκου αντίστασης-μετακίνησης (σιδηρογραμμή με έρμα)

Παρατήρησηερματισμένη σιδηρογραμμή

Η αντίσταση ερματισμένης σιδηρογραμμής στη διαμήκη μετακίνησή της καθορίζεται από:

-την ικανότητα των ελαστικών συνδέσμων να αντισταθούν στη σχετική κίνηση της σιδηροτροχιάς ως προς τους στρωτήρες, πράγμα το οποίο εξαρτάται από τη δύναμη σύσφιξης που έχει εφαρμοσθεί

-την τριβή μεταξύ έρματος και καταστρώματος και της αντίστασης που αυτό προσφέρει στη σχετική κίνηση της σιδηρογραμμής ως προς το κατάστρωμα.

μη ερματισμένη σιδηρογραμμή (σύνδεση σιδηροτροχιάς σε σταθερή επιδομή)

Η διαμήκης αντίσταση σε αυτή την περίπτωση εξαρτάται κυρίως από τη δυνατότητα σχετικής μετακίνησης των σιδηροτροχιών ως προς το μέσο στερέωσης τους στην πλάκα του καταστρώματος.



### 1.4.2 ΓΕΦΥΡΑ

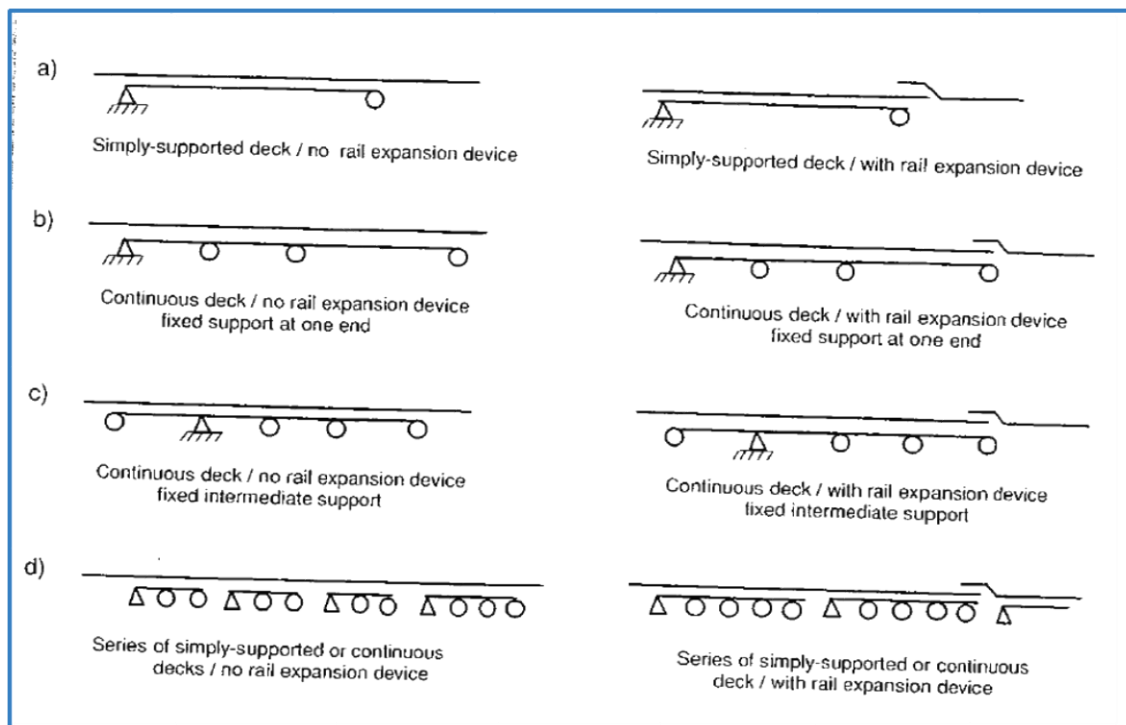
Στη συνέχεια εξετάζονται τα σημαντικότερα στοιχεία της διαμόρφωσης του φορέα που επηρεάζουν την αλληλεπίδρασή του με τη σιδηρογραμμή:

#### διαμόρφωση στατικού συστήματος

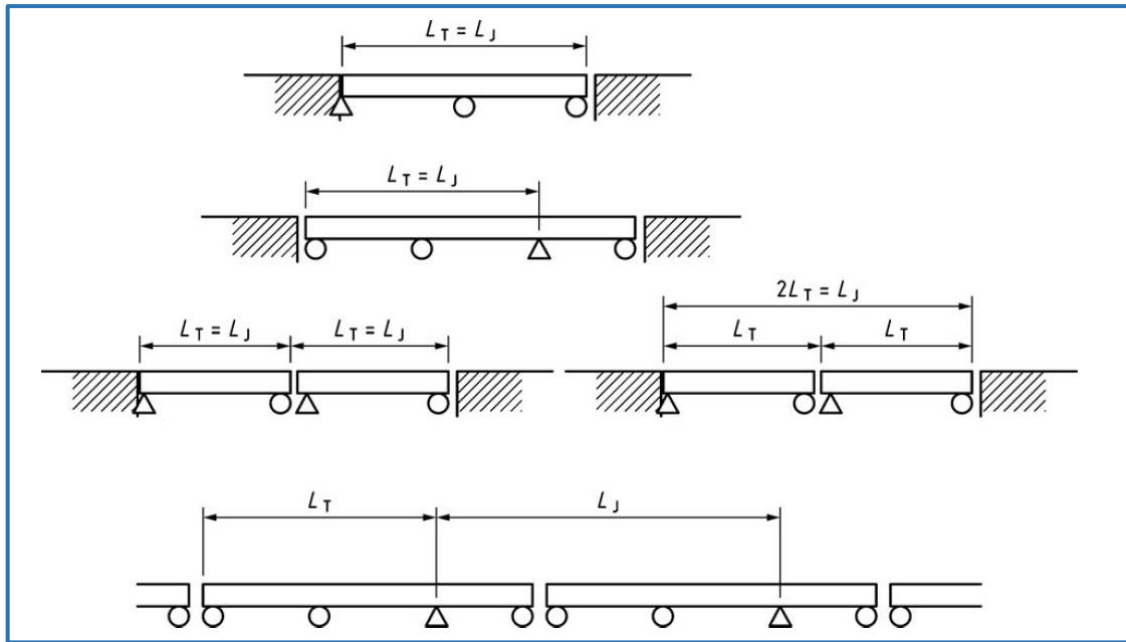
Το στατικό σύστημα καθορίζεται από:

- τον αριθμό των διαδοχικών καταστρωμάτων
- τον αριθμό των στηρίξεων ανά κατάστρωμα και το είδος
- τη θέση των σταθερών και των κινητών στηρίξεων
- τα μήκη των επιμέρους ανοιγμάτων
- τα μήκη διαστολής των καταστρωμάτων
- τη θέση των διατάξεων διαστολής των σιδηρογραμμών, εάν υπάρχουν

Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται τα κυριότερα χρησιμοποιούμενα στατικά συστήματα, καθώς και ο προσδιορισμός του μήκους διαστολής του καταστρώματος για τις αντίστοιχες περιπτώσεις.



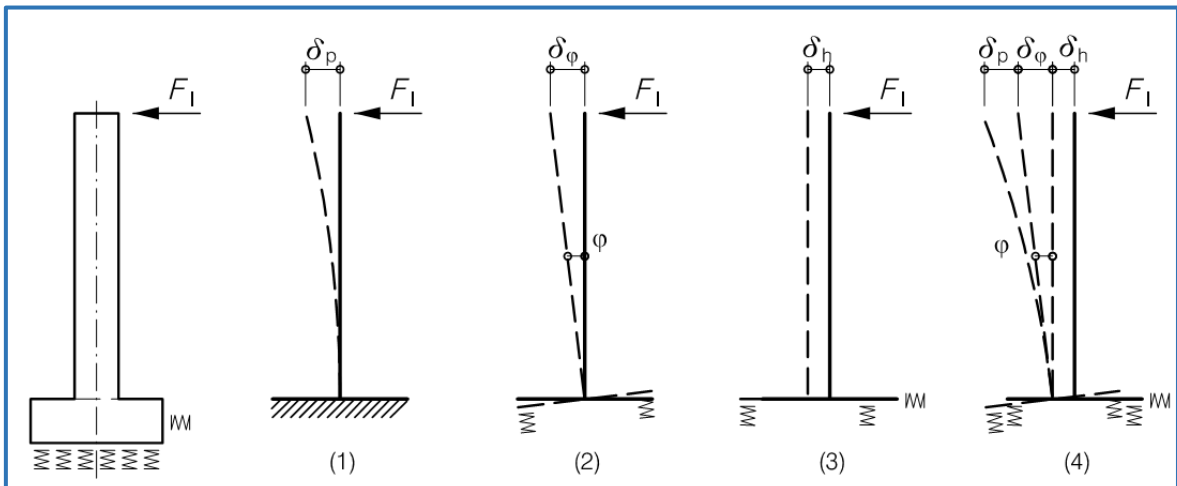
Σχήμα 1.11 Τυπικές διαμορφώσεις στατικών συστημάτων γεφυρών



Σχήμα 1.12 Μήκος διαστολής για διάφορα στατικά συστήματα

**συνολική οριζόντια δυσκαμψία**

Η αντίσταση του καταστρώματος στη διαμήκη μετακίνηση έχει σημαντική επιρροή στην αλληλεπίδραση καταστρώματος και σιδηρογραμμής. Η αντίσταση αυτή εξαρτάται από τις δυσκαμψίες των χρησιμοποιούμενων εφεδράνων, καθώς και από τη δυσκαμψία των μεσοβάθρων και της θεμελίωσης.



Σχήμα 1.13 Υπολογισμός συνολικής οριζόντιας δυσκαμψίας βάθρου

Στο σχήμα δίνονται οι διάφορες παράμετροι που συμβάλλουν στη συνολική δυσκαμψία στη διαμήκη διεύθυνση, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$k_{long} = \frac{F_t}{\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h}$$

Οι παράμετροι του παραπάνω σχήματος είναι:

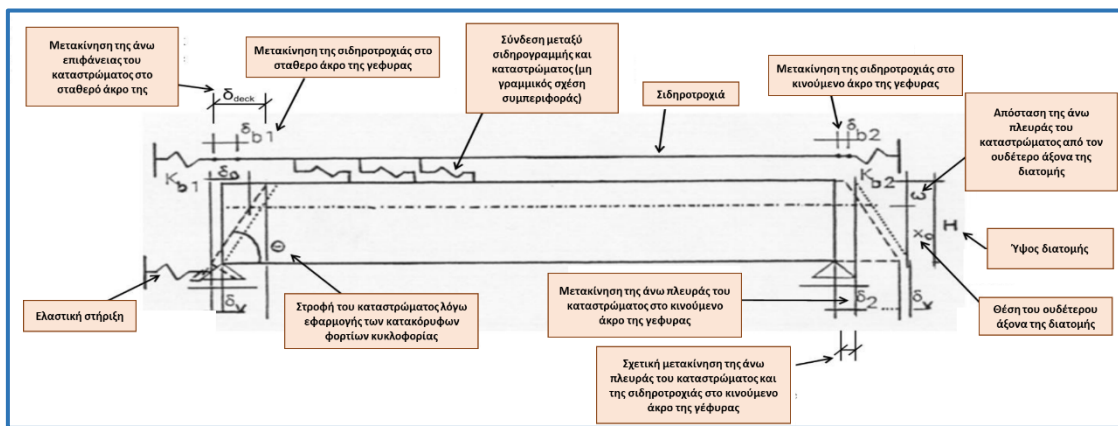
$F_t$	η διαμήκης/οριζόντια αντίδραση στη στήριξη [KN]
$\delta_p$	η μετακίνηση λόγω ελαστικής κάμψης του βάθρου [m]
$\delta_\varphi$	η μετακίνηση λόγω στροφής της θεμελίωσης [m]
$\delta_h$	η μετακίνηση λόγω μετακίνησης της θεμελίωσης [m]

Στην συνολική οριζόντια δυσκαμψία του συστήματος πρέπει να ληφθεί υπόψη και η ενδεχόμενη ύπαρξη εφεδράνων.

$$\frac{1}{K_{tot}} = \frac{1}{k_{long}} + \frac{1}{\sum k_{bearing}}$$

### καμπτική συμπεριφορά του καταστρώματος

Η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων κυκλοφορίας στη γέφυρα οδηγεί στην ανάπτυξη σημαντικών δυνάμεων αλληλεπίδρασης μεταξύ του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής, ως αποτέλεσμα της κάμψης του καταστρώματος. Η κάμψη αυτή προκαλεί οριζόντιες μετατοπίσεις της άνω επιφάνειας του καταστρώματος στα άκρα αυτού.



Σχήμα 1.14 Οριζόντιες μετακινήσεις λόγω κάμψης του καταστρώματος

Η αλληλεπίδραση εξαρτάται κυρίως από τη δυσκαμψία του καταστρώματος και τη θέση του ουδέτερου άξονα της διατομής, καθώς επίσης από τη δυσκαμψία της σταθερής στήριξης και το συνολικό ύψος της διατομής. Η οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος είναι σταθερή όταν αυτή μετράται στη θέση του ουδέτερου άξονα της διατομής, αλλά μεταβάλλεται στην άνω επιφάνεια του καταστρώματος, πάνω στην οποία εδράζεται η σιδηρογραμμή. Επιπλέον, οι παραπάνω μετρημένες τιμές των μετακινήσεων μειώνονται όταν υπάρχει μια σχετικά μικρής δυσκαμψίας στήριξη, λόγω της οριζόντιας υποχώρησης αυτής μετά την επιβολή των εξωτερικών δράσεων.

## 1.5 ΔΡΑΣΕΙΣ ΠΟΥ ΛΑΜΒΑΝΟΝΤΑΙ ΥΠΟΨΗ – ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι δράσεις που συμβάλλουν στο φαινόμενο της αλληλεπίδρασης είναι αυτές που προκαλούν σχετική μετακίνηση μεταξύ της σιδηρογραμμής και του καταστρώματος της γέφυρας.

Οι δράσεις αυτές (σύμφωνα με UIC 774-3R ΚΑΙ EN 1991-2) είναι:

- η ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή του καταστρώματος, στην περίπτωση συνεχούς συγκολλημένης σιδηροτροχιάς, ή η ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής στην περίπτωση ύπαρξη διάταξης διαστολής της.
- κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας
- διαμήκη φορτία κυκλοφορίας (διαμήκεις δυνάμεις πέδησης και έλξης)
- χρόνιες παραμορφώσεις του σκυροδέματος λόγω συστολής ξήρανσης και ερπυσμού

### Παρατήρηση

Χωρίς την ύπαρξη διατάξεων διαστολής των σιδηροτροχιών, οποιαδήποτε ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας τους ( $\delta T_R$ ) 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 ( $\delta T_D$ ). Οι τάσεις στις ράγες που προκύπτουν λόγω της ( $\delta T_D$ ) θεωρούνται ως επιπρόσθετες τάσεις που προστίθενται σε αυτές που αναπτύσσονται λόγω της ( $\delta T_R$ ), θεωρώντας ότι παρεμποδίζεται πλήρως η αυξομείωση του μήκους τους.

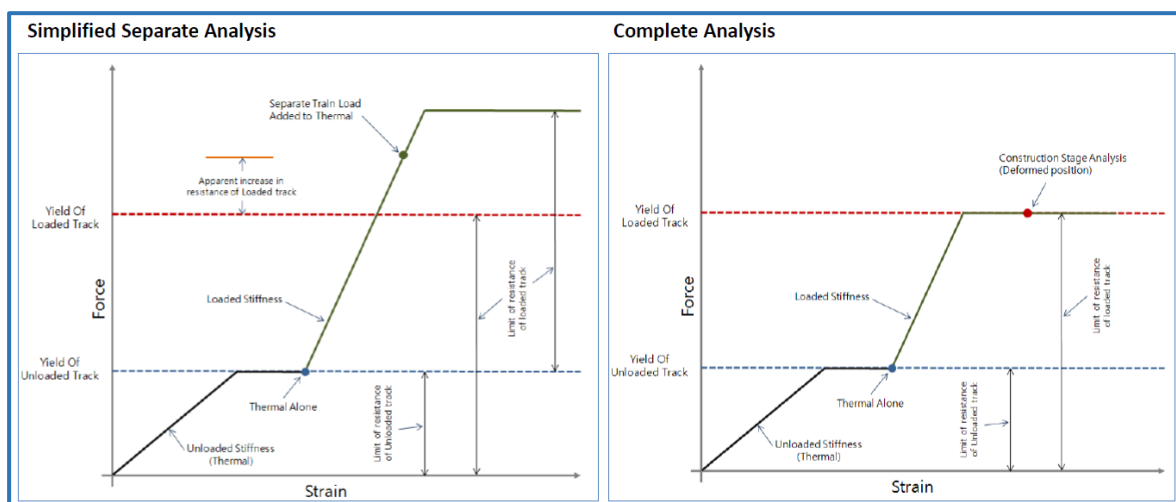
Εάν τοποθετούνται διατάξεις διαστολής, τότε πρέπει να ληφθεί υπόψη τόσο η ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας του καταστρώματος, όσο και αυτή των σιδηροτροχιών, με τη διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ αυτών να μην υπερβαίνει τους  $\pm 20^\circ\text{C}$ .

Όσον αφορά την ανάλυση οι διάφοροι κανονισμοί (UIC 774-3R, EN 1991-2) δίνουν προκαταρκτικές απλοποιημένες μεθόδους για την εκτίμηση της αλληλεπίδρασης γέφυρας και σιδηρογραμμής, με στόχο την κατάλληλη διαμόρφωση του στατικού συστήματος και την προδιαστασιολόγηση του φορέα. Οι μέθοδοι αυτές καλύπτουν απλές περιπτώσεις φορέων, ενώ στη τελική φάση της ανάλυσης, αλλά και για πιο σύνθετες περιπτώσεις φορέων, απαιτείται η χρήση κατάλληλου λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων. Επιπλέον, η χρήση εξειδικευμένου λογισμικού είναι απαραίτητη και λόγω της μη γραμμικής συμπεριφοράς της σύνδεσης σιδηρογραμμής-γέφυρας.

Η μη γραμμική ανάλυση μπορεί να διεξαχθεί:

- είτε ξεχωριστά για κάθε δράση και το τελικό αποτέλεσμα να προκύψει ως επαλληλία αυτών των αναλύσεων (Simplified Separate Analysis)
- είτε -ακριβέστερα- συνολικά για τον επιθυμητό συνδυασμό δράσεων (Complete Analysis)

Η πρώτη μέθοδος είναι απλούστερη, αλλά όχι απόλυτα σωστή, και τελικά δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα.



Σχήμα 1.15 Μέθοδοι ανάλυσης

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

### 1.6.1 ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗ – ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΩΝ

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

- θλιπτική τάση:  $\sigma_{op,θλιπτική}=72 \text{ MPa}$
- 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.

### 1.6.2 ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

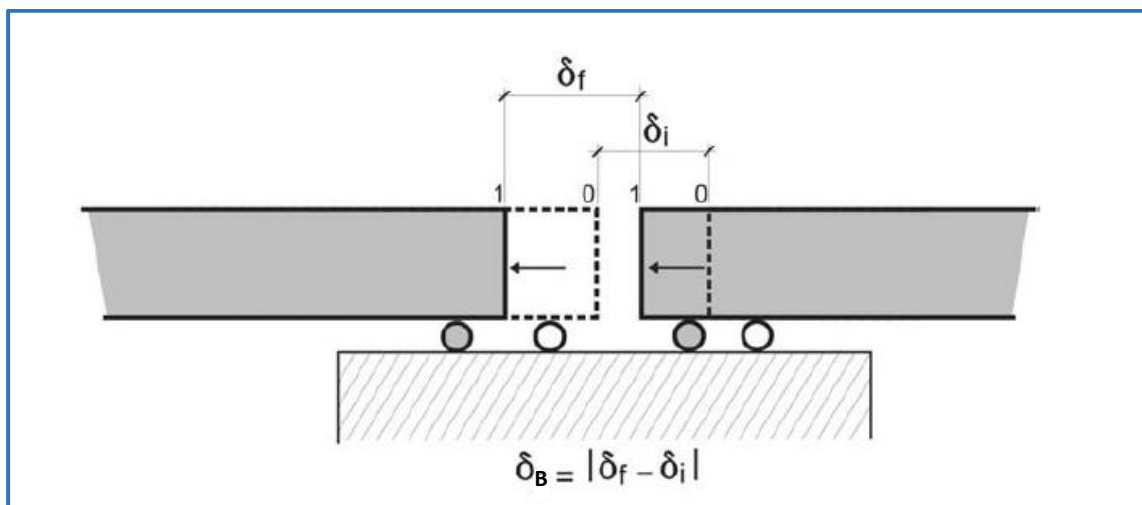
Η ασφαλής χρήση της γέφυρας από τους συρμούς επιβάλλει αυστηρότερα όρια στις αναπτυσσόμενες μετακινήσεις με στόχο την αποφυγή του κινδύνου εκτροχιασμού του συρμού, την εξασφάλιση της ψυχολογικής άνεσης των επιβατών, καθώς και τον περιορισμό των απαιτήσεων συντήρησης των σιδηροτροχιών.

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

- λόγω έλξης και πέδησης το  $\delta_B$  [mm] δεν θα υπερβαίνει την τιμή:

$$5 \text{ mm}$$

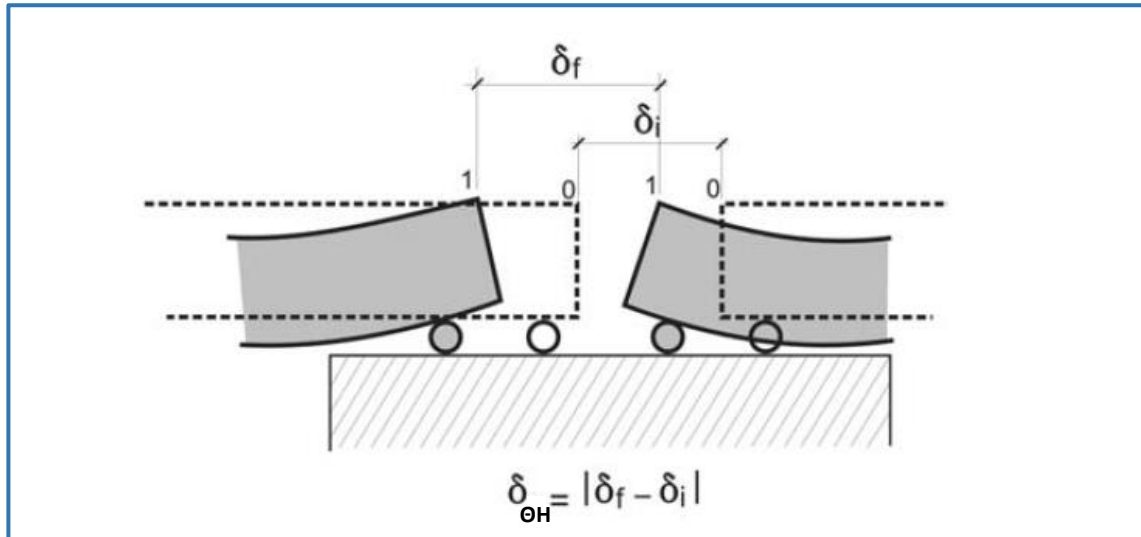
όπου  $\delta_B$  είναι η σχετική διαμήκης μετακίνηση μεταξύ του άκρου του καταστρώματος και του προσκείμενου ακροβάθρου, ή η σχετική διαμήκης μετακίνηση μεταξύ δύο συνεχόμενων καταστρωμάτων



Σχήμα 1.16 Σχετική διαμήκης μετακίνηση καταστρωμάτων ( $\delta_B$ )

- λόγω των κατακόρυφων δράσεων κυκλοφορίας το  $\delta_{\Theta H}$  δεν θα υπερβαίνει την τιμή:  
**8 mm**

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



Σχήμα 1.17 Σχετική διαμήκης μετακίνηση άνω επιφάνειας καταστρωμάτων λόγω κάμψης ( $\delta_{\Theta H}$ )

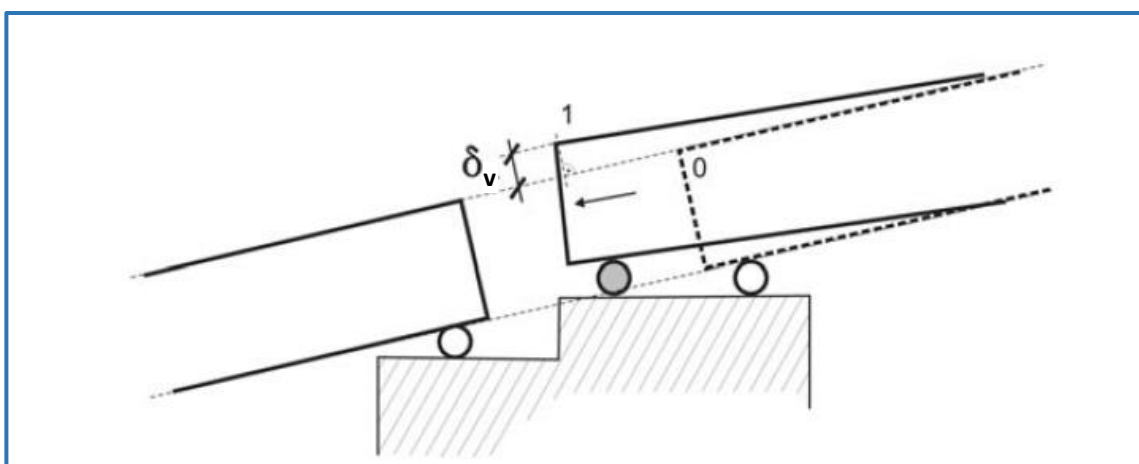
- η κατακόρυφη μετακίνηση  $\delta_v$  της άνω επιφάνειας ενός καταστρώματος σε σχέση με την προσκείμενη κατασκευή δεν θα υπερβαίνει την τιμή:

**3 mm**

για μέγιστη ταχύτητα γραμμής έως 160 km/hr

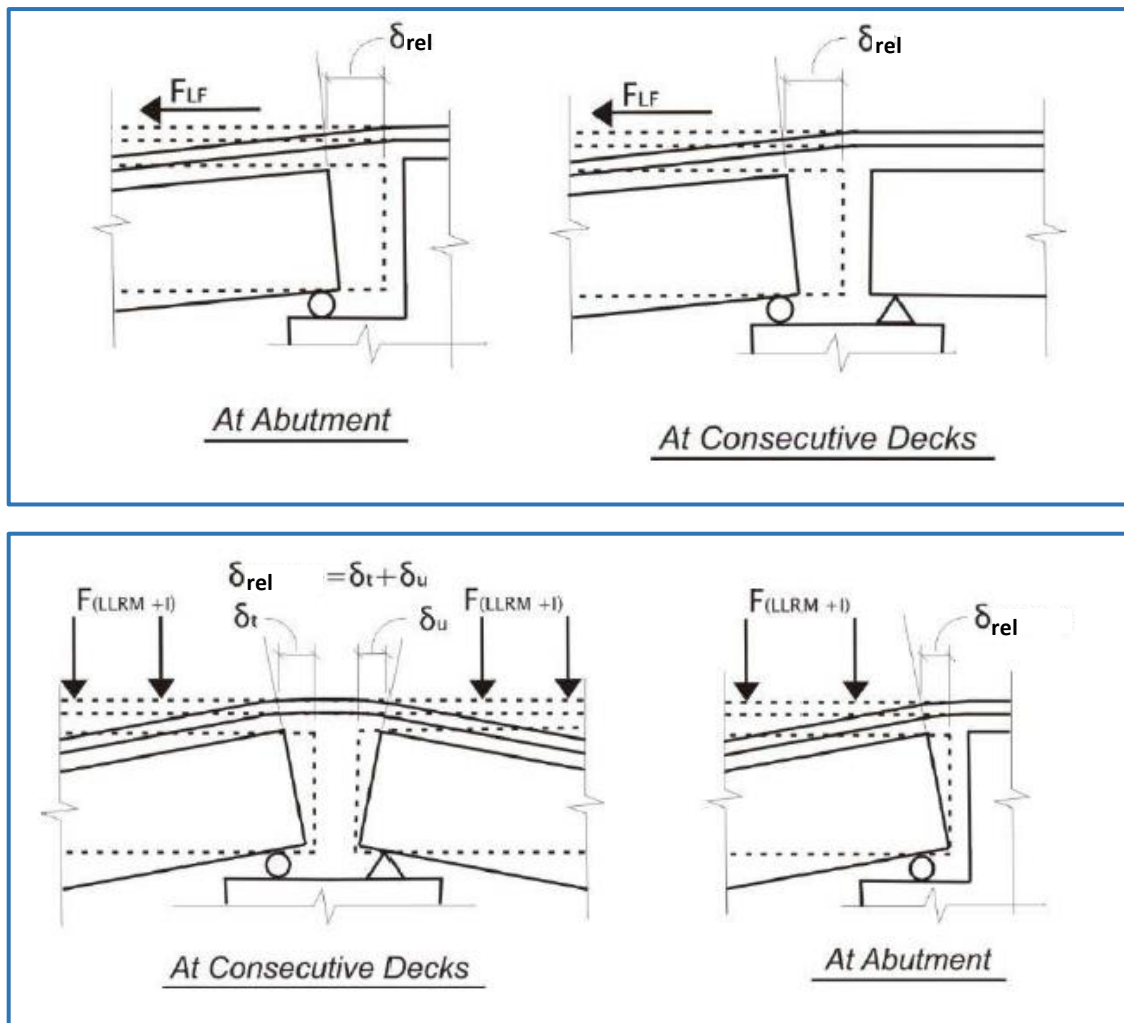
**2 mm**

για μέγιστη ταχύτητα γραμμής μεγαλύτερη των 160 km/hr



Σχήμα 1.18 Σχετική κατακόρυφη μετακίνηση καταστρωμάτων ( $\delta_v$ )

- λόγω έλξης και πέδησης η σχετική διαμήκης μετακίνηση  $\delta_{rel}$  μεταξύ του καταστρώματος και των σιδηροτροχιών δεν θα υπερβαίνει την τιμή:  
**4 mm**



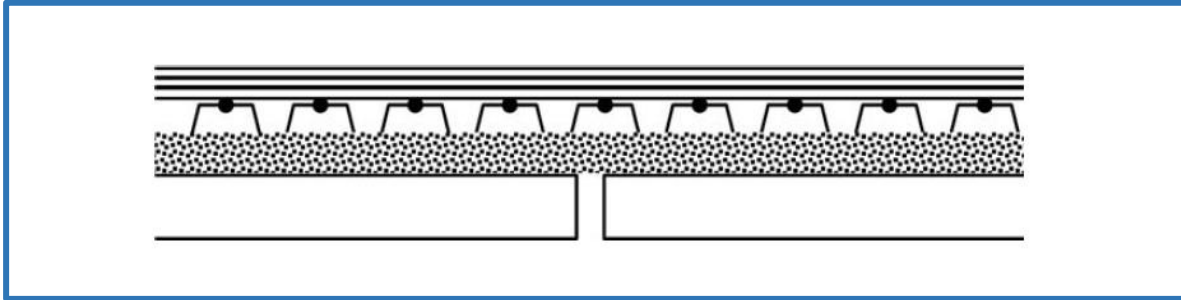
Σχήμα 1.19 Σχετική διαμήκης μετακίνηση μεταξύ καταστρώματος και σιδηροτροχιάς ( $\delta_{rel}$ )

Τα κριτήρια σχεδιασμού που δόθηκαν παραπάνω αφορούν την περίπτωση συνεχούς συγκολλημένης σιδηροτροχιάς (CWR) χωρίς διατάξεις διαστολής. Στην περίπτωση διαφορετικής διαμόρφωσης της σιδηρογραμμής δίνονται αντίστοιχα όρια μετακινήσεων από τον κανονισμό, τα οποία πρέπει να ελεγχθούν.



## 1.7 ΦΥΣΙΚΗ ΕΡΜΗΝΕΙΑ ΤΟΥ ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΥ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΤΑΣΕΩΝ ΣΤΙΣ ΣΙΔΗΡΟΤΡΟΧΙΕΣ

Στην επόμενη εικόνα φαίνεται η διαμόρφωση μια συνεχούς σιδηρογραμμής στη θέση του αρμού συστολοδιαστολής του καταστρώματος.



Σχήμα 1.20 Τυπική διαμόρφωση σιδηρογραμμής πάνω από περιοχή ασυνέχειας του καταστρώματος

Η ανάπτυξη τάσεων στις σιδηροτροχιές, τοπικά, στην περιοχή εκατέρωθεν του αρμού, οφείλεται κυρίως σε τρεις μηχανισμούς:

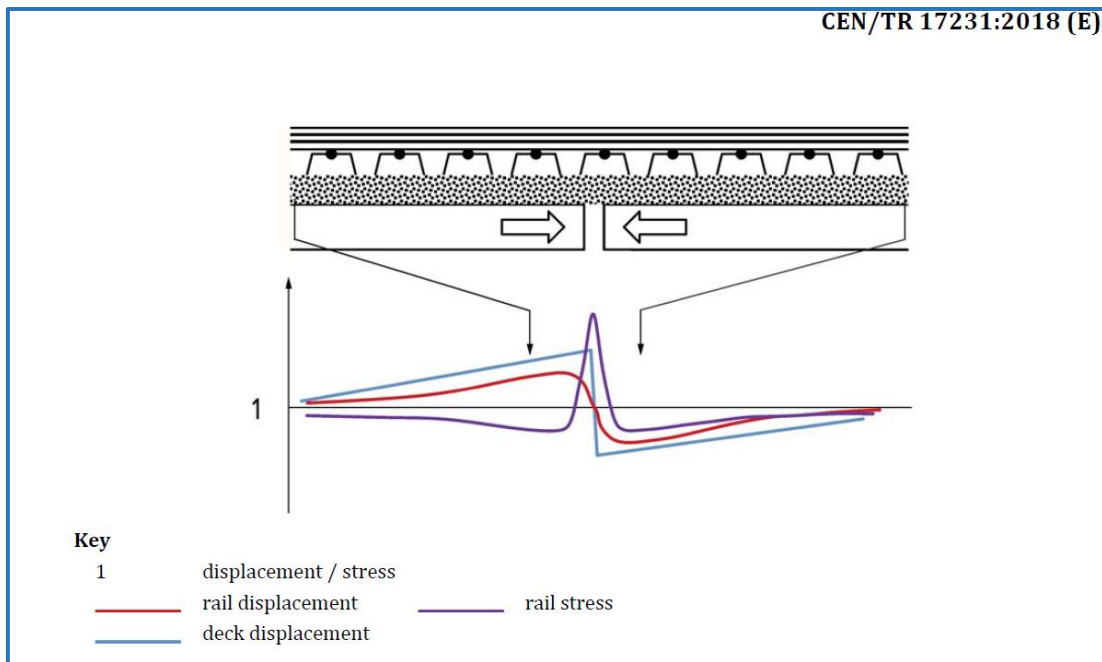
- άνοιγμα ή κλείσιμο του αρμού λόγω της μεταβολής μήκους του καταστρώματος, που προκύπτει από τις θερμοκρασιακές δράσεις
- άνοιγμα ή κλείσιμο του αρμού λόγω της διαμήκου μετακίνησης των άκρων του καταστρώματος, που προκύπτει από τις διαμήκεις δράσεις
- άνοιγμα ή κλείσιμο του αρμού λόγω καμπτικής στροφής των άκρων του καταστρώματος, που προκύπτει από τα κατακόρυφα φορτία

Η σχέση μεταξύ της μεταβολής του πλάτους του αρμού και της αναπτυσσόμενης τάσης στις σιδηροτροχιές εξαρτάται από την καμπύλη αντίστασης και σχετικής μετακίνησης που περιγράφει τη σύνδεση της σιδηρογραμμής με το κατάστρωμα. Οι τάσεις είναι θλιπτικές όταν το πλάτος του αρμού μειώνεται και εφελκυστικές στην αντίθετη περίπτωση.

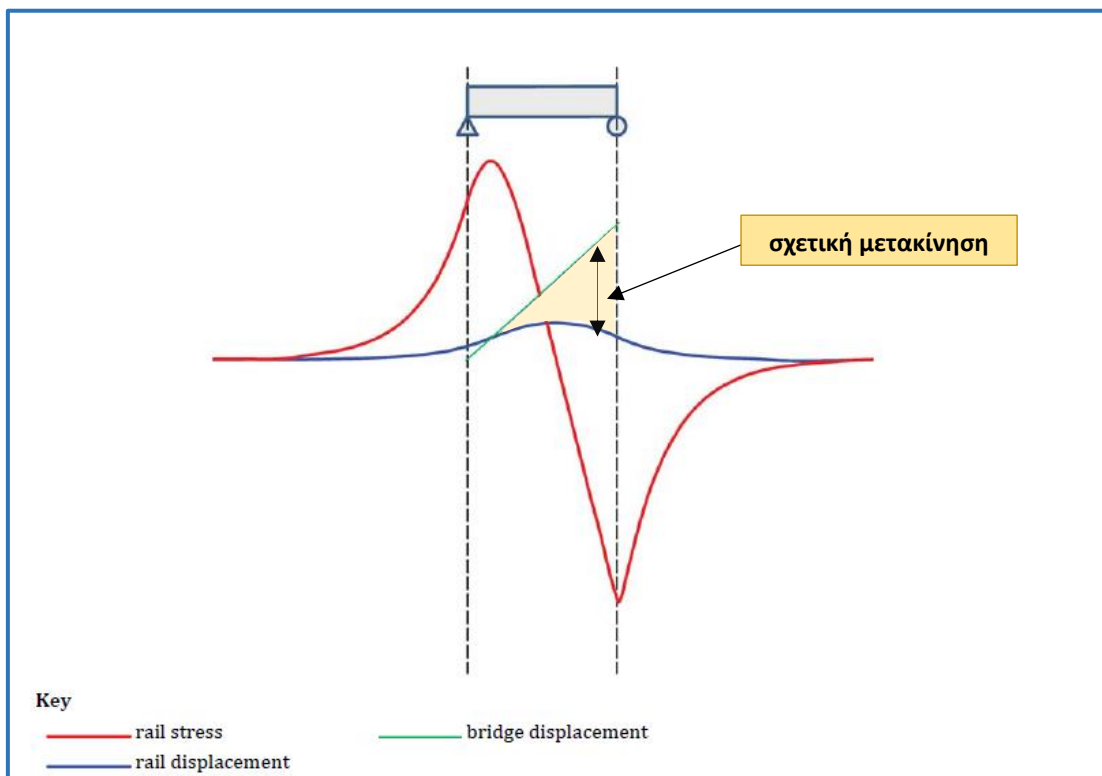
Εάν έχει γίνει πρόβλεψη για “επαρκή” σχετική μετακίνηση μεταξύ καταστρώματος και σιδηρογραμμής, τότε οποιαδήποτε μετακίνηση του καταστρώματος θα πραγματοποιείται ανεμπόδιστα, χωρίς να παρασύρει τη σιδηροτροχιά, η οποία θα παραμένει στη θέση της χωρίς να αναπτύσσει ένταση.

Στην περίπτωση που η δυνατότητα για σχετική μετακίνηση της σιδηρογραμμής ως προς το κατάστρωμα είναι περιορισμένη, τότε αυτή θα “παρασυρθεί” από την κίνηση του καταστρώματος. Η σχετική μετακίνηση θα παραμείνει μικρή, ωστόσο η απόλυτη μετακίνηση της σιδηρογραμμής θα αυξηθεί. Η κατάσταση αυτή προκαλεί πρόσθετη αξονική παραμόρφωση των σιδηροτροχιών και επομένως ανάπτυξη αξονικής έντασης.

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η μετακίνηση καταστρώματος και σιδηρογραμμής, καθώς και η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές (σε μια περιοχή εκατέρωθεν του αρμού), για την περίπτωση αυξομείωσης του πλάτους του αρμού.



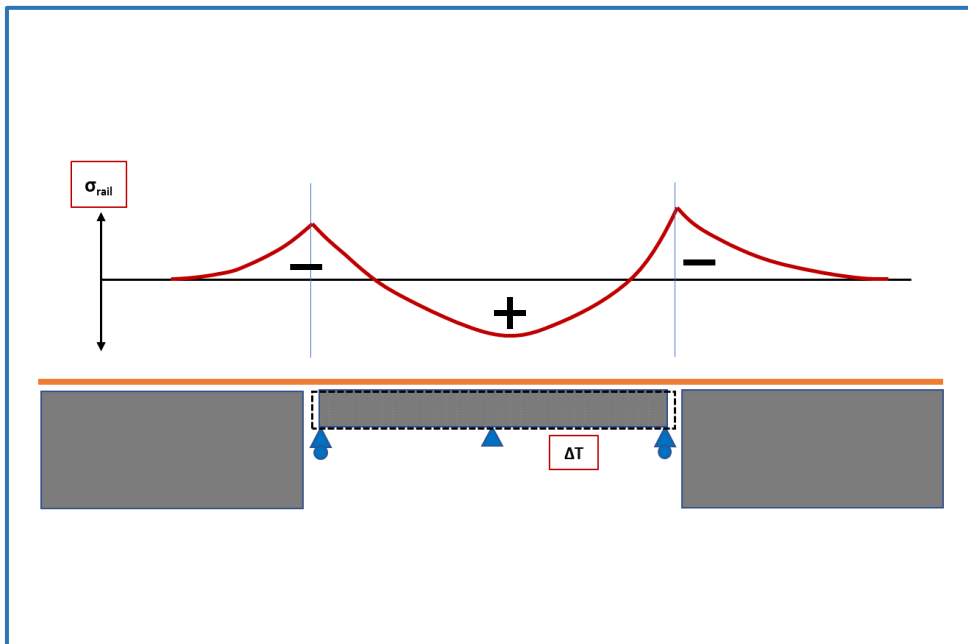
Σχήμα 1.21 Αναπτυσσόμενη ένταση σιδηροτροχιάς στην περιοχή της ασυνέχειας



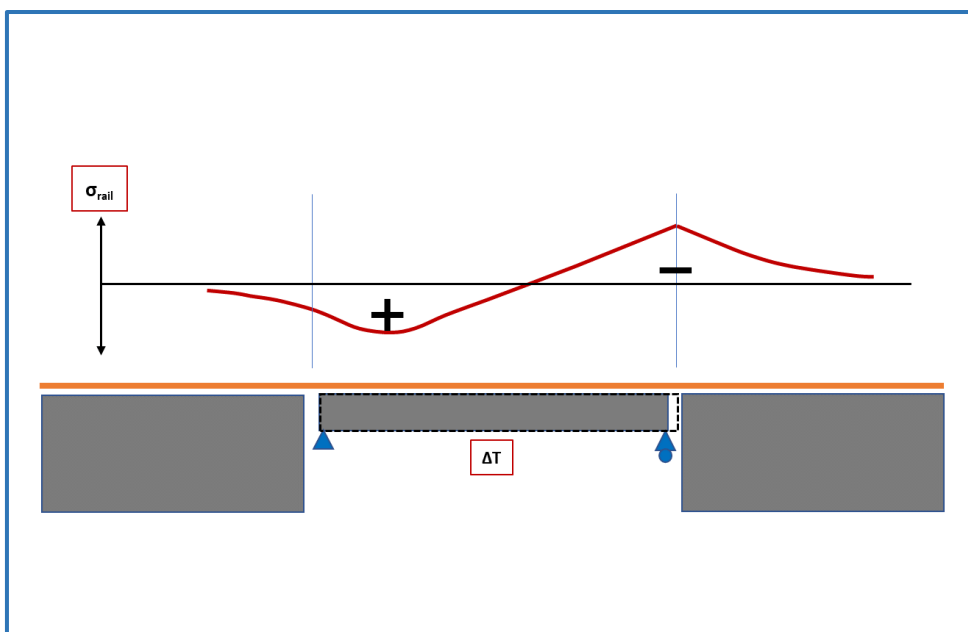
Σχήμα 1.22 Αλληλεπίδραση γέφυρας-σιδηρογραμμής (αμφιέριστη γέφυρα)

Με βάση την παραπάνω **απλή-ποιοτική** αντιμετώπιση της αλληλεπίδρασης μπορεί να γίνει εκτίμηση της μορφής της έντασης που θα αναπτυχθεί στις σιδηροτροχιές για τις περιπτώσεις θερμοκρασιακών μεταβολών του καταστρώματος, καθώς και των δράσεων σιδηροδρομικής κυκλοφορίας.

Για παράδειγμα, η ομοιόμορφη αύξηση της θερμοκρασίας της γέφυρας θα οδηγήσει στη μείωση του πλάτους του αρμού, άρα θα αναπτυχθεί θλιπτική ένταση στις σιδηροτροχιές σε εκείνη την περιοχή. Το διάγραμμα των τάσεων θα έχει την παρακάτω μορφή για την περίπτωση δύο στατικών συστημάτων:

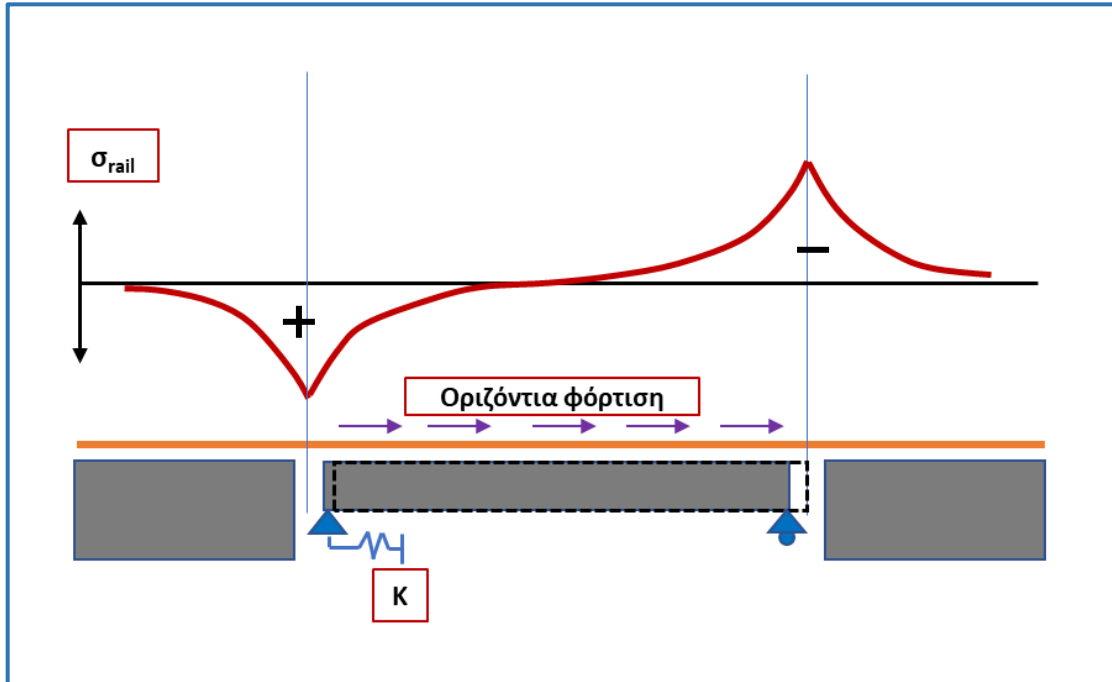


Σχήμα 1.23 Εντατική κατάσταση σιδηροτροχιών λόγω διαστολής του καταστρώματος

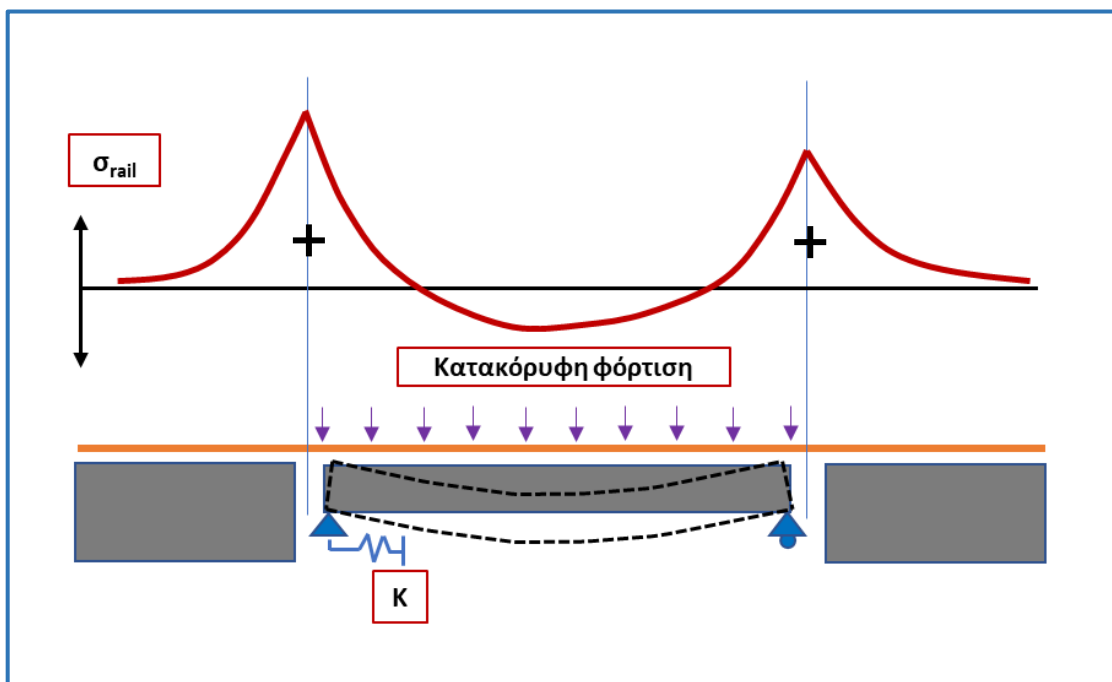


Σχήμα 1.24 Εντατική κατάσταση σιδηροτροχιών λόγω διαστολής του καταστρώματος

Με παρόμοιο τρόπο γίνεται η εκτίμηση της αναπτυσσόμενης έντασης για τα φορτία κυκλοφορίας. Στην πρώτη περίπτωση, το κατάστρωμα τείνει να κινηθεί προς την κατεύθυνση της φόρτισης, οπότε ανοίγει το κενό στα αριστερά και μειώνεται αυτό στα δεξιά. Ως αποτέλεσμα, αναπτύσσεται θλιπτική ένταση στα δεξιά και εφελκυστική στα αριστερά. Στη δεύτερη περίπτωση έχουμε κάμψη του καταστρώματος υπό κατακόρυφο φορτίο, άρα η κίνηση της άνω πλευράς αυτού θα έχει ως συνέπεια τη διέυρυνση του αρμού, άρα την εφελκυστική ένταση των σιδηροτροχιών.



Σχήμα 1.25 Εντατική κατάσταση σιδηροτροχιών λόγω δυνάμεων πέδησης



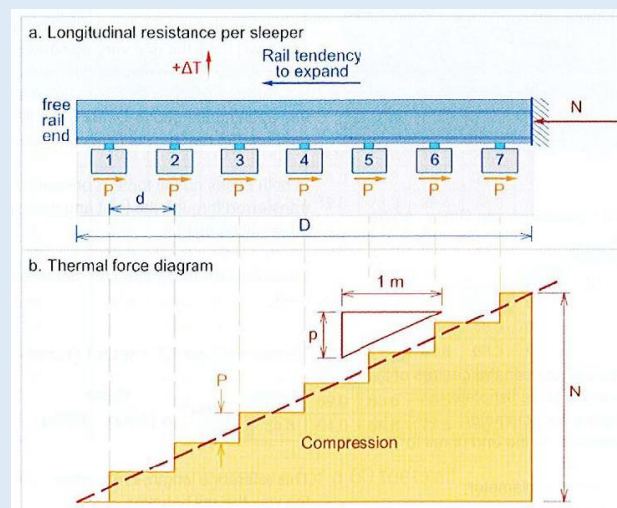
Σχήμα 1.26 Εντατική κατάσταση σιδηροτροχιών λόγω κατακόρυφων φορτίων (κάμψη καταστρώματος)

Οι προηγούμενες περιπτώσεις προσφέρουν μια εποπτική-ποιοτική ερμηνεία της αλληλεπίδρασης μεταξύ του φορέα του καταστρώματος και της σιδηρογραμμής που εδράζεται σε αυτόν. Τα διαγράμματα τάσεων είναι ενδεικτικά για τις απλούστερες περιπτώσεις φορέων και εκτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις κινήσεις σιδηροτροχιών και καταστρώματος στις κατασκευαστικές ασυνέχειες.

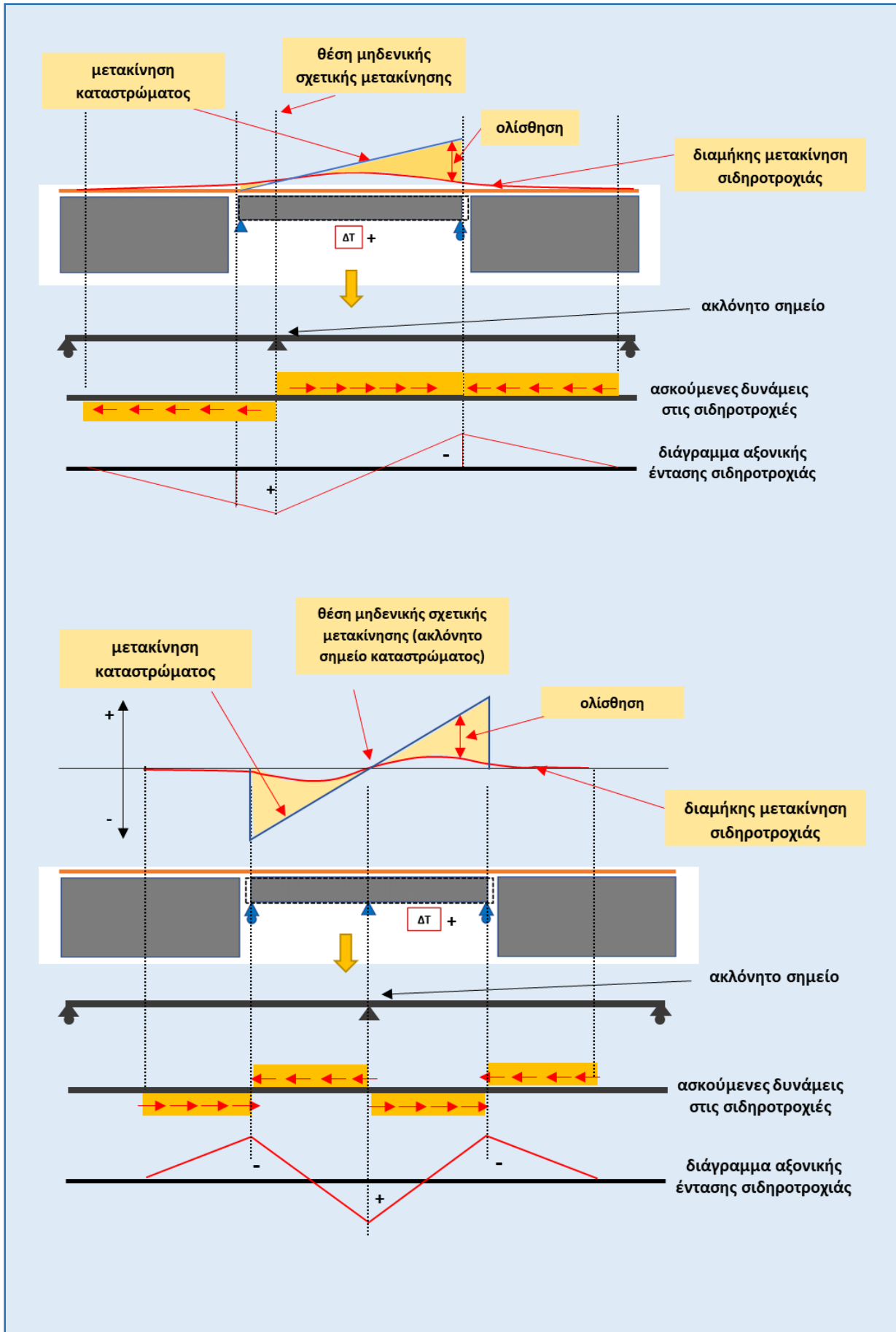
### ΕΡΜΗΝΕΙΑ ΤΗΣ ΜΟΡΦΗΣ ΤΩΝ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Στο σημείο αυτό θα δοθεί μια σύντομη ερμηνεία για τη μορφή των διαγραμμάτων της έντασης των σιδηροτροχιών. Θα εξετασθούν μόνο οι περιπτώσεις των θερμοκρασιακών μεταβολών του καταστρώματος ως πιο απλές και κατανοητές, αφού δεν υπάρχει εξωτερικά επιβαλλόμενο φορτίο στις σιδηροτροχιές.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως μετά την εφαρμογή των δράσεων στο σύστημα γέφυρα-σιδηρογραμμή, συμβαίνει σχετική μετακίνηση των δύο μερών. Λόγω αυτής της σχετικής μετακίνησης ασκούνται διαμήκεις δυνάμεις τόσο στις σιδηροτροχιές, όσο και στην άνω επιφάνεια του καταστρώματος. Οι δυνάμεις αυτές είναι αποτέλεσμα της αντίστασης συνολικά της σιδηρογραμμής (έρμα, στρωτήρες) στη διαμήκη μετακίνησή της.



Με βάση τη διεύθυνση της ολίσθησης είναι δυνατόν να καθορισθεί και η διεύθυνση των διαμήκων δυνάμεων που ασκούνται στις σιδηροτροχιές. Οι διαμήκεις αυτές δυνάμεις επιβάλλονται στον φορέα που αντιπροσωπεύει τη συμπεριφορά των σιδηροτροχιών (κατάλληλες συνθήκες στήριξης) και από την επίλυσή του προκύπτει το διάγραμμα της έντασής τους.

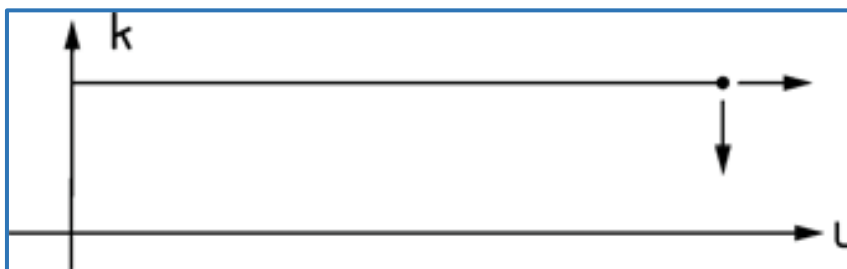


## 1.8 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

### 1.8.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Στην παράγραφο αυτή επιχειρείται μια απλοποιημένη προσέγγιση της αλληλεπίδρασης γέφυρας και σιδηρογραμμής, με στόχο την εξαγωγή αλγεβρικών εκφράσεων που θα μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την προεκτίμηση της κατάστασης και τον ποιοτικό έλεγχο των αποτελεσμάτων ακριβέστερων αριθμητικών αναλύσεων.

Θεμελιώδη παράγοντα της εξεταζόμενης συμπεριφοράς αποτελεί η ολίσθηση που αναπτύσσεται μεταξύ της σιδηρογραμμής και της άνω επιφάνειας του καταστρώματος. Η σχετική αυτή ολίσθηση περιγράφεται από έναν ελαστοπλαστικό μηχανισμό (βλ.1.3), ο οποίος ωστόσο είναι “δύσχρηστος” στην περίπτωση της απλοποιημένης ανάλυσης. Για αυτό το λόγο υιοθετείται η πλήρως πλαστική συμπεριφορά (βλέπε επόμενο σχήμα) της σχετικής ολίσθησης. Η σχέση αυτή αντιπροσωπεύει ικανοποιητικά την πραγματικότητα, αφού αρκούν πολύ μικρές τιμές σχετικής ολίσθησης για την “είσοδο” στην πλαστική περιοχή.



Σχήμα 1.27 Πλήρως πλαστική συμπεριφορά της σύνδεσης σιδηρογραμμής και καταστρώματος

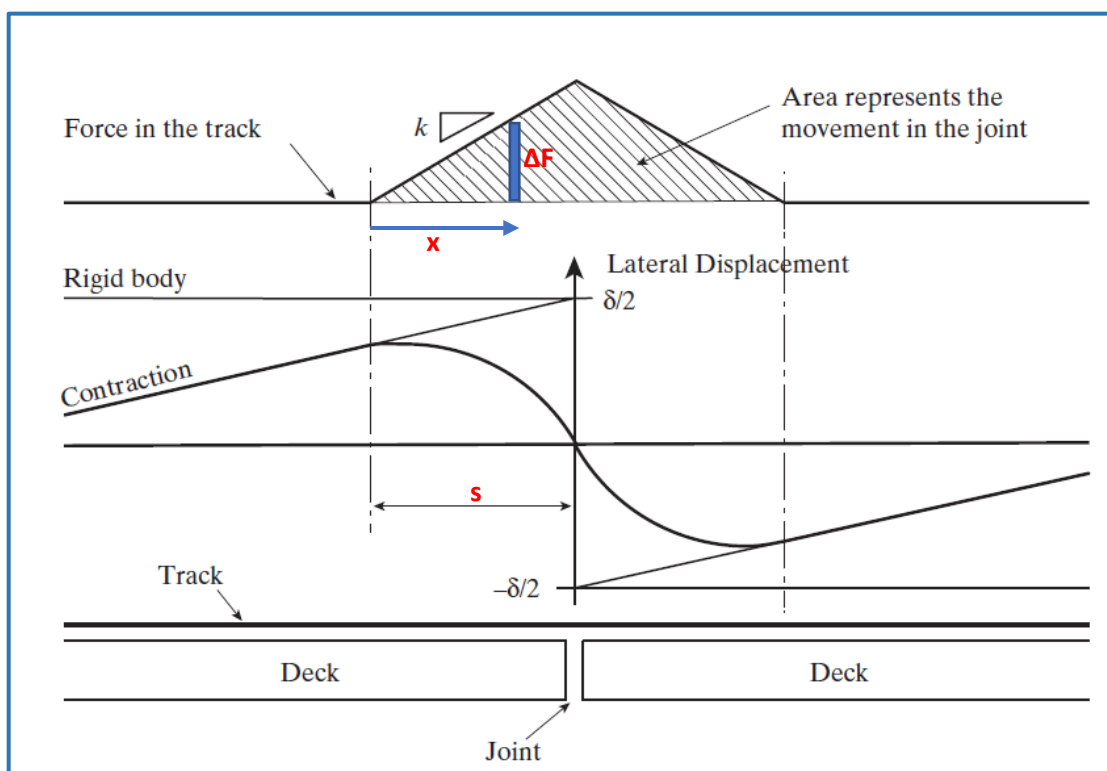
Οι μέθοδοι ανάλυσης που αναπτύσσονται στη συνέχεια αναφέρονται στην περίπτωση σιδηρογραμμής με συνεχείς συγκολλημένες σιδηροτροχιές (CWR), χωρίς την ύπαρξη διατάξεων διαστολής αυτών. Τα συμπεράσματα και οι αλγεβρικές σχέσεις που προκύπτουν καλύπτουν ικανοποιητικά τις περιπτώσεις γεφυρών μεγάλου μήκους με πολλά επαναλαμβανόμενα καταστρώματα, αλλά παράλληλα παρουσιάζεται και η περίπτωση μιας αμφιέριστης γέφυρας.

Οι αναλύσεις γίνονται για τις δράσεις που συμβάλλουν στην αλληλεπίδραση, δηλαδή τις αυξομειώσεις της θερμοκρασίας του καταστρώματος αλλά και τα φορτία κυκλοφορίας. Επειδή το φαινόμενο είναι μη γραμμικό, έχει ουσιαστική σημασία η αλληλουχία των φορτίσεων, καθώς και η αντίσταση της σύνδεσης σιδηρογραμμής-καταστρώματος που αντιστοιχεί σε κάθε περίπτωση φόρτισης. Για την ακόλουθη μελέτη γίνεται η παραδοχή ότι η φόρτιση του συστήματος γίνεται σε δύο στάδια, αρχικά με επιβολή ομοιόμορφης διαφοράς θερμοκρασίας στη γέφυρα, και στη συνέχεια με επιβολή των φορτίων κυκλοφορίας (κατακόρυφων και διαμήκων). Η διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που λαμβάνεται υπόψη σε κάθε περίπτωση θα διευκρινιστεί στη συνέχεια.

### 1.8.2 ΓΕΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ (ΑΡΜΟΣ)

Η αλληλεπίδραση σιδηρογραμμής-καταστρώματος συμβαίνει σε όλο το μήκος του φορέα. Στις περιπτώσεις αυξομείωσης του πλάτους του αρμού μπορεί να γίνει η απλοποιητική - με ικανοποιητική ωστόσο ακρίβεια - θεώρηση, ότι η απόκριση της σιδηρογραμμής περιορίζεται σε μια περιοχή εκατέρωθέν του. Με αυτή τη λογική η συμπεριφορά της μπορεί να υποκατασταθεί με τη χρήση ενός αξονικού ελατηρίου το οποίο τοποθετείται στη συγκεκριμένη περιοχή. Το ελατήριο αποκρίνεται στις επιβαλλόμενες μετακινήσεις και ως συνέπεια αναπτύσσονται τάσεις στις σιδηροτροχιές.

Εάν ο αρμός διευρυνθεί κατά  $\delta$  τότε θα συμβεί σχετική ολίσθηση της σιδηροτροχιάς ως προς το κατάστρωμα σε ένα μήκος  $s$  εκατέρωθεν του αρμού. Στην τροχιά θα αναπτυχθεί εφελκυστική δύναμη με τιμή  $N=ks$ . Η δύναμη αυτή θα μεταβάλλεται με σταθερή κλίση  $k$  στο μήκος  $s$ , μέχρι να μηδενιστεί.



Σχήμα 1.28 Δύναμη και μετακίνηση σιδηροτροχιάς στην περιοχή του αρμού

Η μεταβολή του μήκους της τροχιάς  $\Delta l_{rail}$  στην περιοχή ολίσθησης  $s$  θα είναι υποχρεωτικά ίση με  $\delta$ , αφού λόγω του ότι η σιδηροτροχιά είναι συνεχής, είναι αδύνατη η καθαρή αύξηση ή μείωση του μήκους της.

$$\Delta l_{rail} = 2 \int_0^s \Delta \varepsilon dx = 2 \int_0^s \frac{\Delta \sigma}{E} dx = 2 \int_0^s \frac{\Delta F}{EA} dx = \frac{2}{EA} \int_0^s kx dx = \frac{ks^2}{EA} \quad (1)$$



Επομένως προκύπτουν:

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

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

Από την τελευταία σχέση είναι δυνατόν να υπολογισθεί το μήκος της ζώνης ολίσθησης της τροχιάς για ορισμένη τιμή της μετακίνησης  $\delta$ .

Προκύπτει επίσης ότι η αναπτυσσόμενη τάση είναι:

$$\sigma = \frac{k s}{A} = \sqrt{\frac{Ek\delta}{A}} \quad (4)$$

Με αυτόν τον τρόπο παρατηρείται ότι η συμπεριφορά της σιδηρογραμμής εκατέρωθεν της περιοχής ασυνέχειας είναι μη γραμμική.

Για δεδομένη τιμή της μετακίνησης  $\delta$  η ισοδύναμη δυσκαμψία του **γραμμικού ελατηρίου** που μπορεί να προσομοιώσει τη συμπεριφορά της σιδηροτροχιάς στη θέση του αρμού είναι:

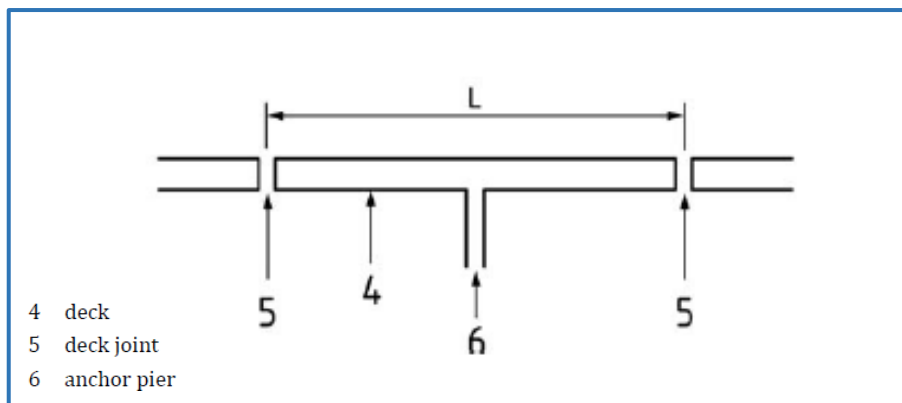
$$K_E = \frac{kx}{\delta} = \sqrt{\frac{kEA}{\delta}} \quad (5)$$

Στη συνέχεια γίνεται η ανάλυση θερμοκρασιακών δράσεων και φορτίων κυκλοφορίας για την περίπτωση μιας συνεχούς γέφυρας και μιας αμφιέριστης.

### 1.8.3 ΓΕΦΥΡΑ ΜΕΓΑΛΟΥ ΜΗΚΟΥΣ ΑΠΟΤΕΛΟΥΜΕΝΗ ΑΠΟ ΟΜΟΙΑ ΕΠΑΝΑΛΑΜΒΑΝΟΜΕΝΑ ΚΑΤΣΤΡΩΜΑΤΑ

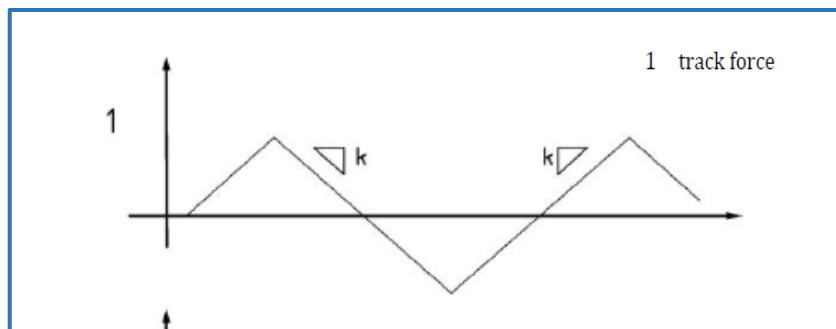
#### A) Ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή του καταστρώματος (ΔT)

Έστω ότι έχουμε το κατάστρωμα του παρακάτω σχήματος, το οποίο έχει μια σταθερή, κατά την οριζόντια διεύθυνση, στήριξη στο μέσο του μήκους του. Ο φορέας υποβάλλεται σε μια ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας του.

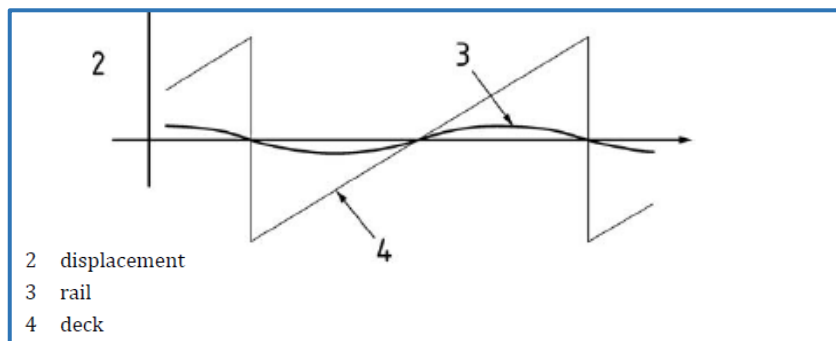


Σχήμα 1.29 Διάταξη στατικού συστήματος

Τα διαγράμματα των μετακινήσεων των σιδηροτροχιών και της γέφυρας καθώς και η αναπτυσσόμενη δύναμη στις σιδηροτροχιές δίνονται στα επόμενα σχήματα.



Σχήμα 1.30 Αναπτυσσόμενη δύναμη στις σιδηροτροχιές λόγω ΔT καταστρώματος



Σχήμα 1.31 Οριζόντιες μετακινήσεις σιδηροτροχιών

Διευκρινίζεται στο σημείο αυτό ότι στο διάγραμμα της δύναμης τα εμβαδά των επιφανειών που ορίζονται από την τεθλασμένη γραμμή και τον οριζόντιο άξονα είναι ίσα, πάνω και κάτω από αυτόν. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι δεν μπορεί να υπάρξει καθαρή συστολή ή διαστολή της σιδηροτροχιάς.

Η κατεύθυνση της ολίσθησης αντιστρέφεται στη θέση της σταθερής στήριξης του καταστρώματος, όπως επίσης και στις θέσεις αλλαγής των καταστρωμάτων.

Το διάγραμμα μετακινήσεων των σιδηροτροχιών έχει παραβολική μορφή, συμπεράσμα το οποίο μπορεί εύκολα να εξαχθεί ως εξής:

-στην περιοχή της ολίσθησης θα ισχύει:

$$\frac{dN}{dx} = k_T \quad (6)$$

-η ανηγμένη αξονική παραμόρφωση είναι:

$$\frac{dv}{dx} = \frac{N}{EA} \quad (7)$$

επομένως

$$N = EA \frac{dv}{dx} \quad (8)$$

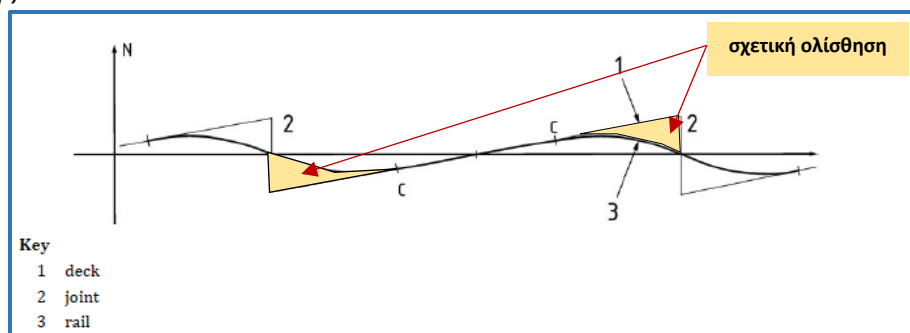
$$k_T = EA \frac{d^2v}{dx^2} \quad (9)$$

Επειδή  $\frac{dv}{dx} = 0$  για  $x=0$  προκύπτει:

$$v = \frac{k_T x^2}{EA 2} \quad (10)$$

σχέση η οποία δείχνει ότι το διάγραμμα μετακινήσεων των σιδηροτροχιών έχει παραβολική μορφή με καμπυλότητα  $k'' = k_T/EA$  και κλίση ίση με την αξονική παραμόρφωση τους.

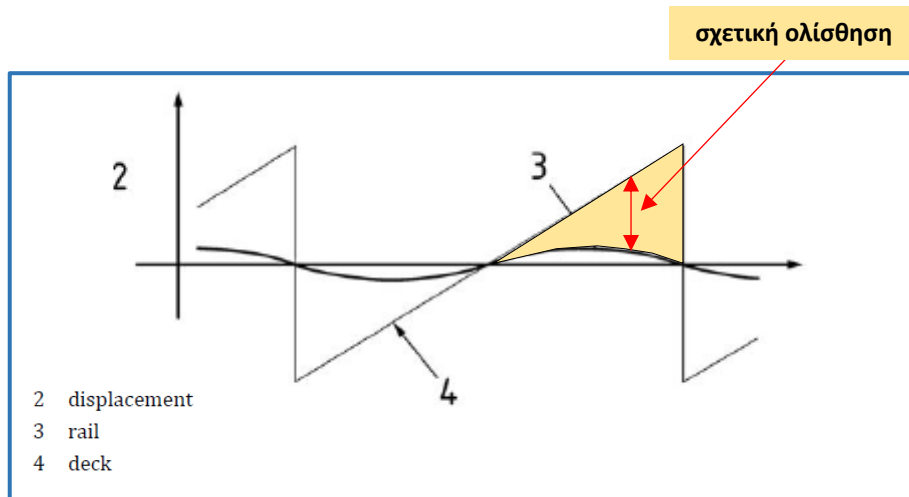
Η εφαρμογή της ΔΤ στη γέφυρα οδηγεί στην ανάπτυξη μιας ζώνης σχετικής ολίσθησης της σιδηρογραμμής εκατέρωθεν του αρμού. Όσο η ΔΤ έχει μικρή τιμή το μήκος της περιοχής ολίσθησης περιορίζεται κοντά στον αρμό, όποτε έχουμε μια κατάσταση *μερικής σχετικής ολίσθησης*:



Σχήμα 1.32 Κατάσταση μερικής σχετικής ολίσθησης σιδηρογραμμής

Γίνεται φανερό ότι η σιδηρογραμμή ολισθαίνει ως προς το κατάστρωμα στις ακραίες περιοχές του, ενώ κινείται μαζί με αυτό στο κεντρικό τμήμα.

Με την αύξηση της  $\Delta T$  αυξάνεται η περιοχή της ολίσθησης και τα παραβολικά τμήματα της καμπύλης μετακίνησης των σιδηροτροχιών επεκτείνονται έως ότου για κάποια τιμή  $\Delta T_T$  συναντηθούν στο μέσο του καταστρώματος.



Σχήμα 1.33 Μετακινήσεις καταστρώματος-σιδηρογραμμής / σχετική ολίσθηση

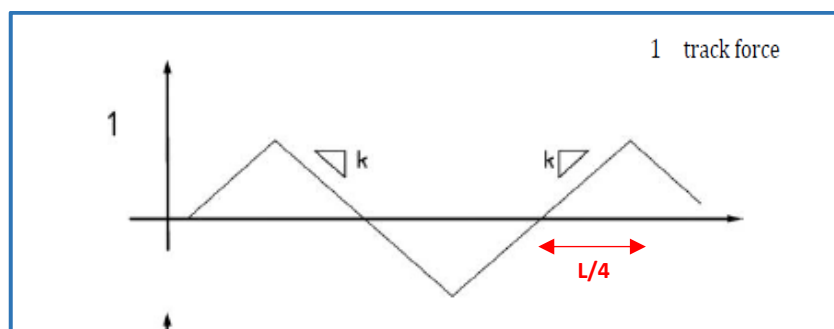
Στην περίπτωση αυτή το διάγραμμα μετακινήσεων της γέφυρας είναι εφαιπτομενικό σε αυτό των σιδηροτροχιών στο μέσο του φορέα. Σε κάθε θέση έχει συμβεί σχετική ολίσθηση των δύο μερών, επομένως έχουμε την ανάπτυξη της μέγιστης δύναμης στις σιδηροτροχιές  $N_{max,rail}$ . Για επιπρόσθετη αύξηση της  $\Delta T$  έχουμε αύξηση της σχετικής ολίσθησης, αλλά όχι της αξονικής δύναμης των σιδηροτροχιών.

Η τιμή της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής διαφοράς  $\Delta T_T$  για την οποία έχουμε την μέγιστη ένταση στις τροχιές υπολογίζεται ως εξής:

$$\alpha \Delta T L = \delta \Rightarrow \alpha \Delta T L = \frac{k s^2}{EA} \xrightarrow{s=L/2} \Delta T_T = \frac{kL}{4EA\alpha} \quad (11)$$

Η μέγιστη αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στις σιδηροτροχιές είναι:

$$N_{max,rail} = \frac{kL}{4} \quad (12)$$



Σχήμα 1.34 Ένταση σιδηροτροχιών κατά μήκος του φορέα

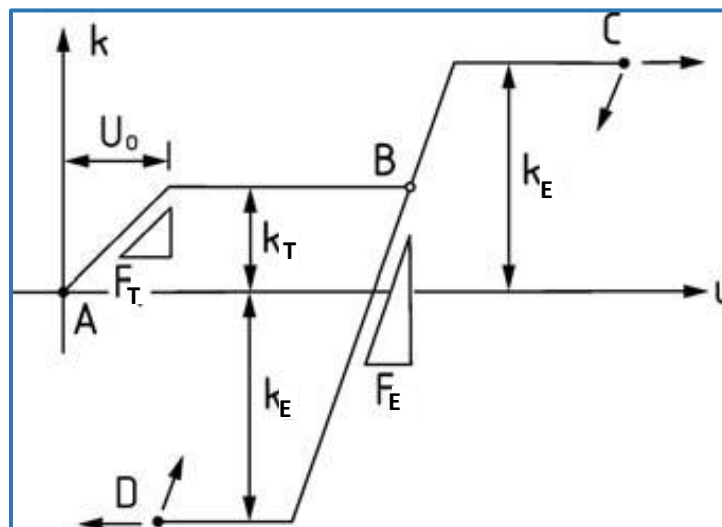
## B) Φορτία κυκλοφορίας

Στο σημείο αυτό εξετάζεται η απόκριση του συστήματος γέφυρας-σιδηρογραμμής μετά την επιβολή των δράσεων κυκλοφορίας. Παρόμοια με την περίπτωση της ΔΤ η εκτίμηση αυτής της απόκρισης αυτή βασίζεται στις προκαλούμενες μετακινήσεις στις θέσεις των αρμών.

Για την ορθή προσέγγιση της κατάστασης είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη η προϋπάρχουσα εντατική κατάσταση της σιδηρογραμμής, καθώς και η τιμή της διαμήκου αντίστασης της που αντιστοιχεί σε κάθε τύπο φόρτισης. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, γίνεται η παραδοχή ότι η συνολική φόρτιση με τις εξεταζόμενες δράσεις πραγματοποιείται σε δύο στάδια, με επιβολή της αρχικά της ΔΤ και έπειτα των δράσεων κυκλοφορίας.

Έστω ότι για την περίπτωση της ΔΤ η διαμήκης αντίσταση έχει τιμή  $k_T$ , ενώ για τα φορτία κυκλοφορίας  $k_E$ . Η σχέση της νέας μετακίνησης με την προϋπάρχουσα είναι αυτή που καθορίζει την τιμή αντίστασης  $k'$  με την οποία θα πραγματοποιηθεί η εκτίμηση της έντασης λόγω των νέων δράσεων.

Εάν η προκαλούμενη νέα μετακίνηση αντιστρέφει τη διεύθυνση της ολίσθησης του προηγούμενου σταδίου, τότε η αντίσταση της σιδηρογραμμής στις διαμήκεις μετακινήσεις θα πρέπει να ληφθεί υπόψη με τιμή  $k' = |k_T + k_E|$ . Στην περίπτωση που η κατεύθυνση της ολίσθησης διατηρείται  $k' = |k_T - k_E|$ .



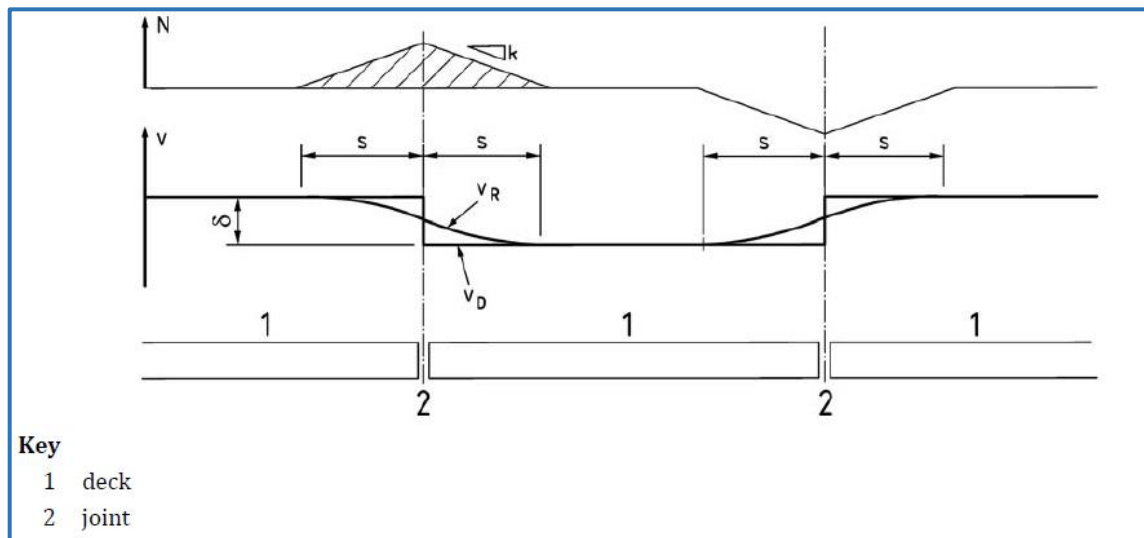
Σχήμα 1.35

Αφού προσδιορισθεί η  $k'$  γίνεται η εκτίμηση της έντασης στις σιδηροτροχιές, λόγω της νέας φόρτισης.

Για δεδομένη μετακίνηση  $\delta$  του αρμού υπολογίζεται το μήκος  $s$  της ζώνης ολίσθησης από τη σχέση:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}}$$

όπου πρέπει  $s \leq L/2$



Σχήμα 1.36 Μετακίνηση και ένταση σιδηρογραμμής λόγω οριζόντιας μετακίνηση καταστρώματος

Ακολούθως υπολογίζεται η δυσκαμψία του ισοδύναμου γραμμικού ελατηρίου :

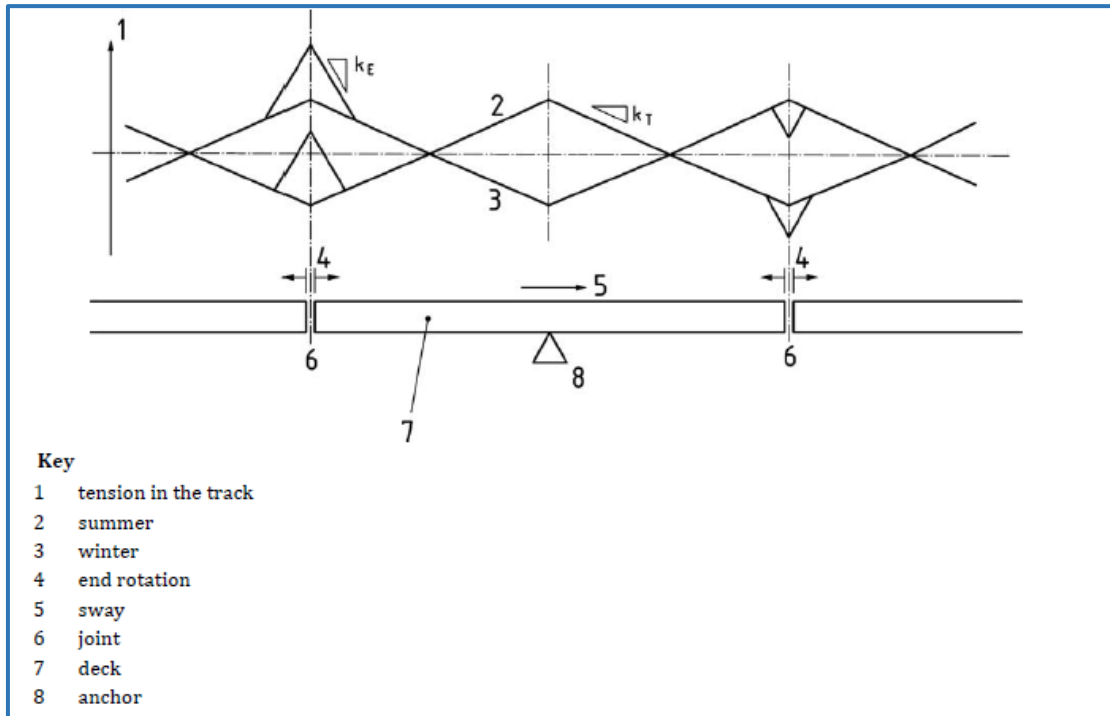
$$K_E = \frac{kx}{\delta} = \sqrt{\frac{kEA}{\delta}}$$

Η δύναμη της σιδηροτροχιάς είναι:

$$N_{rail} = ks$$

και τελικά η τάση:

$$\sigma_{rail} = \frac{ks}{A} = \sqrt{\frac{Ek\delta}{A}}$$



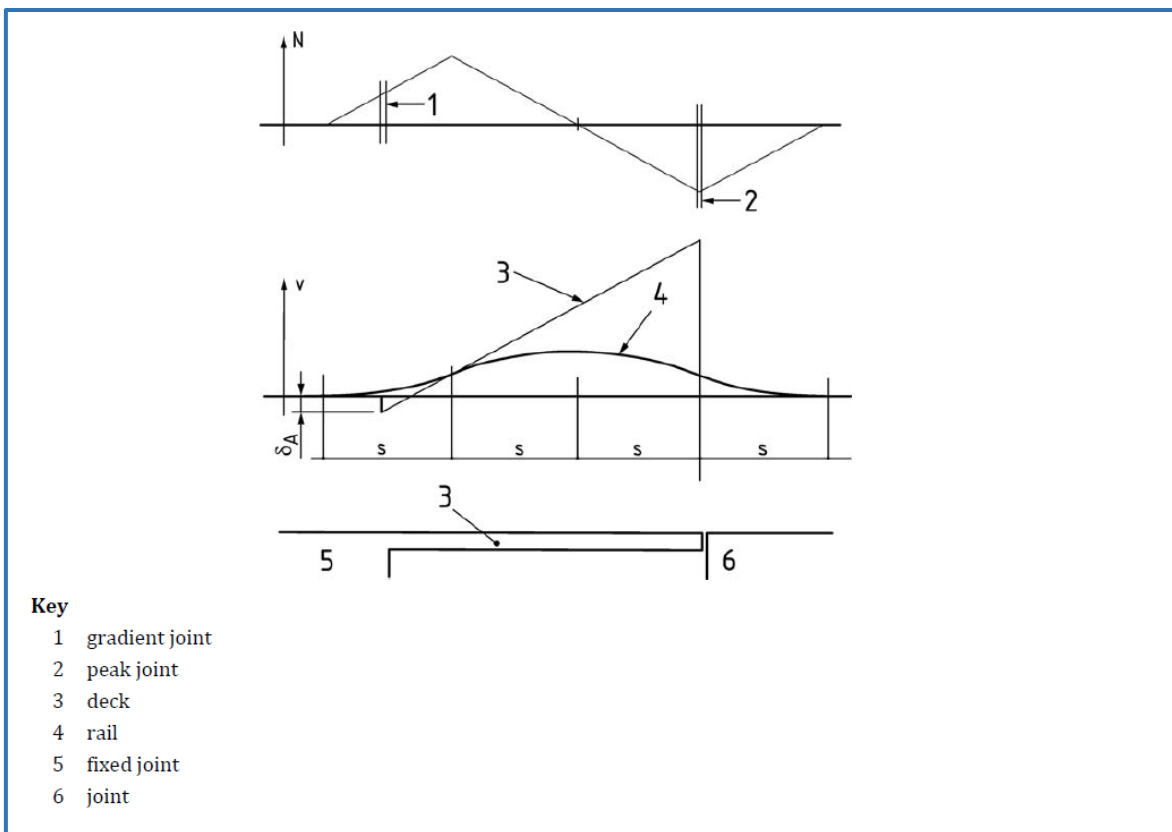
Σχήμα 1.37 Συνολική ένταση λόγω  $\Delta T$  και φορτίων κυκλοφορίας

### 1.8.4 ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΗ ΓΕΦΥΡΑ

#### A) Ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή του καταστρώματος ( $\Delta T$ )

Η περίπτωση της αμφιέρειστης γέφυρας απαιτεί πιο σύνθετη ανάλυση όσον αφορά την εφαρμογή ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής ( $\Delta T$ ) στο κατάστρωμα. Στη συνέχεια παρατίθενται συνοπτικά οι κατάλληλοι υπολογισμοί.

Έστω μια αμφιέρειστη γέφυρα με οριζόντια δυσκαμψία της σταθερής στήριξης ίση με  $K$ . Μετά την επιβολή της  $\Delta T$  θα αναπτυχθεί αξονική δύναμη στη σιδηροτροχιά η οποία φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Επίσης, οι μετακινήσεις του καταστρώματος και της σιδηροτροχιάς θα έχουν τη μορφή του σχήματος.



Σχήμα 1.38 Αμφιέρειστη γέφυρα – Μετακινήσεις και ένταση λόγω  $\Delta T$

Επειδή το κατάστρωμα έχει σταθερή στήριξη στο ένα άκρο οι δυνάμεις που δρουν στις σιδηροτροχιές έχουν την ίδια κατεύθυνση σχεδόν σε όλο το μήκος του φορέα. Επιπλέον, η καθαρή δύναμη που ασκείται από τη σιδηρογραμμή θα οδηγήσει στην ανάπτυξη μετακίνησης  $\delta_A$  στο σταθερό (ελαστική σταθερά  $K$ ) άκρο της γέφυρας.

Το διάγραμμα μετακινήσεων των σιδηροτροχιών μπορεί να χωρισθεί σε τέσσερα ίσα τμήματα  $s$ , όπως φαίνεται παραπάνω.



Από τη γεωμετρία του διαγράμματος των μετακινήσεων έχουμε:

$$2s + \frac{k''s^2}{2aT} + \frac{\delta_A}{aT} = L \quad (13)$$

όπου  $k''=k/EA$

Όμως

$$\delta_A = 2 \left( 2s - \frac{L}{2} \right) \frac{k}{K} = (4s - L) \frac{k}{K} \quad (14)$$

άρα

$$2s + \frac{k''s^2}{2aT} + (4s - L) \frac{k}{KaT} = L$$

$$k''s^2 + \left( 4aT + \frac{8k}{K} \right) s + \left( -2LaT - \frac{2Lk}{K} \right) = 0$$

$$s = \frac{-4aT - \frac{8k}{K} + \sqrt{\left( 4aT + \frac{8k}{K} \right)^2 - 4k'' \left( -2LaT - \frac{2Lk}{K} \right)}}{2k''} \quad (15)$$

Η παραπάνω ανάλυση ισχύει για τις περιπτώσεις όπου  $s > L/3$ .

Η τιμή της μέγιστης αναπτυσσόμενης τάσης στις σιδηροτροχιές είναι:

$$\sigma_{rail} = \frac{ks}{A} \quad (16)$$

ενώ η μετακίνηση της σταθερής στήριξης:

$$\delta_A = (4s - L) \frac{k}{K} \quad (17)$$

Η απόσταση από τη σταθερή στήριξη της διατομής του καταστρώματος με μηδενική μετακίνηση είναι ίση με:

$$x_0 = \frac{\delta_A}{\alpha T} \quad (18)$$

Η τιμή της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής ( $\Delta T_T$ ) του καταστρώματος για την οποία έχουμε την ανάπτυξη της μέγιστης αξονικής δύναμης στις σιδηροτροχιές υπολογίζεται ως εξής:

$$\Delta T_T = \frac{ks}{EAa} \quad (19)$$

Οι περιπτώσεις για τις οποίες  $s \geq L/3$  είναι πιο περίπλοκες και δεν αναλύονται στη συνέχεια. Η τιμή του  $s$  μειώνεται όσο μειώνεται η δυσκαμψία της σταθερής οριζόντιας στήριξης στο άκρο.

Η τιμή  $K_{min}$  της δυσκαμψίας για την οποία ισχύουν οριακά οι παραπάνω σχέσεις υπολογίζεται ως εξής:

$$K_{min} = \frac{2Lk - 8ks}{k''s^2 + 4aTs - 2LaT} \quad (20)$$

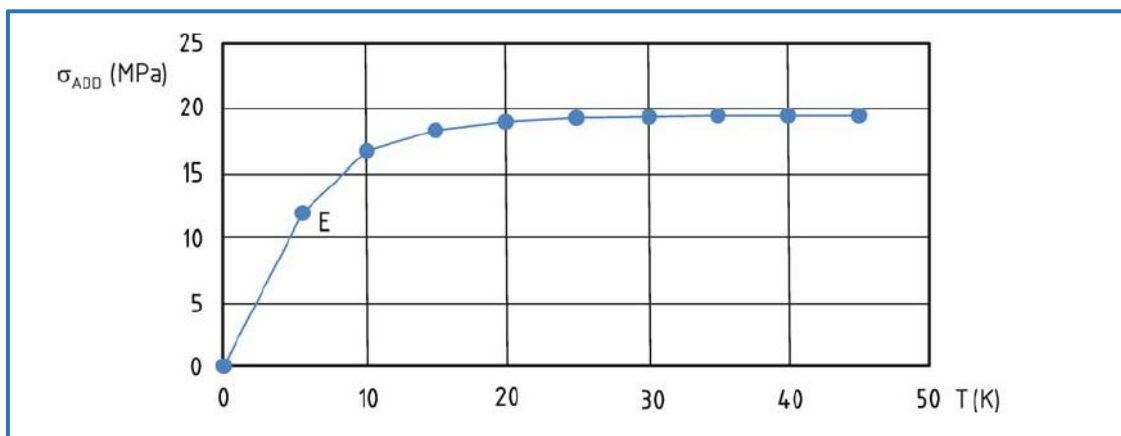
## **B) Φορτία κυκλοφορίας**

Για την εκτίμηση της αναπτυσσόμενης έντασης στις σιδηροτροχιές ακολουθείται η διαδικασία που αναπτύχθηκε στην περίπτωση του συνεχούς φορέα.

### 1.8.5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σύμφωνα με τα προηγούμενα συμπεραίνεται ότι η αξονική ένταση των σιδηροτροχιών που οφείλεται σε ομοιόμορφη θερμοκρασιακή δράση ( $\Delta T$ ) στη γέφυρα, δεν εξαρτάται σημαντικά από την τιμή αυτής της δράσης. Πράγματι, σχετικά μικρή τιμή της  $\Delta T$  οδηγεί στην ανάπτυξη της πλήρους πλαστικής συμπεριφοράς της σύνδεσης σιδηρογραμμής-γέφυρας, άρα και της μέγιστης αξονικής έντασης στις σιδηροτροχιές.

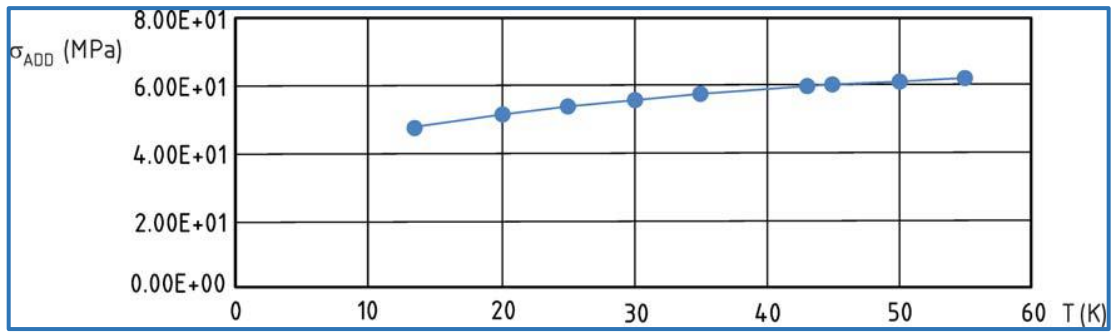
Στο διάγραμμα που ακολουθεί φαίνεται η σχέση της αναπτυσσόμενης τάσης ( $\sigma_{rail}$ ) στις σιδηροτροχιές συναρτήσει της επιβαλλόμενης ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής του καταστρώματος ( $\Delta T$ ), για την περίπτωση συνεχούς γέφυρας με σταθερή οριζόντια στήριξη στο μέσο του καταστρώματος.



Σχήμα 1.39 Αναπτυσσόμενη τάση σιδηροτροχιών συναρτήσει της  $\Delta T$  (περίπτωση συνεχούς φορέα)

Παρατηρούμε ότι η ένταση των σιδηροτροχιών εξαρτάται από τη θερμοκρασιακή μεταβολή ( $\Delta T$ ) του καταστρώματος, όσο αυτή λαμβάνει σχετικά μικρές τιμές. Μετά από κάποια τιμή της  $\Delta T$  η  $\sigma_{rail}$  παραμένει πρακτικά αμετάβλητη σε οποιαδήποτε αύξηση της τιμής αυτής. Κατά τον σχεδιασμό των γεφυρών λαμβάνονται συνήθως τιμές της  $\Delta T$  οι οποίες είναι εντός του εύρους τιμών για τις οποίες έχουμε τη μέγιστη αξονική ένταση στις σιδηροτροχιές.

Για την περίπτωση της αμφιέριστης γέφυρας το διάγραμμα  $\sigma_{rail} - \Delta T$  δίνεται στη συνέχεια. Στη συγκεκριμένη περίπτωση φαίνεται ότι η αύξηση της  $\Delta T$  έχει ως συνέπεια την αύξηση της  $\sigma_{rail}$ , ακόμα και για μεγαλύτερες τιμές αυτής. Ωστόσο η αύξηση αυτή δεν είναι σημαντική με αποτέλεσμα να μπορεί να θεωρηθεί ότι η μέγιστη ένταση των σιδηροτροχιών είναι, και σε αυτή την περίπτωση, ανεξάρτητη της τιμής της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής  $\Delta T$ .



Σχήμα 1.40 Αναπτυσσόμενη τάση σιδηροτροχιών συναρτήσει της  $\Delta T$  (περίπτωση αμφιέριεστου φορέα)



## **2 ΜΕΛΕΤΗ ΑΠΛΩΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ - ΕΠΟΠΤΙΚΑ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ**

### **2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ**

Στο κεφάλαιο αυτό μελετώνται δύο απλές περιπτώσεις σιδηροδρομικών γεφυρών με συνεχείς συγκολλημένες σιδηροτροχιές (CWR). Η πρώτη περίπτωση αφορά μια αμφιέριστη γέφυρα με ελαστική οριζόντια στήριξη στο άκρο, ενώ η δεύτερη περίπτωση μια συνεχή γέφυρα τεσσάρων ανοιγμάτων με ελαστική οριζόντια στήριξη στο μέσο της.

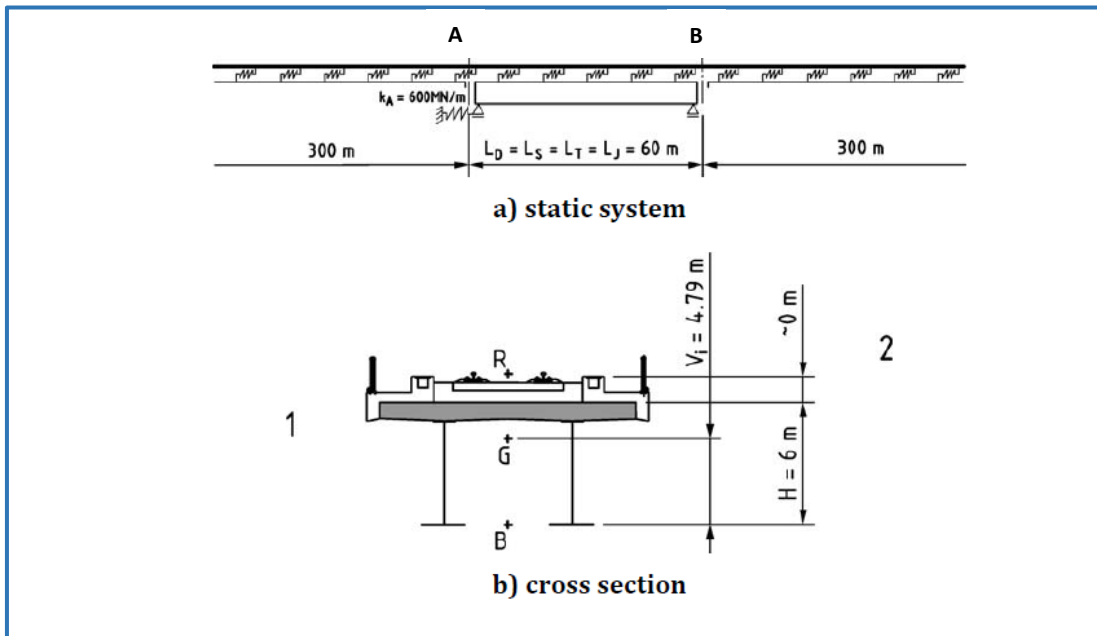
Οι υπολογισμοί πραγματοποιούνται αρχικά με απλές-προσεγγιστικές μεθόδους, όπως αυτή που παρουσιάζεται στο UIC 774-3R (Παράρτημα C), καθώς και η αλγεβρική μέθοδος που αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Επιπλέον γίνεται και αντίστοιχος υπολογισμός με χρήση λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων, με σκοπό την εξαγωγή ακριβέστερων αποτελεσμάτων. Τέλος, γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις διαφορετικές μεθοδολογίες έτσι ώστε να εκτιμηθεί η ακρίβεια των απλοποιημένων μεθόδων και να αξιολογηθεί κατά πόσο αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν τόσο για την προμελέτη, αλλά και για τον έλεγχο των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από πιο σύνθετες μεθόδους.

### **2.2 ΑΜΦΙΕΡΕΙΣΤΗ ΓΕΦΥΡΑ**

#### **2.2.1 ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ**

Ο υπό εξέταση φορέας αποτελείται από ένα αμφιέριστο κατάστρωμα μήκους 60m, πάνω από το οποίο διέρχεται σιδηρογραμμή η οποία εδράζεται επί έρματος. Η σιδηρογραμμή είναι συνεχής στις θέσεις των αρμών μεταξύ καταστρώματος και ακροβάθρων.

Η διατομή του καταστρώματος είναι σύμμικτη, αποτελούμενη από δύο κύριες χαλύβδινες δοκούς μορφής I και πλάκα από σκυρόδεμα, ενώ η οριζόντια στήριξη στο άκρο έχει δυσκαμψία K.



Σχήμα 2.1 Παράμετροι στατικού συστήματος – Διατομή φορέα

Οι βασικές παράμετροι του στατικού συστήματος είναι οι εξής:

- |  |   |
|--|---|
| - συνολικό μήκος καταστρώματος:                        | $L=60\text{ m}$   |
| - εμβαδόν διατομής (ισοδύναμη διατομή χάλυβα):         | $A=0.74\text{ m}^2$                                       |
| - στατική ροπή αδρανείας (ισοδύναμη διατομή χάλυβα) :  | $I=2.59\text{ m}^4$                                       |
| - μέτρο ελαστικότητας υλικού διατομής (χάλυβας):       | $E=210\text{ GPa}$  |
| - οριζόντια δυσκαμψία στήριξης:                        | $K=600\text{ MN/m}$                                       |
| - συντελεστής θερμικής διαστολής υλικού καταστρώματος: | $\alpha_{deck}=1.0 \cdot 10^{-5}\text{ 1/}^\circ\text{C}$ |
| - εμβαδόν σιδηροτροχιών (60E1):                        | $A_{rail}=0.01535\text{ m}^2$                             |
| - συντελεστής θερμικής διαστολής υλικού σιδηροτροχιών: | $\alpha_{rail}=1.2 \cdot 10^{-5}\text{ 1/}^\circ\text{C}$ |

### 2.2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ UIC 774-3R (Παράρτημα C)

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζεται η μέθοδος του UIC 774-3R η οποία βασίζεται σε διαγράμματα που έχουν προκύψει από πλήθος παραμετρικών αναλύσεων στις απλούστερες περιπτώσεις στατικών συστημάτων. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, γίνεται εκτίμηση της αναπτυσσόμενης έντασης στις σιδηροτροχιές, καθώς και της οριζόντιας αντίδρασης στη στήριξη, για κάθε δράση χωριστά και τελικά γίνεται ο κατάλληλος συνδυασμός των αποτελεσμάτων έτσι ώστε να προκύψει η δυσμενέστερη περίπτωση.

Στη συνέχεια γίνεται εφαρμογή της μεθόδου, αφού δοθούν πρώτα οι διάφορες απαραίτητες παράμετροι.

#### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

- μήκος καταστρώματος:  $L=60 \text{ m}$
- μία σιδηρογραμμή εδραζόμενη επί έρματος
- οριζόντια δυσκαμψία στήριξης:  $K_{\text{supp}}=600 \text{ MN/m}$

$$K_{\text{supp}}=600 \text{ MN/m} \rightarrow K=K_{10} \text{ αφού } K_{\text{supp}}/L = 10$$

- συνολικό ύψος διατομής:  $H=6 \text{ m}$
- απόσταση ουδέτερου άξονα από την κάτω ίνα της διατομής:  $z_{gr}=4.79 \text{ m}$
- απόσταση της άνω επιφάνειας της διατομής από τον ουδέτερο άξονα:  
 $\omega=H- z_{gr}=6-4.79=1.21 \text{ m}$
- παράμετρος  $\gamma$  (χρησιμοποιείται στα διαγράμματα):  $\gamma=\omega/H=0.2$
- μετακίνηση της άνω επιφάνειας του καταστρώματος λόγω στροφής της διατομής (οριακή τιμή):

$$\theta H=8 \text{ mm}$$

- εμβαδόν σιδηροτροχιών:  $A_{\text{rail}}=0.01535 \text{ m}^2$



- Αντίσταση της σιδηρογραμμής στις διαμήκεις μετακινήσεις:

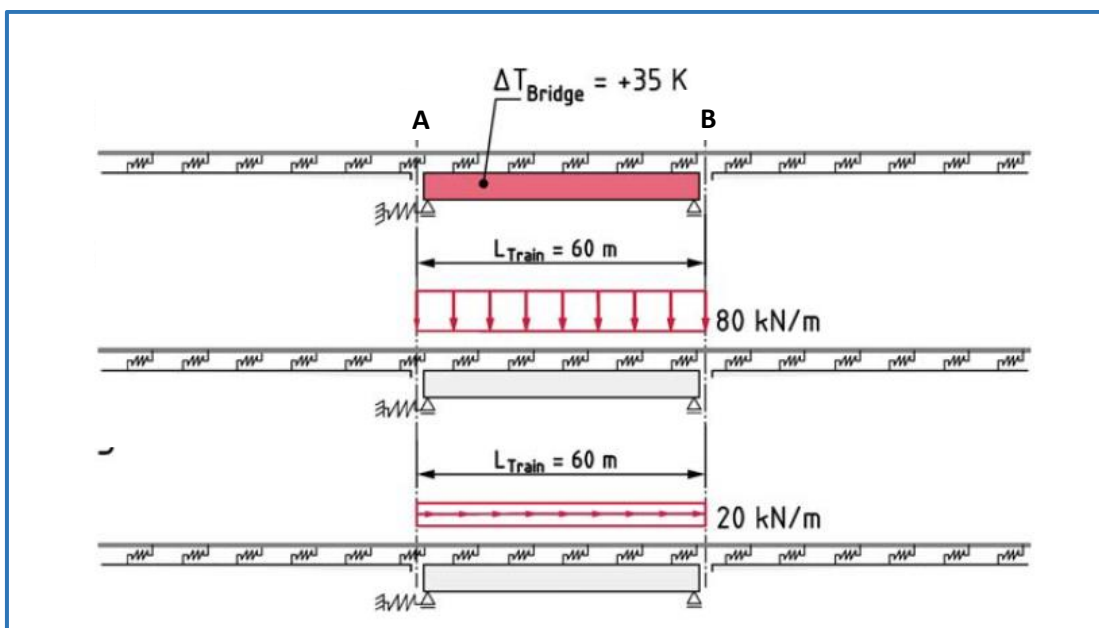
- περίπτωση αφόρτιστης σιδηρογραμμής:  $k_T=20 \text{ KN/m}$
- περίπτωση φορτισμένης σιδηρογραμμής:  $k_E=60 \text{ KN/m}$

- συντελεστής θερμικής διαστολής του υλικού:  $\alpha=1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$

- δράσεις που λαμβάνονται υπόψη:

- ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή του καταστρώματος:  $\Delta T_{\text{deck}}=35 \text{ } ^{\circ}\text{C}$
- οριζόντιο φορτίο πέδησης:  $F_{\text{br}}=20 \text{ KN/m}$
- κατακόρυφο φορτίο συρμού:  $F_{\text{vert}}=80 \text{ KN/m}$

- κατεύθυνση κίνησης από τη σταθερή οριζόντια στήριξη

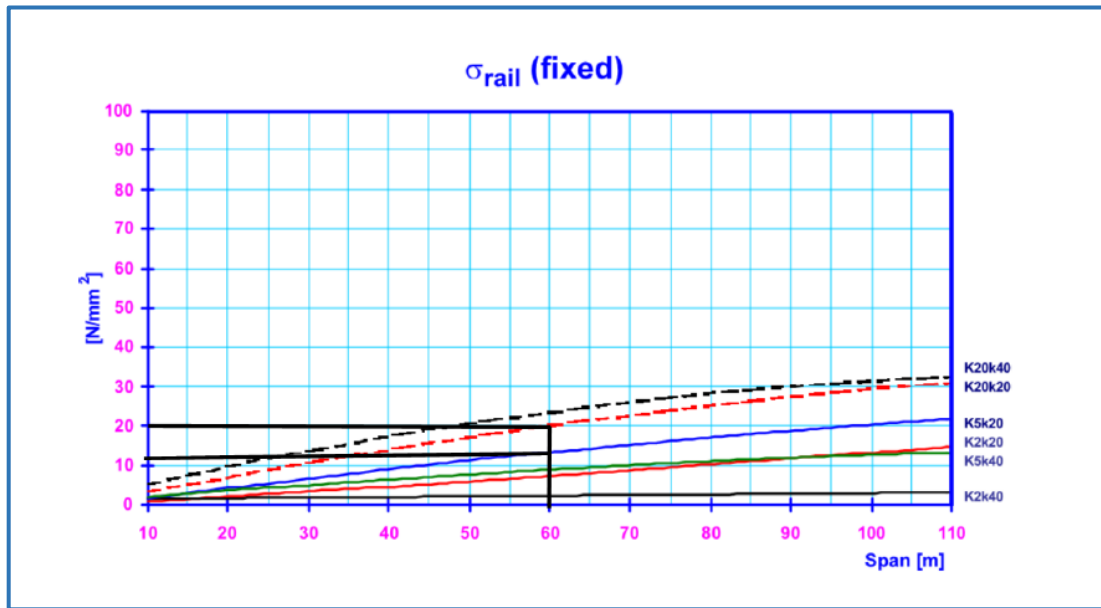


Σχήμα 2.2 Δράσεις που λαμβάνονται υπόψη

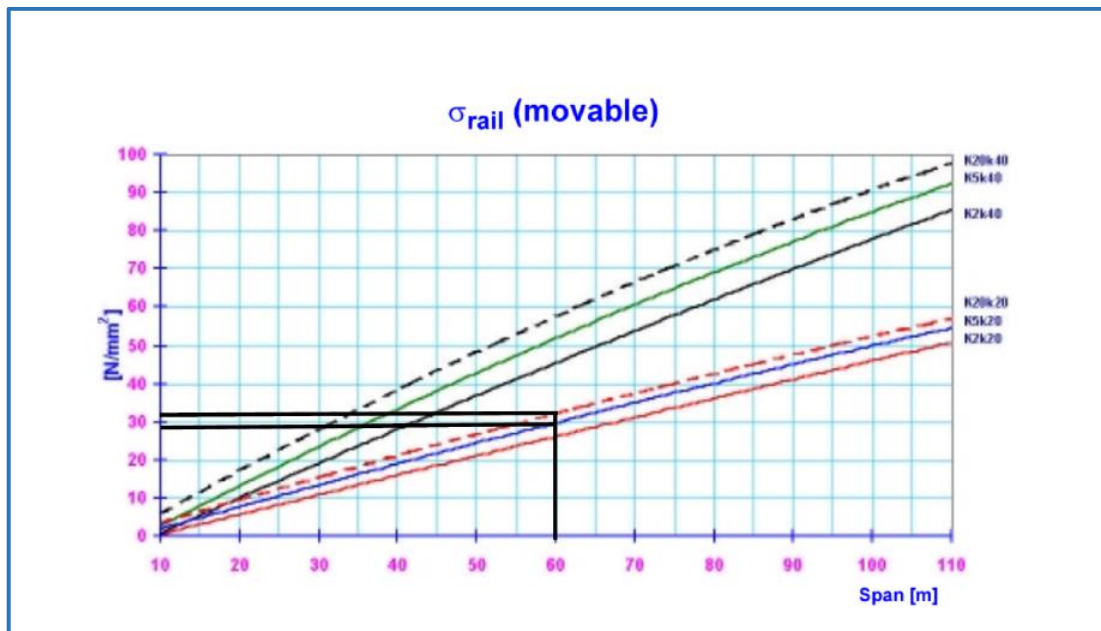
#### A) ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ (ΔΤ)

Γίνεται χρήση των διαγραμμάτων που αφορούν την περίπτωση σιδηρογραμμής χωρίς διατάξεις διαστολής.

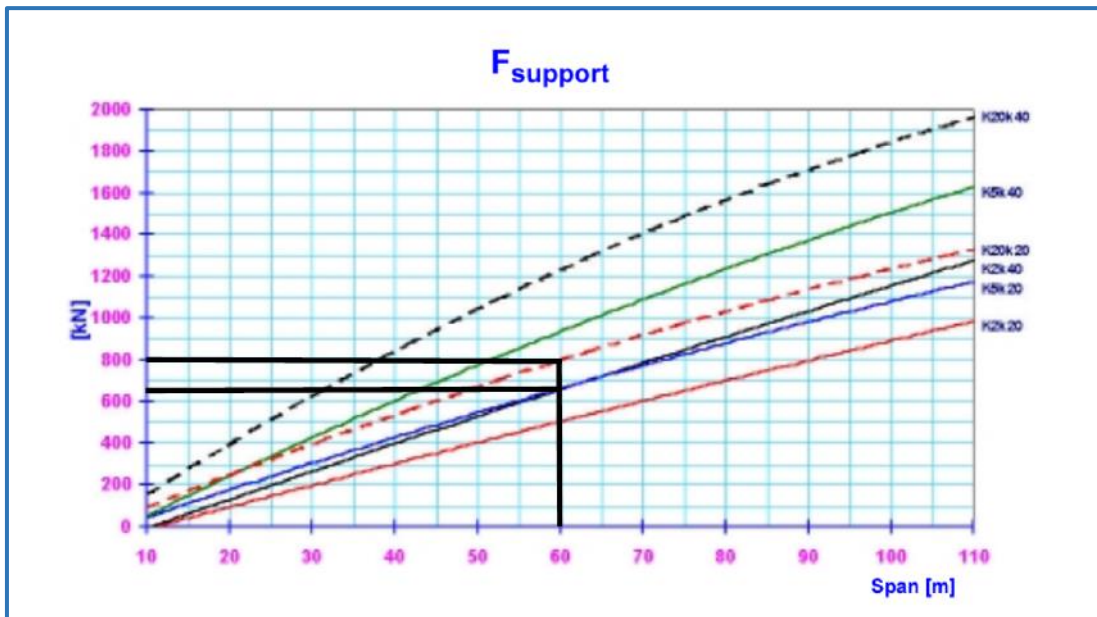
- $L=60\text{m}$
- $K=K_{10} (K_{\text{supp}}/L=10)$
- $k=k_{20}$  (περίπτωση αφόρτιστης σιδηρογραμμής-μακροχρόνια φόρτιση)



Σχήμα 2.3 Τάση σιδηροτροχιάς στο σταθερό άκρο για ΔT=35°C (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.4 Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο για ΔT=35°C (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.5 Οριζόντια δύναμη στήριξης για  $\Delta T=35^{\circ}\text{C}$  (UIC 774-3R,2001)

Ο υπολογισμός της επιθυμητής τιμής από τα διαγράμματα γίνεται με γραμμική παρεμβολή βάσει των κοντινότερων τιμών.

#### Τάση σιδηροτροχιάς στο σταθερό άκρο

$$K_{20}/k_{20} \quad \sigma' \approx 20 \text{ MPa}$$

$$K_5/k_{20} \quad \sigma'' \approx 13 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$K_{10}/k_{20} \quad \sigma_A = 13 + \frac{(20-13)}{(20-5)} (10 - 5) = 15.35 \text{ MPa}$$

#### Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο

$$K_{20}/k_{20} \quad \sigma' \approx 32 \text{ MPa}$$

$$K_5/k_{20} \quad \sigma'' \approx 30 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$K_{10}/k_{20} \quad \sigma_B = 30 + \frac{(32-30)}{(20-5)} (10 - 5) = 30.70 \text{ MPa}$$

**Οριζόντια δύναμη στη στήριξη**

$K_{20}/k_{20} \quad F' \approx 800 \text{ KN}$

$K_5/k_{20} \quad F'' \approx 680 \text{ KN}$

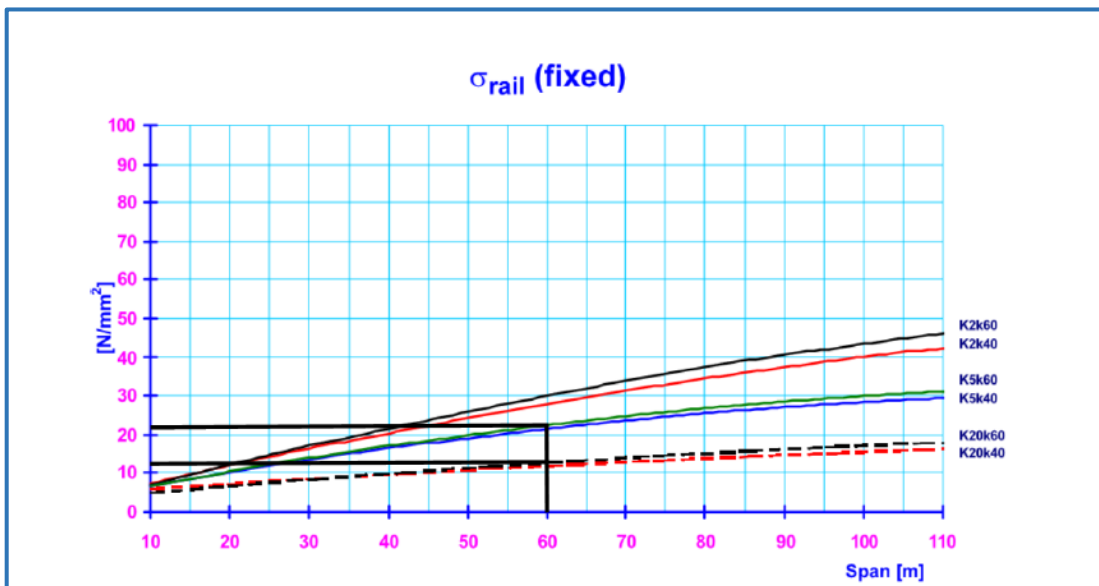
Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$K_{10}/k_{20} \quad F_{supp} = 680 + \frac{(800-680)}{(20-5)} (10 - 5) = 720 \text{ KN}$

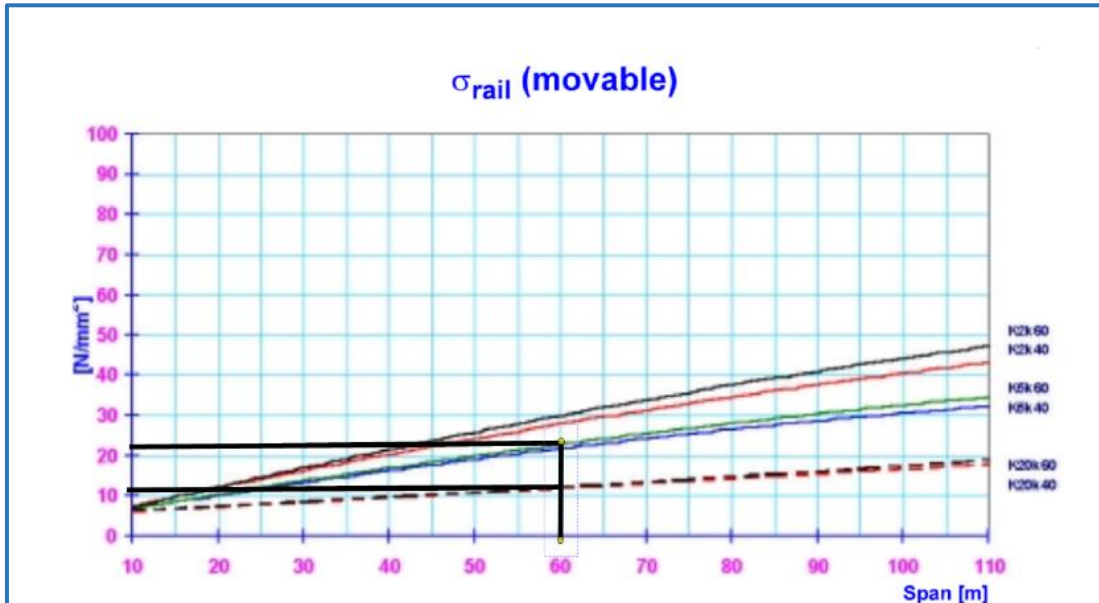
**B) ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΠΕΔΗΣΗΣ**

Γίνεται χρήση των διαγραμμάτων που αφορούν την περίπτωση σιδηρογραμμής χωρίς διατάξεις διαστολής.

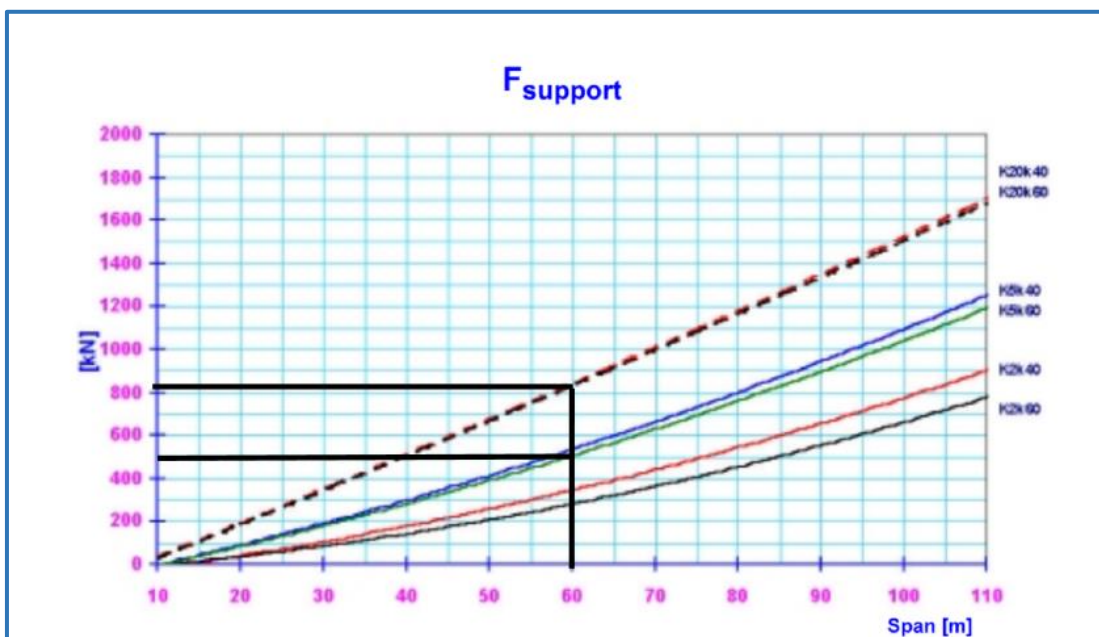
- L=60m
- K=K<sub>10</sub> (K<sub>supp</sub>/L=10)
- k=k<sub>60</sub> (περίπτωση φορτισμένης σιδηρογραμμής-βραχυχρόνια φόρτιση)



Σχήμα 2.6 Τάση σιδηροτροχιάς στο σταθερό άκρο λόγω δυνάμεων πέδησης (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.7 Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο λόγω δυνάμεων πέδησης (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.8 Οριζόντια δύναμη στήριξης λόγω δυνάμεων πέδησης (UIC 774-3R,2001)

**Τάση σιδηροτροχιάς στο σταθερό άκρο**

K<sub>20</sub>/k<sub>60</sub>                      σ' ≈ 13 MPa

K<sub>5</sub>/k<sub>60</sub>                         σ'' ≈ 22 MPa

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$K_{10}/k_{60} \quad \sigma_A = 22 + \frac{(13-22)}{(20-5)} (10 - 5) = 19 \text{ MPa}$$

**Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο**

$$K_{20}/k_{60} \quad \sigma' \approx 12 \text{ MPa}$$

$$K_5/k_{60} \quad \sigma'' \approx 24 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$K_{10}/k_{60} \quad \sigma_B = 24 + \frac{(12-24)}{(20-5)} (10 - 5) = 20 \text{ MPa}$$

**Οριζόντια δύναμη στη στήριξη**

$$K_{20}/k_{60} \quad F' \approx 850 \text{ KN}$$

$$K_5/k_{60} \quad F'' \approx 500 \text{ KN}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$K_{10}/k_{60} \quad F_{supp} = 500 + \frac{(850-500)}{(20-5)} (10 - 5) = 617 \text{ KN}$$

**Παρατήρηση**

Η συνολική οριζόντια δύναμη λόγω πέδησης είναι:  $F_{total}=20*60=1200 \text{ KN}$

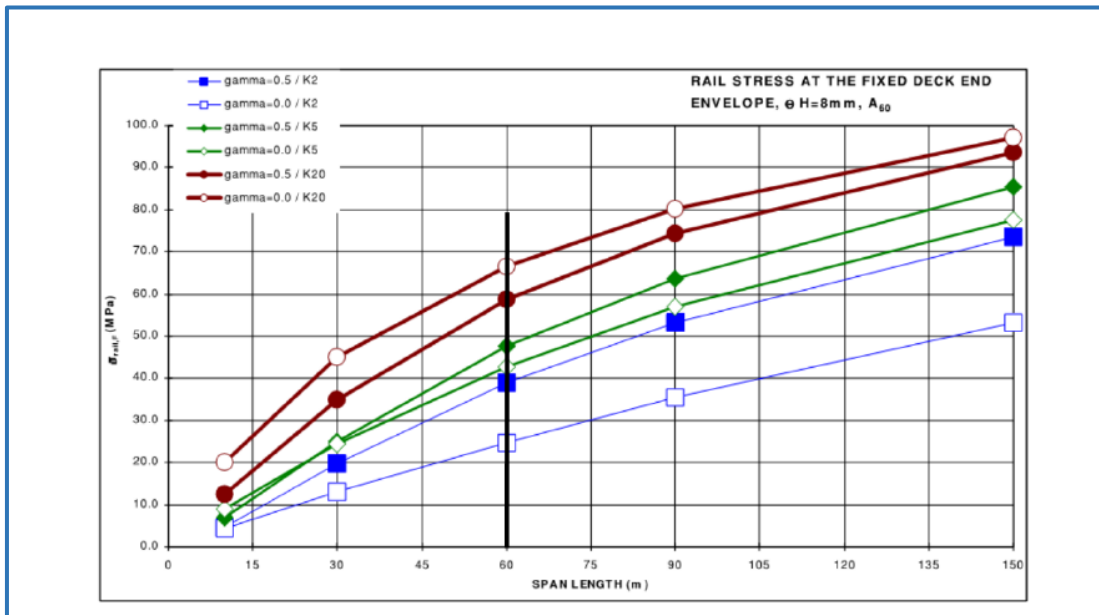
Η δύναμη αυτή παραλαμβάνεται από τη σταθερή οριζόντια στήριξη του καταστρώματος σε ποσοστό  $617/1200=0.52$ , ενώ η υπόλοιπη δύναμη μεταβιβάζεται από τη σιδηρογραμμή στα τμήματα εκτός της γέφυρας.

**Γ) ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΡΜΟΥ**

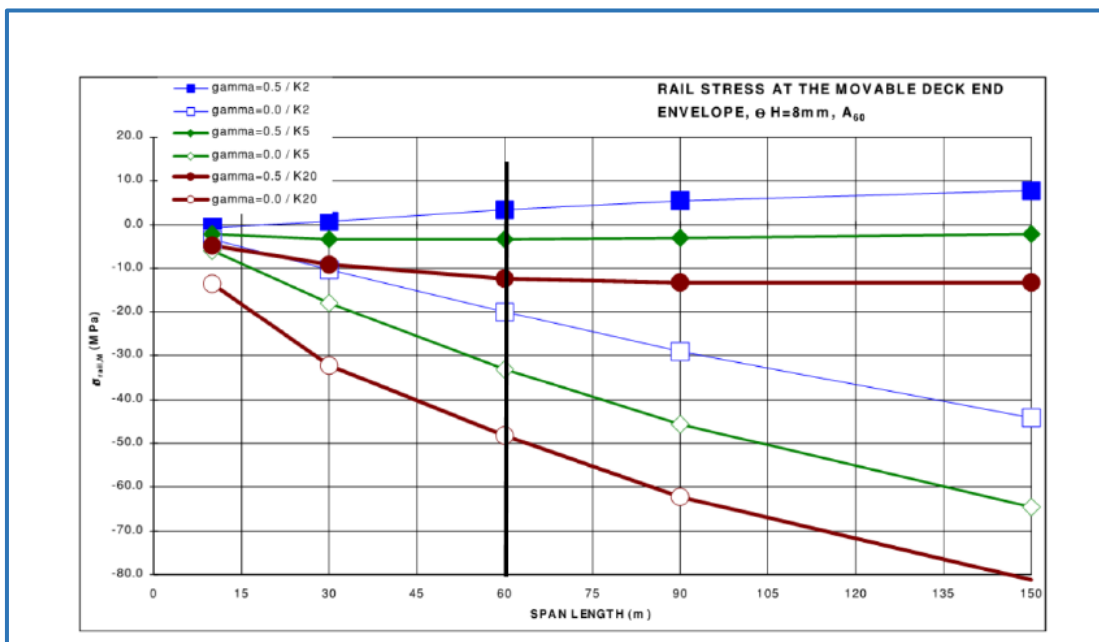
Γίνεται χρήση των διαγραμμάτων που αφορούν την περίπτωση σιδηρογραμμής χωρίς διατάξεις διαστολής.

- $L=60\text{m}$
- $K=K_{10} (K_{supp}/L=10)$
- $k=k_{60}$  (περίπτωση φορτισμένης σιδηρογραμμής-βραχυχρόνια φόρτιση)
- $\theta H=8\text{mm}$
- $\gamma=0.2$

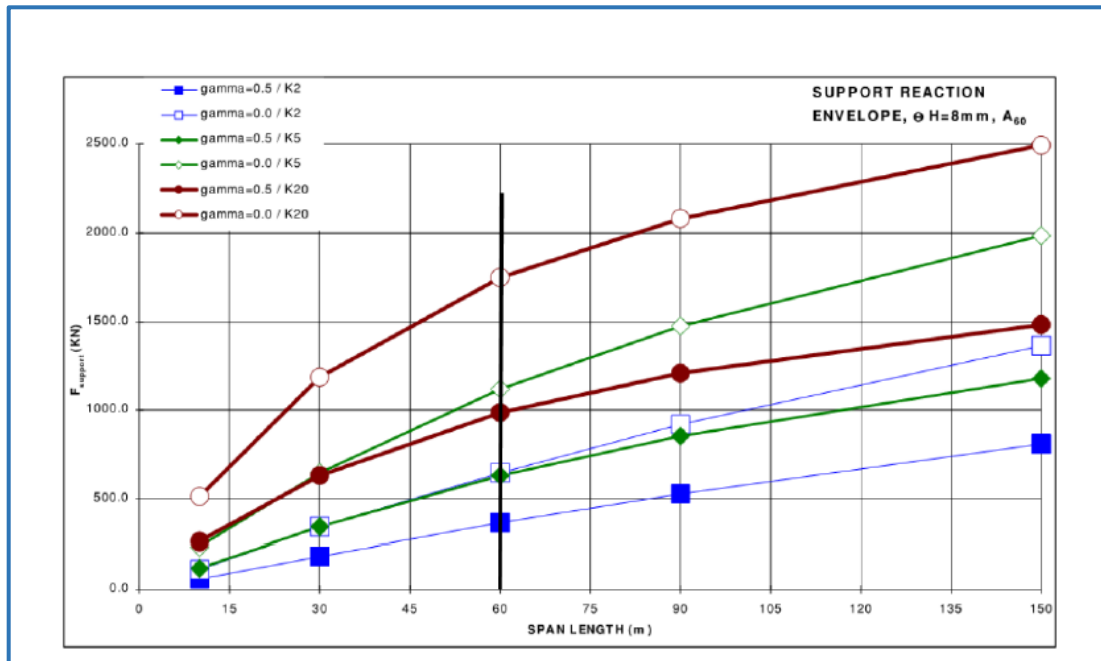
Γίνεται διπλή γραμμική παρεμβολή με βάση τις τιμές των παρακάτω διαγραμμάτων για τον υπολογισμό των επιθυμητών μεγεθών που αντιστοιχούν σε  $\gamma=0.2/K_{10}$ .



Σχήμα 2.9 Τάση σιδηροτροχιάς στο σταθερό άκρο λόγω κάμψης του καταστρώματος (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.10 Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο λόγω κάμψης του καταστρώματος (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.11 Οριζόντια δύναμη στήριξης λόγω κάμψης του καταστρώματος (UIC 774-3R,2001)

### Τάση σιδηροτροχιάς στο σταθερό άκρο

Τάση που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_5$ :

$$\gamma=0.5/K_5 \quad \sigma' \approx 48 \text{ MPa}$$

$$\gamma=0/K_5 \quad \sigma'' \approx 42 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_5 \quad \sigma_A^{K5} = 42 + \frac{(48-42)}{(0.5-0)}(0.2 - 0) = 44.5 \text{ MPa}$$

Τάση που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_{20}$ :

$$\gamma=0.5/K_{20} \quad \sigma' \approx 59 \text{ MPa}$$

$$\gamma=0/K_{20} \quad \sigma'' \approx 68 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_{20} \quad \sigma_A^{K20} = 68 + \frac{(59-68)}{(0.5-0)}(0.2 - 0) = 64.4 \text{ MPa}$$



Τάση που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_{10}$ :

$$\gamma=0.2/K_5 \quad \sigma'=44.4 \text{ MPa}$$

$$\gamma=0.2/K_{20} \quad \sigma''=64.4 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_{10} \quad \sigma_A^{K10} = 44.4 + \frac{(64.4-44.4)}{(20-5)} (10 - 5) = 51 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

(Σημείωση: Το πρόσημο της έντασης δίνεται από το διάγραμμα)

### Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο

Τάση που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_5$ :

$$\gamma=0.5/K_5 \quad \sigma' \approx 3 \text{ MPa}$$

$$\gamma=0/K_5 \quad \sigma'' \approx 32 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_5 \quad \sigma_A^{K5} = 32 + \frac{(3-32)}{(0.5-0)} (0.2 - 0) = 20.4 \text{ MPa}$$

Τάση που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_{20}$ :

$$\gamma=0.5/K_{20} \quad \sigma' \approx 12 \text{ MPa}$$

$$\gamma=0/K_{20} \quad \sigma'' \approx 48 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_{20} \quad \sigma_A^{K20} = 48 + \frac{(12-48)}{(0.5-0)} (0.2 - 0) = 33.6 \text{ MPa}$$

Τάση που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_{10}$ :

$$\gamma=0.2/K_5 \quad \sigma'=20.4 \text{ MPa}$$

$$\gamma=0.2/K_{20} \quad \sigma''=33.6 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_{10} \quad \sigma_A^{K10} = 20.4 + \frac{(33.6-20.4)}{(20-5)} (10 - 5) = 24.8 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

**Οριζόντια δύναμη στη στήριξη**

Δύναμη που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_5$ :

$$\gamma=0.5/K_5 \quad F' \approx 700 \text{ KN}$$

$$\gamma=0/K_5 \quad F'' \approx 1200 \text{ KN}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_5 \quad F_{supp}^{K5} = 1200 + \frac{(700-1200)}{(0.5-0)}(0.2 - 0) = 1000 \text{ KN}$$


---

Δύναμη που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_{20}$ :

$$\gamma=0.5/K_{20} \quad F' \approx 1000 \text{ KN}$$

$$\gamma=0/K_{20} \quad F'' \approx 1750 \text{ KN}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_{20} \quad F_{supp}^{K20} = 1750 + \frac{(1000-1750)}{(0.5-0)}(0.2 - 0) = 1450 \text{ KN}$$


---

Δύναμη που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_{10}$ :

$$\gamma=0.2/K_5 \quad F' = 1000 \text{ KN}$$

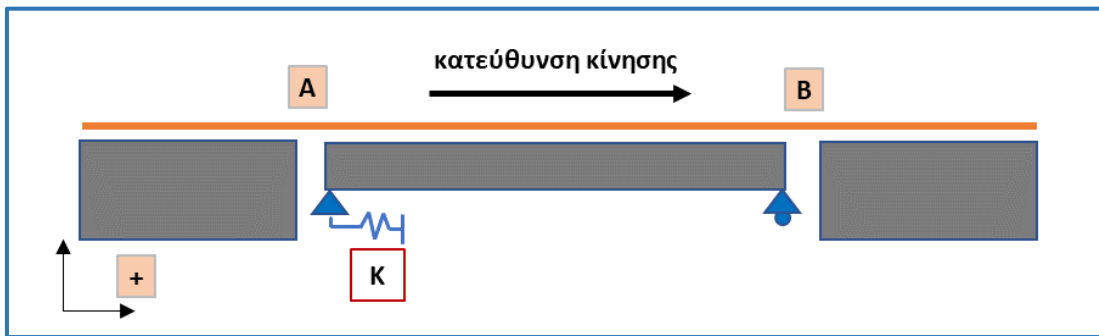
$$\gamma=0.2/K_{20} \quad F'' = 1450 \text{ KN}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.2/K_{10} \quad F_{supp}^{K10} = 1000 + \frac{(1450-1000)}{(20-5)}(10 - 5) = 1150 \text{ KN}$$

**Δ) ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τις φορτίσεις συνδυάζονται μεταξύ τους λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο που ανταποκρίνεται στην κάθε περίπτωση. Για κατεύθυνση κίνησης του συρμού από το σταθερό άκρο του καταστρώματος προς το κινητό και λαμβάνοντας υπόψη την ποιοτική αντιμετώπιση της αλληλεπίδρασης καταστρώματος-σιδηρογραμμής, που δόθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, έχουμε:



Σχήμα 2.12 Θέσεις ελέγχου των τάσεων

	$\sigma_{rail}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
<b>ΔΤ (+35)</b>	+15.35	-30.70
<b>ΠΕΔΗΣΗ</b>	+19.00	-20.00
<b>ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΡΜΟΥ</b>	+51.00	-24.80
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+85.35</b>	<b>-75.50</b>

	$F_{supp}$ [kN]	
	ΔΥΝΑΜΗ	ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ
<b>ΔΤ (+35)</b>	+720	→
<b>ΠΕΔΗΣΗ</b>	-617	←
<b>ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΡΜΟΥ</b>	+1150	→
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+1253</b>	<b>→</b>

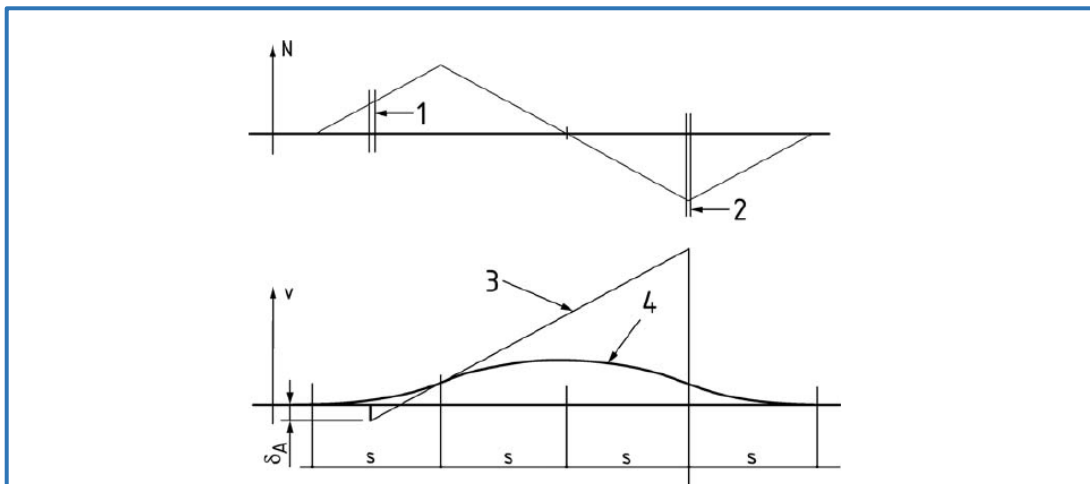
### 2.2.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1

Στην παράγραφο αυτή θα γίνει εφαρμογή της αλγεβρικής μεθόδου που δόθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Αρχικά θα εκτιμηθεί η εντατική κατάσταση των σιδηροτροχιών λόγω της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής ( $\Delta T$ ) του καταστρώματος της γέφυρας, ενώ στη συνέχεια θα υπολογισθεί η επιρροή της φόρτισης από τον συρμό.

#### A) ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ( $\Delta T$ )

##### Δεδομένα

- $k=k_T=20 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση αφόρτιστης σιδηρογραμμής)
- $K=600 \text{ MN/m}$  (δυσκαμψία της οριζόντιας στήριξης του φορέα)
- $\alpha=1.0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$  (συντελεστής θερμικής διαστολής υλικού σιδηροτροχιών)
- $T=+35^\circ\text{C}$  (διαστολή του καταστρώματος)
- $L=60 \text{ m}$
- $k''=k/EA$
- $A=0.01535 \text{ m}^2$  (το εμβαδόν της διατομής των σιδηροτροχιών)
- $E=210 \text{ GPa}$  (μέτρο ελαστικότητας χάλυβα)

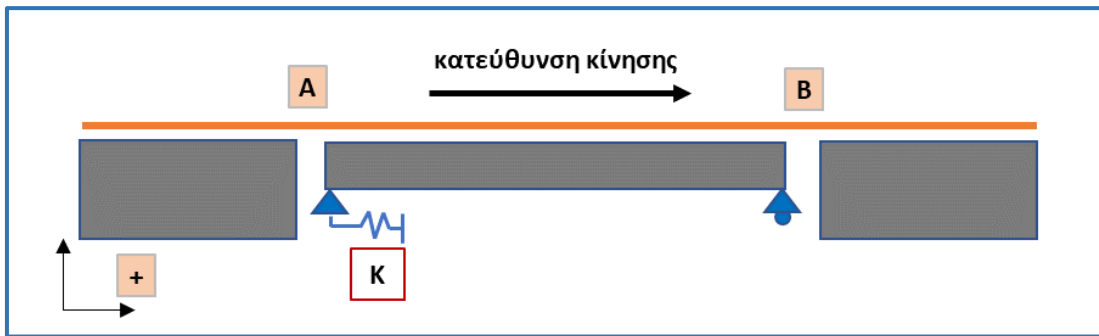


Σχήμα 2.13 Αμφιέριστη γέφυρα – Μετακινήσεις και ένταση λόγω  $\Delta T$

Σύμφωνα με τις εκφράσεις που δόθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο έχουμε:

$$s = \frac{-4aT - \frac{8k}{K} + \sqrt{\left(4aT + \frac{8k}{K}\right)^2 - 4k'' \left(-2LaT - \frac{2Lk}{K}\right)}}{2k''}$$

$$s = 25.20 \text{ m} > L/3 = 20 \text{ m}$$



Σχήμα 2.14 Διαμόρφωση στατικού συστήματος - θέσεις ελέγχου

Η μέγιστη τάση στις σιδηροτροχιές αναπτύσσεται στη θέση B (κινητό άκρο) και έχει τιμή:

$$\sigma_B = \frac{ks}{A} = \frac{0.02 * 25.20}{0.01535} = 32.80 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

Η τάση στη θέση A (σταθερό άκρο) θα είναι:

$$\sigma_A = \frac{k(3s - L)}{A} = \frac{0.02 * (3 * 25.20 - 60)}{0.01535} = 20.30 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

*(Παρατήρηση: Για την περίπτωση μας, δηλαδή για διαστολή του καταστρώματος, η  $\sigma_B$  είναι θλιπτική τάση και η  $\sigma_A$  εφελκυστική.)*

Η μετακίνηση της στήριξης A είναι:

$$\delta_A = (4s - L) \frac{k}{K} = (4 * 25.20 - 60) \frac{0.02}{600} = 0.00136 \text{ m} = 1.36 \text{ mm}$$

**B) ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ**

Η εκτίμηση της επιρροής των φορτίων του συρμού (οριζόντια και κατακόρυφα) στην ένταση των σιδηροτροχιών πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τις μετακινήσεις που προκαλούν στις περιοχές ασυνέχειας (αρμούς) του φορέα. Γίνεται αρχικά παραδοχή για την τιμή της μετακίνησης που προκαλεί η κάθε φόρτιση και στη συνέχεια υπολογίζεται η ένταση στις τροχιές σύμφωνα με τη συμπεριφορά μη-γραμμικού ελατηρίου που αυτές παρουσιάζουν στην περιοχή του αρμού.

**Δεδομένα**

- $k=k_T=20 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση αφόρτιστης σιδηρογραμμής)
- $k=k_E=60 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση φορτισμένης σιδηρογραμμής)
- $F_{πέδηση}=20 \text{ KN/m}$
- $F_{κατ.φορτία}=80 \text{ KN/m}$
- $A=0.01535 \text{ m}^2$  (το εμβαδόν της διατομής των σιδηροτροχιών)
- $E=210 \text{ GPa}$  (μέτρο ελαστικότητας χάλυβα)

Οι υπολογισμοί θα πραγματοποιηθούν για τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων και δυνάμεων πέδησης, αλλά και για την περίπτωση μόνο των δυνάμεων πέδησης

**i) ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΔΥΝΑΜΗ ΠΕΔΗΣΗΣ**

Θεωρώ ότι μεταβολή του πλάτους του αρμού λόγω εφαρμογής των δυνάμεων πέδησης θα είναι:

$$\delta_{πέδηση} = \frac{F_{πέδηση}L}{K} = \frac{20 * 60}{600} = 0.002 \text{ m}$$

δηλαδή, γίνεται η παραδοχή ότι η συνολική δύναμη πέδησης παραλαμβάνεται από τον φορέα της γέφυρας και προκαλεί την οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος.

Για την περίπτωση των κατακόρυφων φορτίων θεωρώ ότι η μεταβολή του πλάτους του αρμού είναι:

$$\delta_{κατ.φορτία} = 8 \text{ mm}$$

δηλαδή, ίση με τη μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια μετακίνηση της άνω πλευράς του καταστρώματος, όπως ορίζεται από τον κανονισμό.

Για τη δεδομένη κατεύθυνση κίνησης του συρμού γίνεται κατανοητό ότι λόγω των οριζόντιων δυνάμεων πέδησης ο αρμός στη θέση Α θα διευρυνθεί, ενώ στη θέση Β θα μειωθεί το πλάτος του. Με παρόμοια λογική φαίνεται ότι η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων θα οδηγήσει στη διεύρυνση των αρμών και στις δύο θέσεις, λόγω της κάμψης του καταστρώματος.

**Θέση Α**

Η ισοδύναμη διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που θα ληφθεί υπόψη είναι ίση με:

$$k = k_T + k_E = 20 + 60 = 80 \text{ KN/m}$$

αφού και οι δύο φορτίσεις αντιστρέφουν την προϋπάρχουσα μετακίνηση λόγω διαστολής του καταστρώματος.

Για συνολική διεύρυνση του αρμού κατά  $\delta_A = 2+8=10 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.01 * 210000 * 0.01535}{0.08}} = 20.10 \text{ m} < \frac{L}{2} = 30 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^A = \frac{k s}{A} = \frac{0.08 * 20.10}{0.01535} = 104.80 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

**Θέση Β**

Η ισοδύναμη διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που θα ληφθεί υπόψη είναι ίση με:

$$k = k_T + k_E = 20 + 60 = 80 \text{ KN/m}$$

για την περίπτωση των κατακόρυφων φορτίων

και:

$$k = k_E - k_T = 60 - 20 = 40 \text{ KN/m}$$

για την περίπτωση της δύναμης πέδησης.

Για μείωση του πλάτους του αρμού κατά  $\delta_{πέδηση}=2 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.002 * 210000 * 0.01535}{0.04}} = 12.70 \text{ m} < \frac{L}{2} = 30 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^{πέδηση} = \frac{k s}{A} = \frac{0.04 * 12.70}{0.01535} = 33.10 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

Για αύξηση του πλάτους του αρμού κατά  $\delta_{κατ.φορτία}=8 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.008 * 210000 * 0.01535}{0.08}} = 17.95 \text{ m} < \frac{L}{2} = 30 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^{κατ.φορτία} = \frac{ks}{A} = \frac{0.08 * 17.95}{0.01535} = 93.60 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

Τελικά, αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές στη θέση Β, λόγω των φορτίων κυκλοφορίας είναι θα είναι:

$$\sigma_{rail}^B = 93.60 - 33.10 = 60.50 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

#### Παρατήρηση

Η τάση που προκύπτει στη θέση Β λόγω των κατακόρυφων φορτίων είναι σημαντικά υπερεκτιμημένη και οδηγεί σε λανθασμένη εκτίμηση της κατάστασης. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η μέθοδος που εφαρμόζεται αγνοεί στοιχεία όπως τη δυσκαμψία της οριζόντιας στήριξης, την πραγματική παραμόρφωση του καταστρώματος λόγω κάμψης και εν τέλει την πραγματική μετακίνηση σε κάθε αρμό. Τα αποτελέσματα είναι πιο αξιόπιστα όσον αφορά την οριζόντια φόρτιση, για αυτό στη συνέχεια πραγματοποιείται ανάλυση μόνο για τη συγκεκριμένη περίπτωση.

#### ii) ΔΥΝΑΜΗ ΠΕΔΗΣΗΣ

##### θέση Α

Η ισοδύναμη διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που θα ληφθεί υπόψη είναι ίση με:

$$k = k_T + k_E = 20 + 60 = 80 \text{ KN/m}$$

αφού η νέα φόρτιση αντιστρέφει την προϋπάρχουσα μετακίνηση λόγω διαστολής του καταστρώματος.



Για διεύρυνση του αρμού κατά  $\delta_{πέδηση} = 2 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.002 * 210000 * 0.01535}{0.08}} = 9.00 \text{ m} < \frac{L}{2} = 30 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^A = \frac{k s}{A} = \frac{0.08 * 9}{0.01535} = 46.90 \text{ (εφελκυστική)}$$

### **Θέση Β**

Η ισοδύναμη διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που θα ληφθεί υπόψη είναι ίση με:

$$k = k_E - k_T = 60 - 20 = 40 \text{ KN/m}$$

αφού η νέα φόρτιση προκαλεί μετακίνηση που έχει την ίδια φορά με την προϋπάρχουσα.

Για μείωση του πλάτους του αρμού κατά  $\delta_{πέδηση} = 2 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.002 * 210000 * 0.01535}{0.04}} = 12.70 \text{ m} < \frac{L}{2} = 30 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^B = \frac{k s}{A} = \frac{0.04 * 12.70}{0.01535} = 33.10 \text{ (θλιπτική)}$$

**Γ) ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

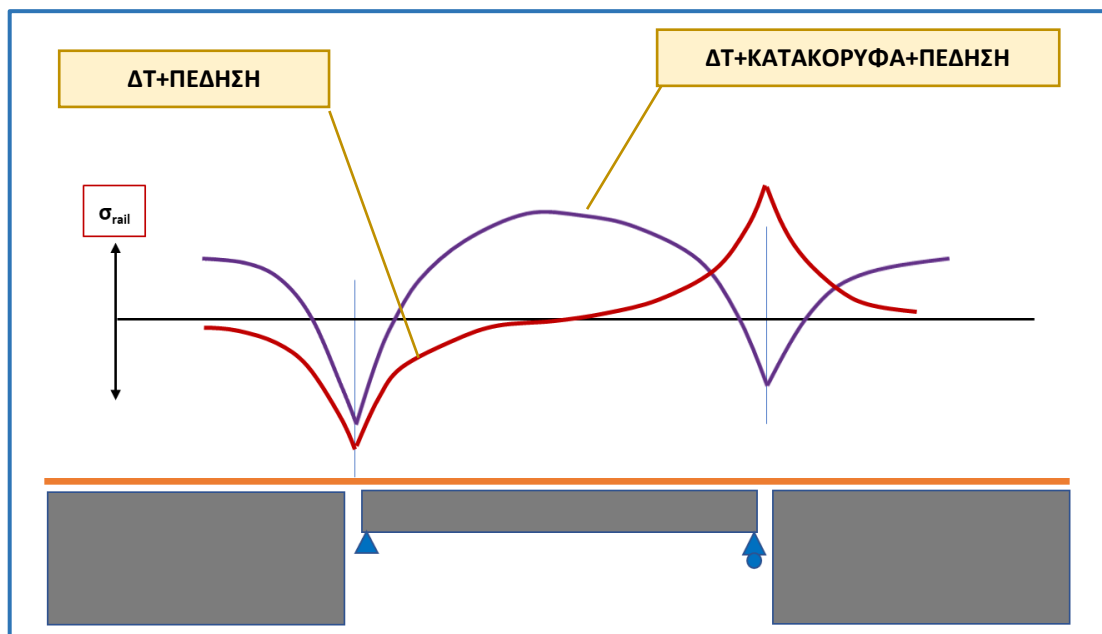
Τα αποτελέσματα και για τις δύο περιπτώσεις φορτίσεων συνοψίζονται στους παρακάτω πίνακες:

**ΔΤ + ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΠΕΔΗΣΗ**

	$\sigma_{rail}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
ΔΤ (+35)	+20.30	-32.80
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ + ΠΕΔΗΣΗ	+104.80	+60.50
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+125.10</b>	<b>+27.70</b>

**ΔΤ + ΠΕΔΗΣΗ**

	$\sigma_{rail}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
ΔΤ (+35)	+20.30	-32.80
ΠΕΔΗΣΗ	+46.90	-33.10
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+67.20</b>	<b>-65.90</b>

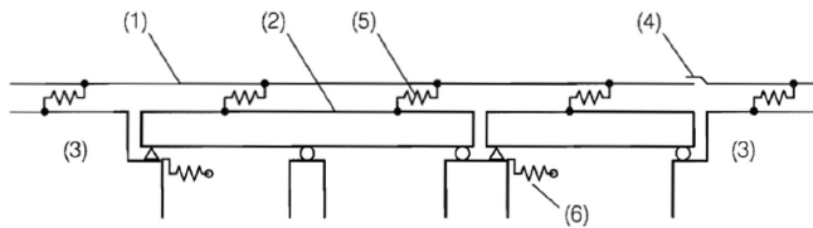


Σχήμα 2.15 Προβλεπόμενη ένταση για τις δύο περιπτώσεις συνολικής φόρτισης

## 2.2.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (SOFISTIK)

### A) ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Η λεπτομερέστερη μελέτη της αλληλεπίδρασης γέφυρας-σιδηρογραμμής απαιτεί τη χρήση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων το οποίο θα περιλαμβάνει, εκτός από τον υπο εξέταση φορέα, σημαντικό τμήμα των παρακείμενων κατασκευών από τις οποίες διέρχεται η συνεχής σιδηρογραμμή.



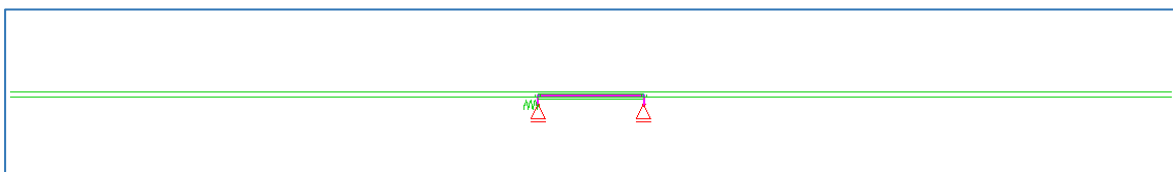
Όπου

- (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

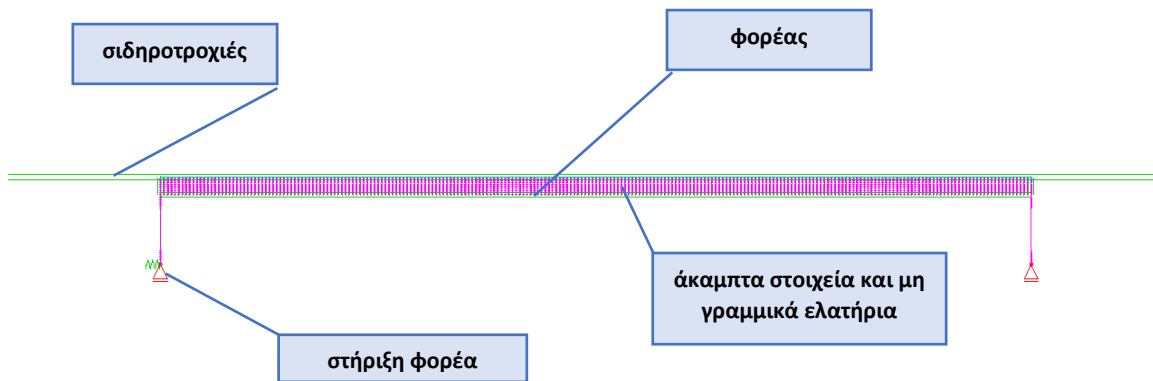
Σχήμα 2.16 Τυπική διαμόρφωση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για την μελέτη της αλληλεπίδρασης

Το κατάστρωμα της γέφυρας και οι σιδηροτροχιές προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, ενώ η σύνδεσή τους πραγματοποιείται με άκαμπτα στοιχεία και μη-γραμμικά στοιχεία ελατηρίου, τα οποία έχουν κατάλληλη δυσκαμψία ανάλογα με την τοποθέτηση των σιδηροτροχιών σε ερματισμένο ή όχι κατάστρωμα.

Με βάση τα παραπάνω μορφώθηκε το παρακάτω προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων:



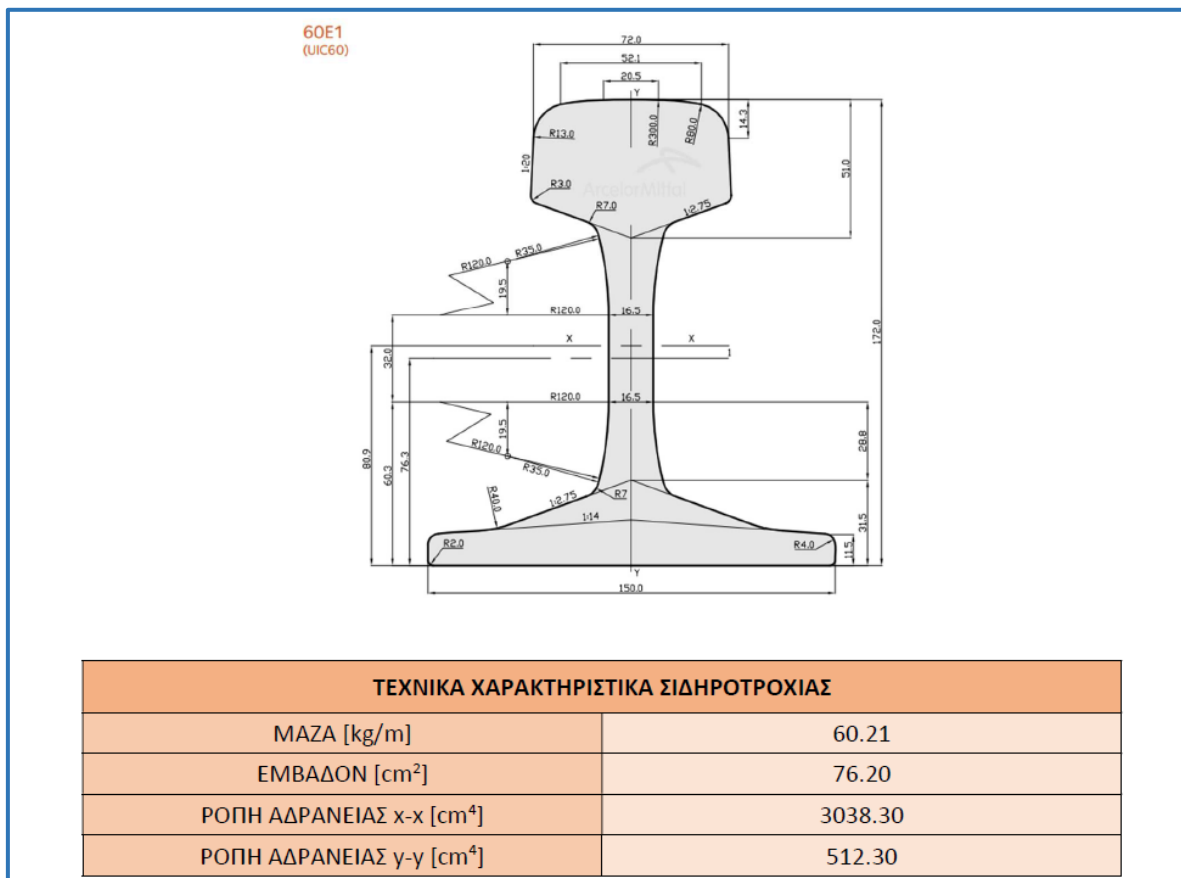
Σχήμα 2.17 Προσομοίωμα της εξεταζόμενης περίπτωσης



Σχήμα 2.18 Λεπτομέρεια προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων

Το προσομοίωμα περιλαμβάνει τον φορέα και την σιδηρογραμμή που εδράζεται σε αυτόν και επιπλέον τμήμα 300 m εκατέρωθεν του καταστρώματος, όπου η σιδηρογραμμή θεωρείται ότι εδράζεται σε επίχωμα.

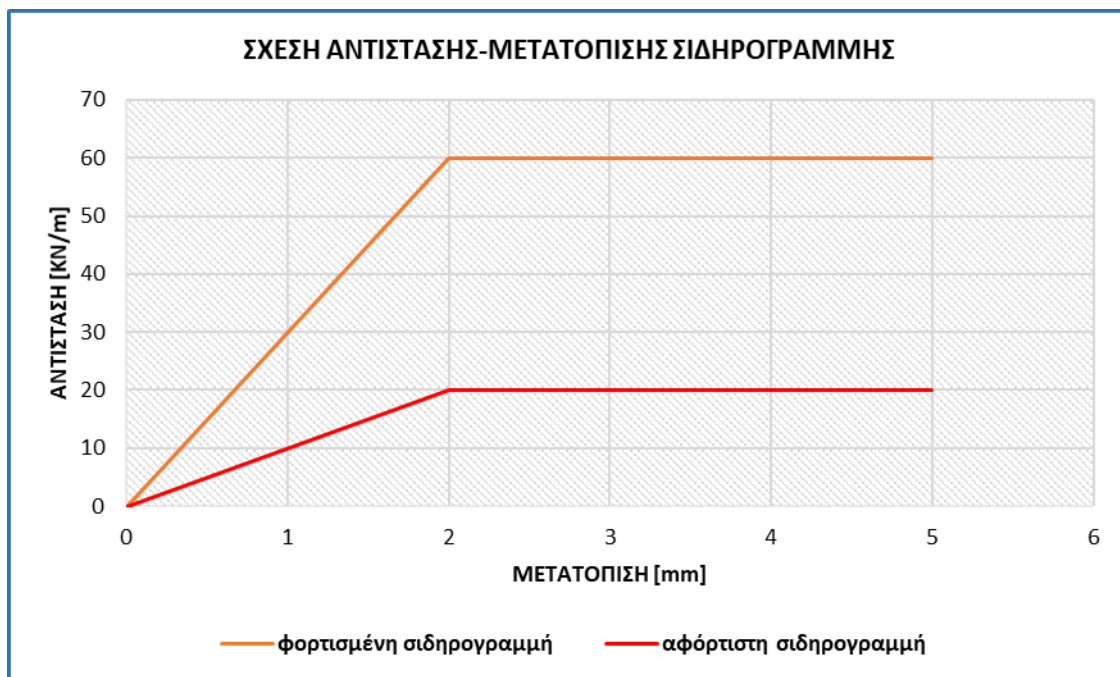
Η σιδηροτροχιά που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις είναι τύπου UIC 60E1 με τα χαρακτηριστικά που δίνονται παρακάτω:



Σχήμα 2.19 Χαρακτηριστικά σιδηροτροχιάς UIC 60E1

Για τη δέσμευση των σχετικών μετακινήσεων της γέφυρας και της σιδηρογραμμής σε όλες τις διευθύνσεις εκτός της διαμήκους χρησιμοποιούνται άκαμπτοι σύνδεσμοι μεταξύ των δύο στοιχείων. Η προσομοίωση της συμπεριφοράς της σιδηρογραμμής σε διαμήκεις μετακινήσεις γίνεται με στοιχεία ελατηρίου μη γραμμικού νόμου συμπεριφοράς.

Η δυσκαμψία των ελατηρίων που έχει εισαχθεί στο προσομοίωμα λαμβάνεται από το UIC774-3R και το EN 1991-2 και ακολουθεί το παρακάτω διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης (ανά μονάδα μήκους)-μετατόπισης:



Σχήμα 2.20 Προσομοίωση της σύνδεσης καταστρώματος - σιδηρογραμμής

## **B) ΑΝΑΛΥΣΗ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**

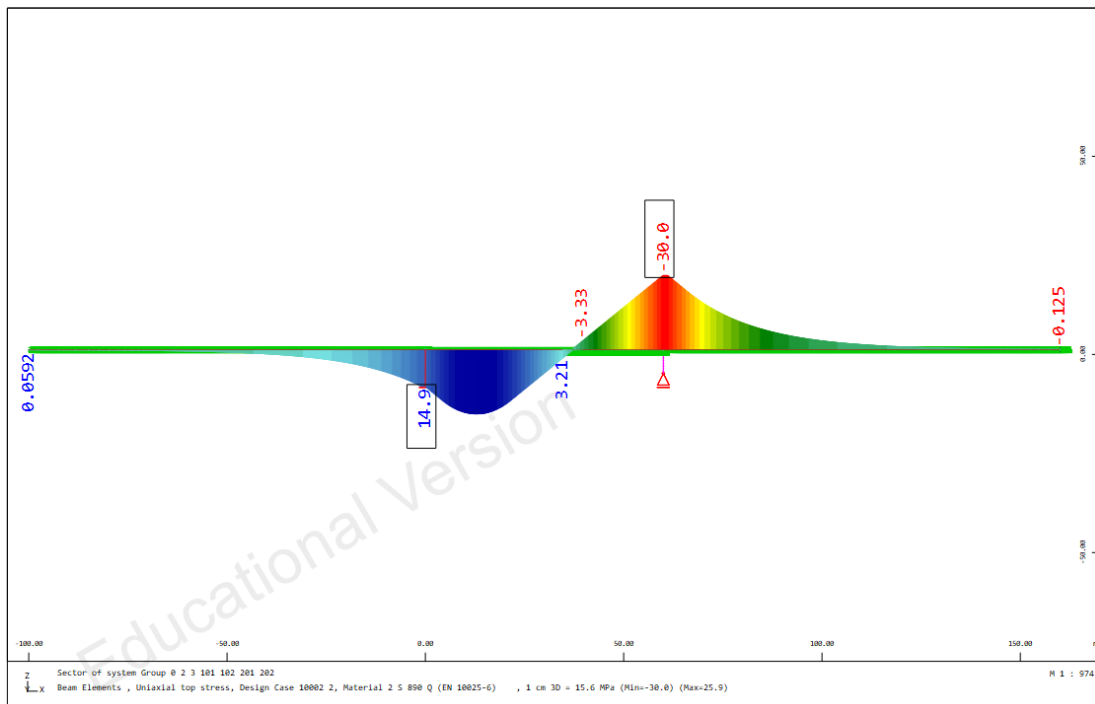
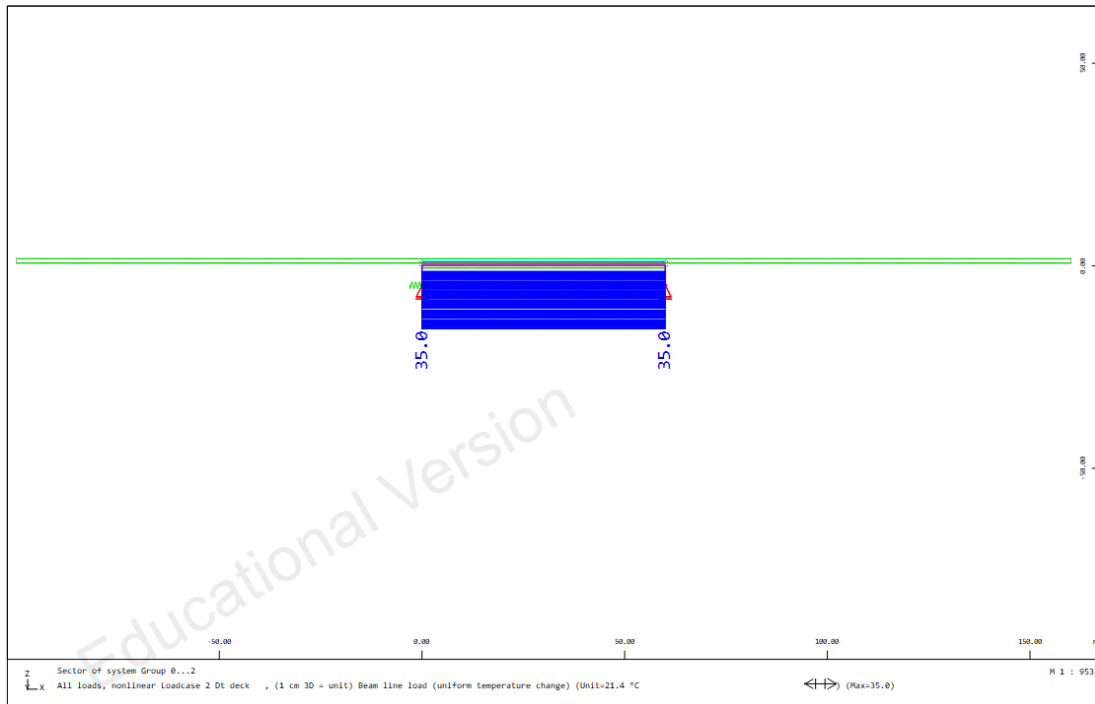
Στο προσομοίωμα εφαρμόστηκαν η ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή ( $\Delta T$ ) του καταστρώματος και τα φορτία του συρμού. Η ανάλυση για τις μακροχρόνιες δράσεις (δηλαδή τις μεταβολές θερμοκρασίας) έγινε λαμβάνοντας υπόψη την αντίσταση της αφόρτιστης σιδηρογραμμής, ενώ για τα φορτία κυκλοφορίας (βραχυχρόνιες δράσεις) αυτή της φορτισμένης. Λόγω της μη γραμμικής φύσης της σύνδεσης σιδηρογραμμής-καταστρώματος πραγματοποιείται ανάλυση η οποία λαμβάνει υπόψη τη χρονική αλληλουχία των φορτίσεων. Δηλαδή, γίνεται η θεώρηση ότι η θερμοκρασιακή δράση επιβάλλεται πρώτη και έπειτα, με αρχική εντατική κατάσταση του συστήματος αυτή που προκύπτει από τη φόρτιση αυτή, επιβάλλονται οι δράσεις κυκλοφορίας.

Εξάγονται αποτελέσματα για τον συνδυασμό:

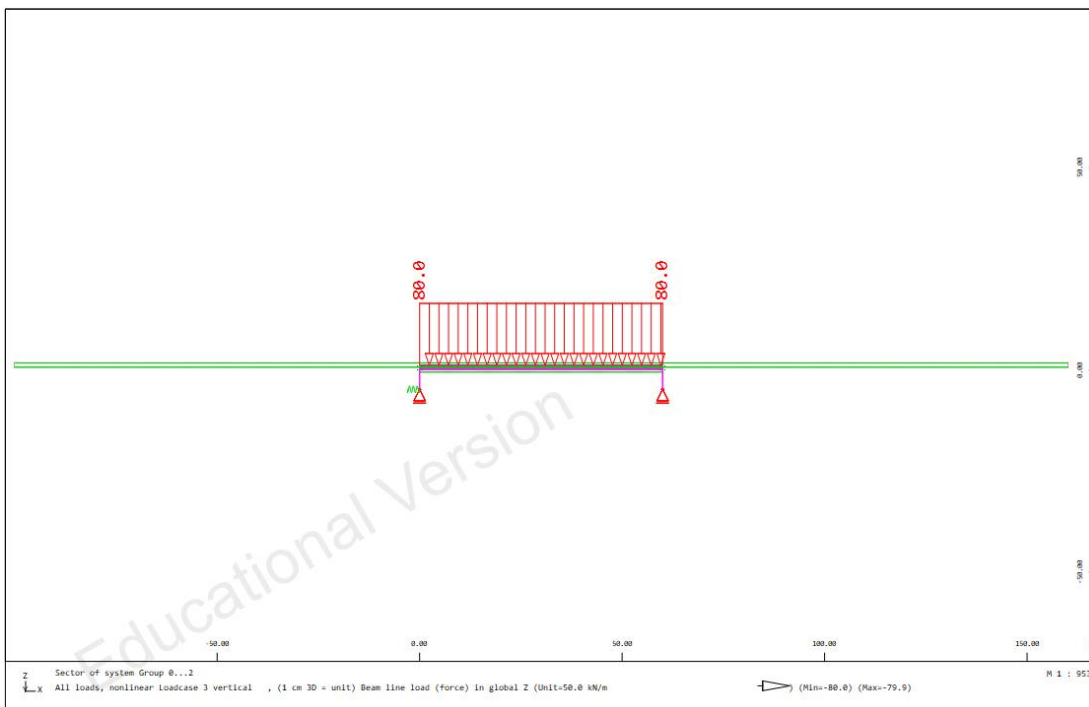
$$\Delta T + F_{πέδηση} + F_{κατ.φορτία}$$

Ωστόσο για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία και αυτών που προκύπτουν από τις προσεγγιστικές μεθόδους, δίνονται εκτός από τα αποτελέσματα της συνολικής ανάλυσης και αυτά για κάθε δράση χωριστά.

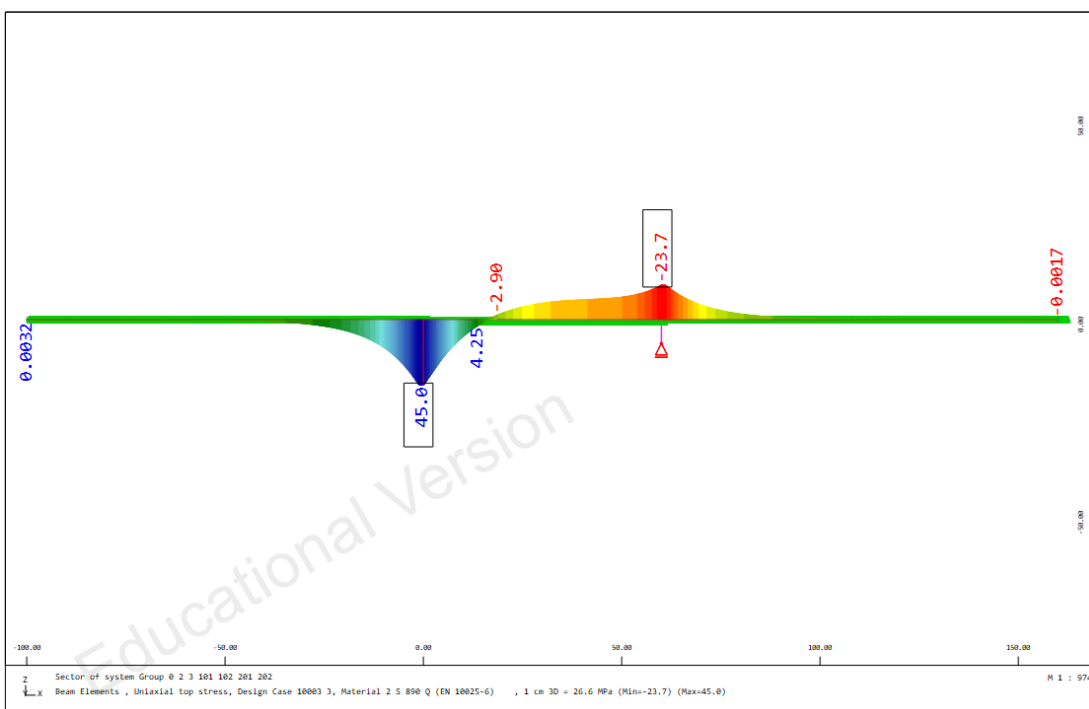
- **ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή καταστρώματος ( $\Delta T=+35^{\circ}\text{C}$ )**



- **κατακόρυφο φορτίο συρμού ( $F_{\text{κατ.φορτία}} = 80 \text{ KN/m}$ )**

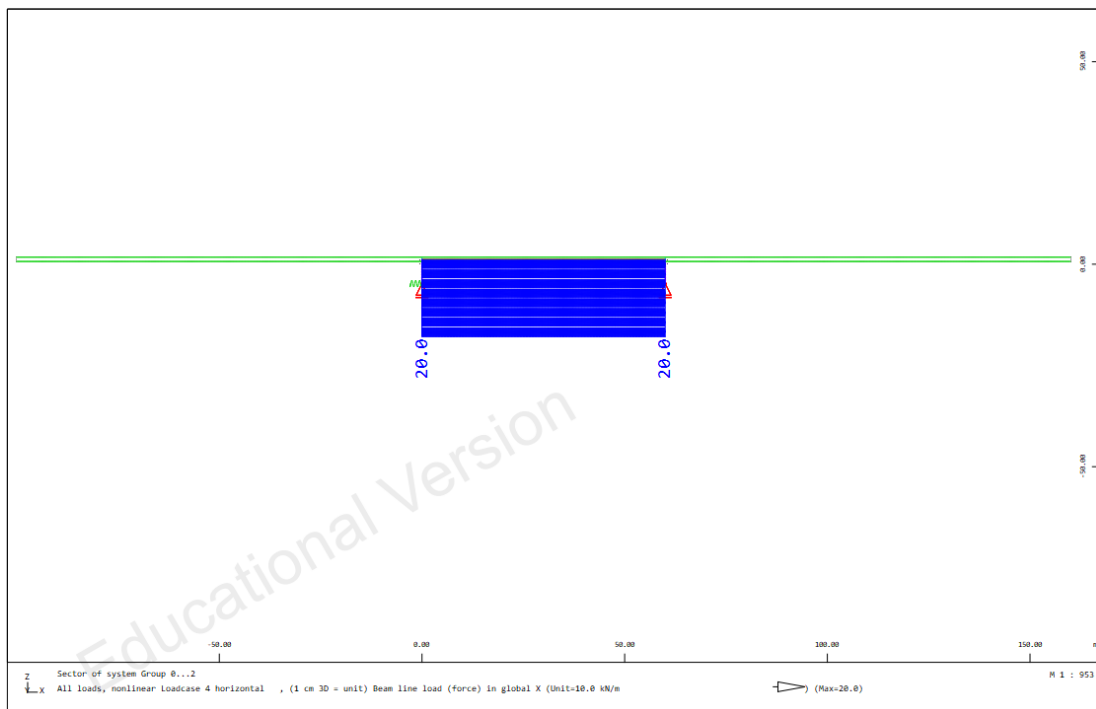


Σχήμα 2.23 Κατακόρυφο φορτίο συρμού (80 KN/m)

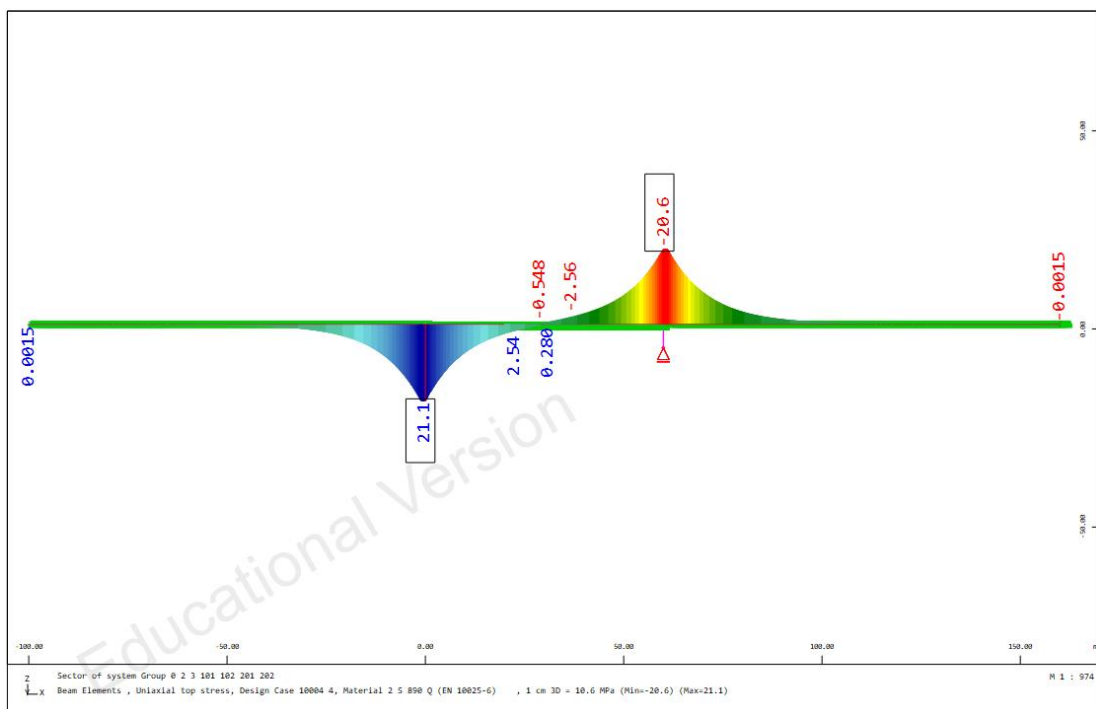


Σχήμα 2.24 Τάσεις σιδηροτροχιών λόγω κατακόρυφου φορτίου συρμού

- **οριζόντια δύναμη πέδησης ( $F_{πέδηση} = 20 \text{ KN/m}$ )**



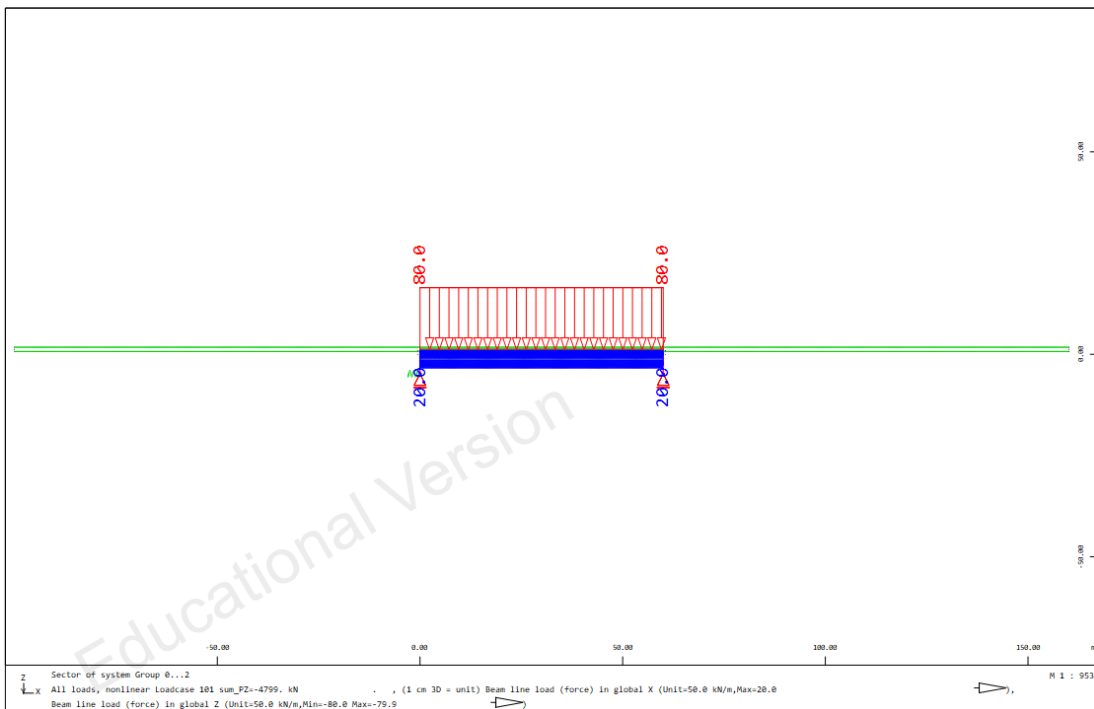
Σχήμα 2.25 Οριζόντια δύναμη πέδησης (20 KN/m)



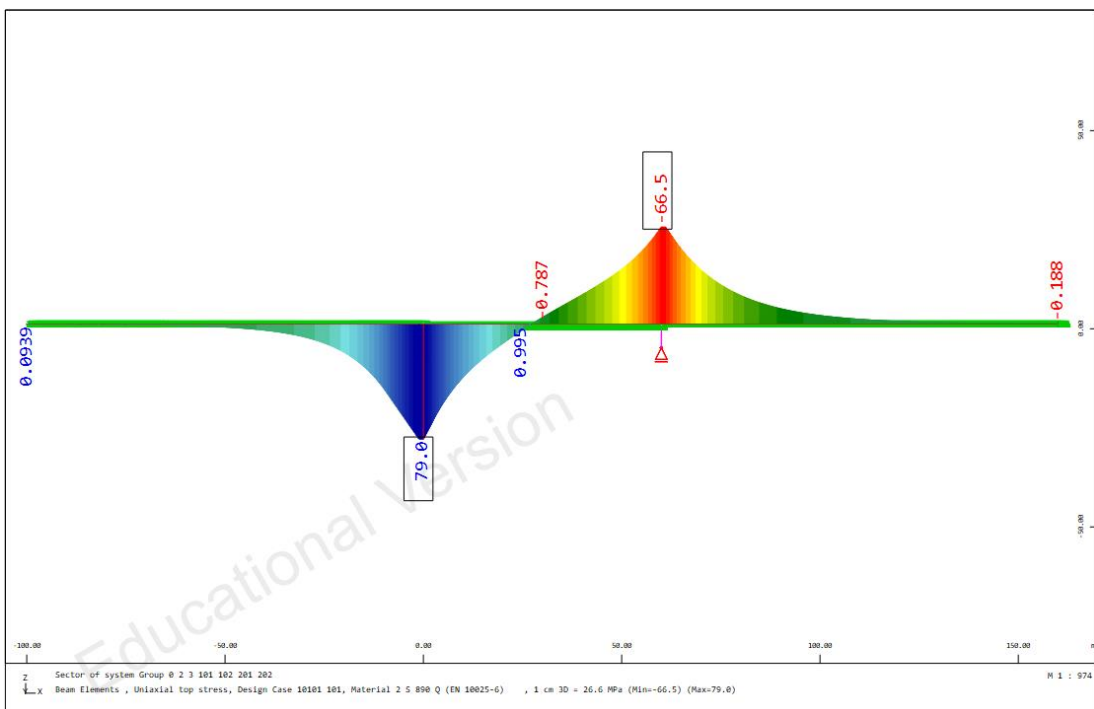
Σχήμα 2.26 Τάσεις σιδηροτροχιών λόγω οριζόντιας δύναμης πέδησης



- πλήρης ανάλυση ( $\Delta T$  +  $F_{\text{πέδηση}}$  +  $F_{\text{κατ.φορτία}}$ )

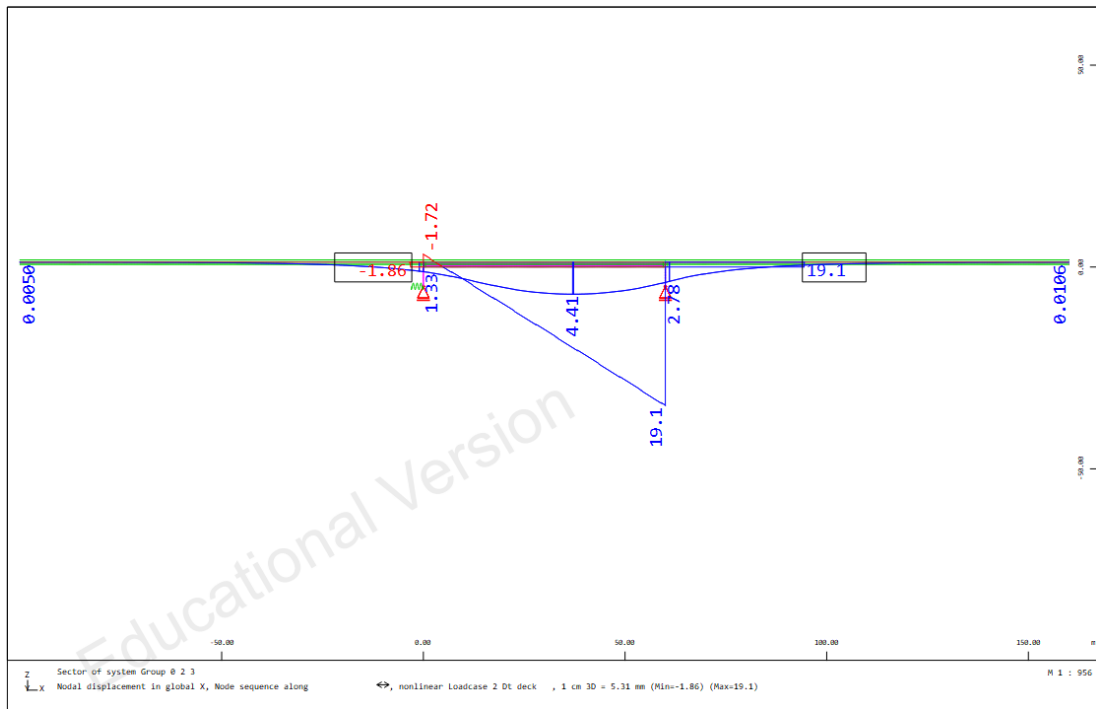


Σχήμα 2.27 Συνδυασμός  $\Delta T$  + κατακόρυφα φορτία + δύναμη πέδησης

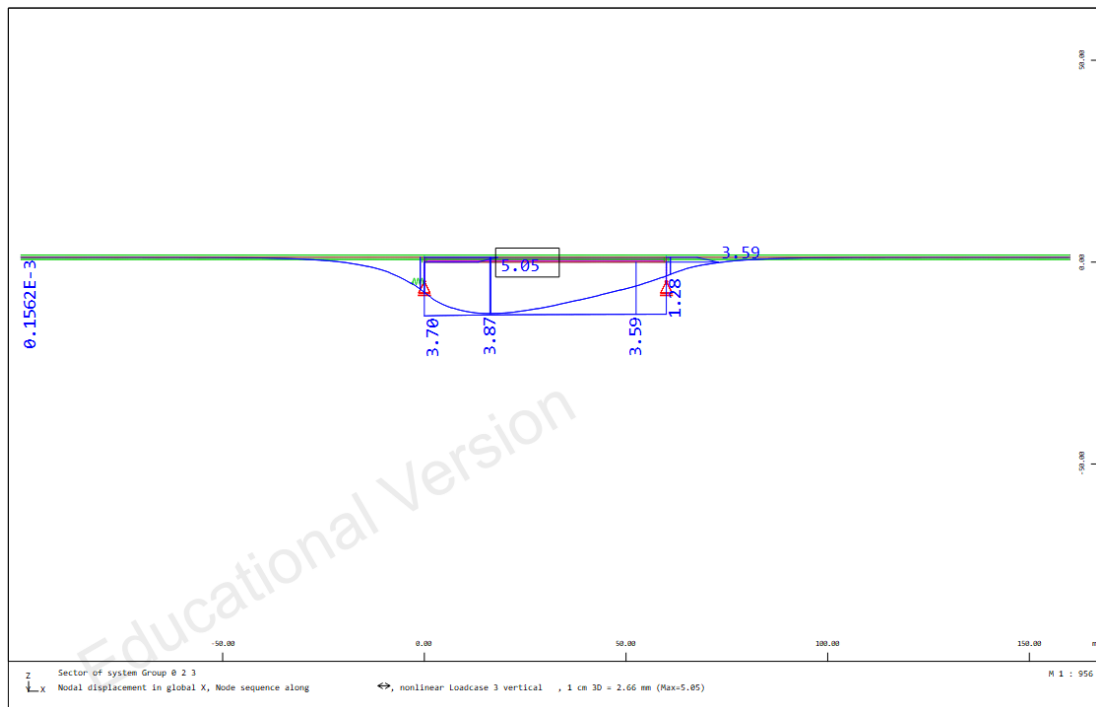


Σχήμα 2.28 Τάσεις σιδηροτροχιών για τον συνδυασμό [ $\Delta T$  + κατακόρυφα φορτία + δύναμη πέδησης]

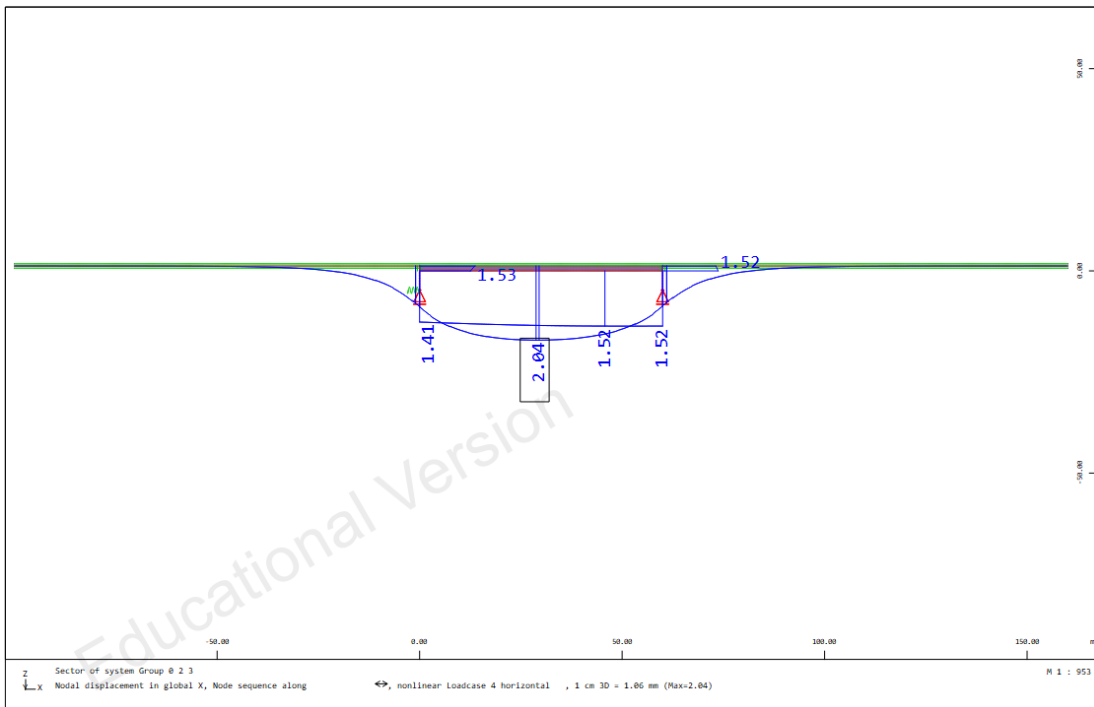
**ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΩΝ**



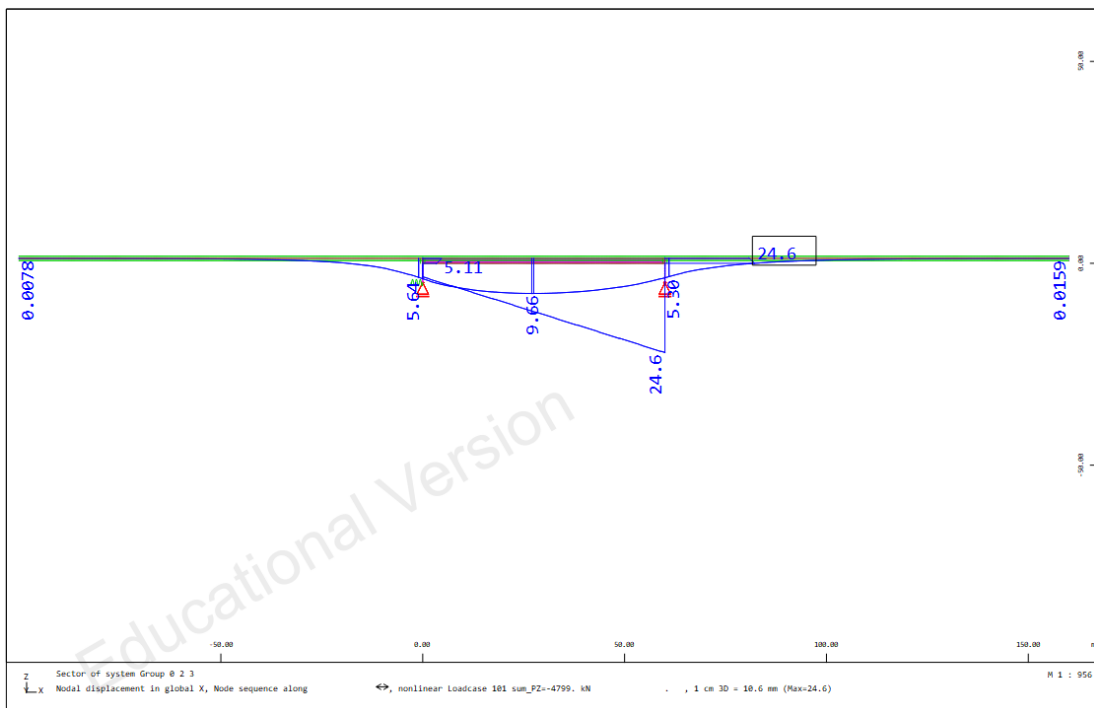
Σχήμα 2.29 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω  $\Delta T$



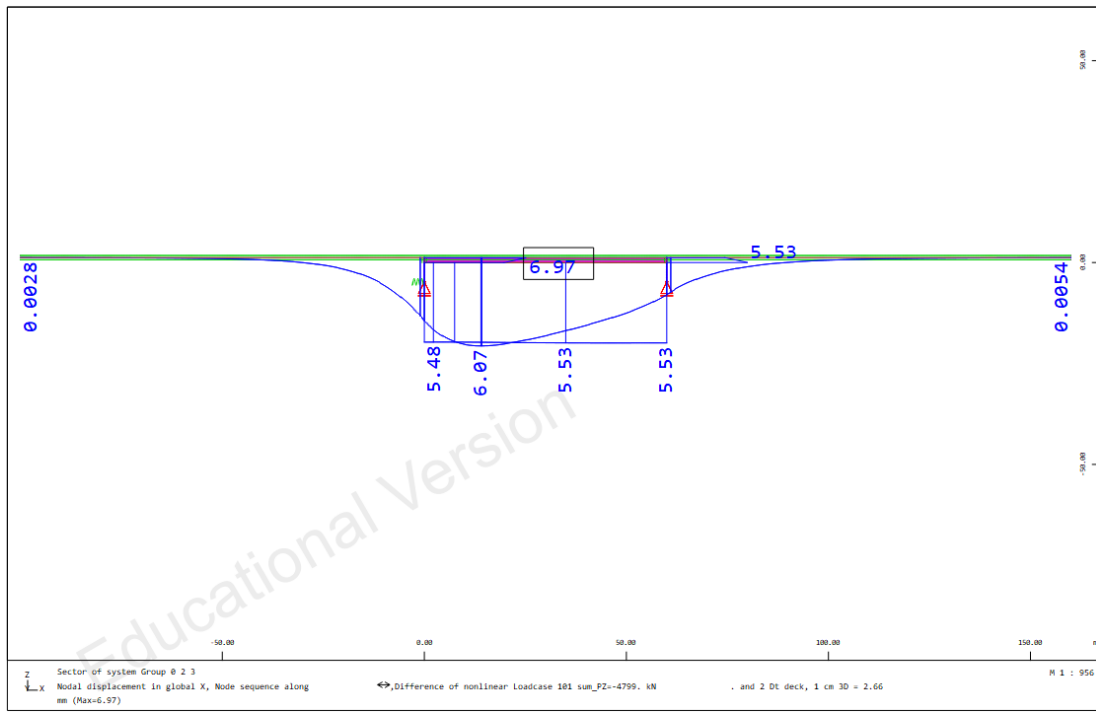
Σχήμα 2.30 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω κατακόρυφων φορτίων ( $F_{κατ.φορτία}$ )



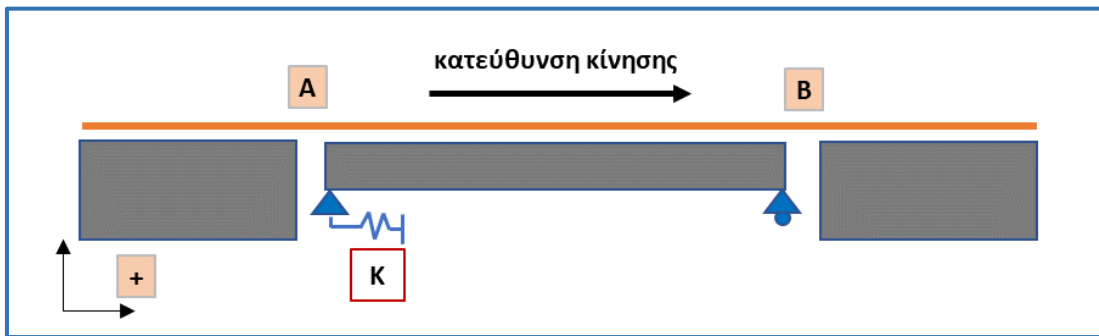
Σχήμα 2.31 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω οριζόντιων δυνάμεων πέδησης ( $F_{πέδηση}$ )



Σχήμα 2.32 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής για τον συνδυασμό δράσεων ( $\Delta T + F_{πέδηση} + F_{κατ.φορτία}$ )



Σχήμα 2.33 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω των φορτίων κυκλοφορίας ( $F_{πέδηση} + F_{κατ.φορτία}$ )



**ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗ**

	$\sigma_{\text{rail}}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
$\Delta T (+35)$	+14.90	-30.00
$\Delta T + F_{\text{πέδηση}} + F_{\text{κατ.φορτία}}$	<b>+79.00</b>	<b>-66.50</b>

**Σημείωση**

Εάν είχε πραγματοποιηθεί μη γραμμική ανάλυση για κάθε δράση χωριστά και έπειτα επαλληλία αυτών των αποτελεσμάτων θα είχαμε:

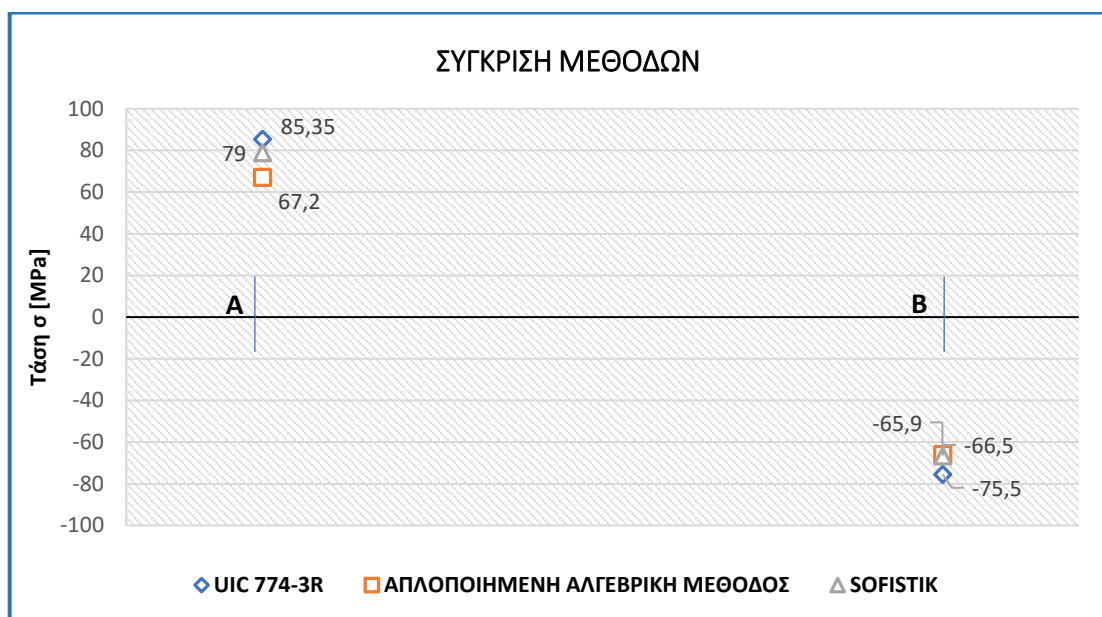
	$\sigma_{\text{rail}}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
$\Delta T (+35)$	+14.90	-30.00
ΠΕΔΗΣΗ	+21.10	-20.60
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΡΜΟΥ	+45.00	-23.70
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+81.00</b>	<b>-74.30</b>

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση αυτή προκύπτουν ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα από ότι με την ανάλυση που λαμβάνει υπόψη την αλληλουχία των φορτίσεων.

### 2.2.5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις παραπάνω αναλύσεις:

	$\sigma_{rail}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
<b>ΜΕΘΟΔΟΣ UIC 774-3R</b>	<b>+85.35</b>	<b>-75.50</b>
<b>ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ</b>	<b>+67.20</b>	<b>-65.90</b>
<b>ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (SOFISTIK)</b>	<b>+79.00</b>	<b>-66.50</b>



Σχήμα 2.34 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Από τη σύγκριση των παραπάνω αποτελεσμάτων γίνεται φανερό ότι οι προσεγγιστικές μέθοδοι που εφαρμόστηκαν ανταποκρίνονται ικανοποιητικά στην πραγματική κατάσταση, όπως προκύπτει από τις αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία. Πιο συγκεκριμένα η μέθοδος των διαγραμμάτων που προτείνεται από το UIC 774-3R δίνει ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα (της τάξης του 10%), ενώ η αλγεβρική μέθοδος που αναπτύσσεται στο πρώτο κεφάλαιο υποεκτιμά την αναπτυσσόμενη ένταση, κυρίως του σταθερού άκρου του καταστρώματος.

### 2.2.6 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Στην παράγραφο αυτή θα εξεταστούν κάποιες βασικές παράμετροι που επηρεάζουν την αλληλεπίδραση γέφυρας και σιδηρογραμμής.

- **ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή καταστρώματος ( $\Delta T$ )**

Όπως έχει αναφερθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο η δράση αυτή δεν έχει σημαντική επιρροή στο τελικό αποτέλεσμα. Οι συνήθεις τιμές της  $\Delta T$  που χρησιμοποιούνται στη μελέτη του έργου είναι επαρκώς μεγάλες για να οδηγήσουν στην ανάπτυξη της μέγιστης έντασης στις σιδηροτροχιές.

Σύμφωνα με τις αλγεβρικές σχέσεις που δόθηκαν στο πρώτο κεφάλαιο η τιμή της  $\Delta T$  για την οποία έχουμε οριακά ανάπτυξη της μέγιστης έντασης στις σιδηροτροχιές είναι (προκύπτει με επαναληπτική διαδικασία):

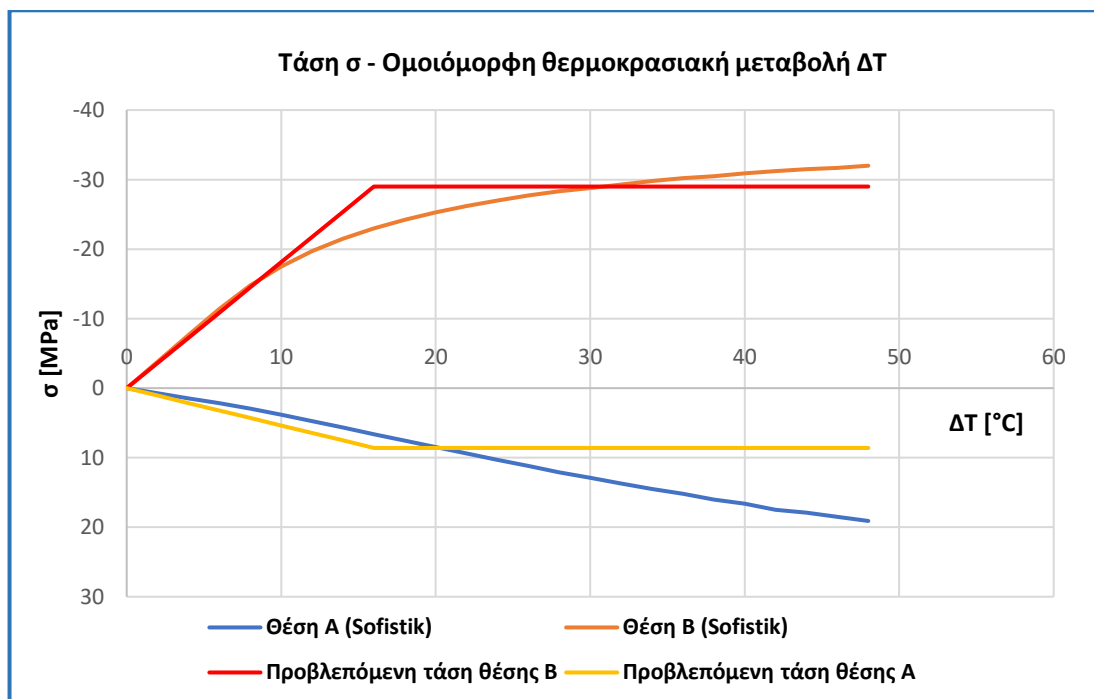
$$\Delta T_T = 15.70 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_T = 15.70 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow s = 22.20\text{m}$$

Οι μέγιστες τάσεις είναι:

$$\sigma_B = 29.00 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

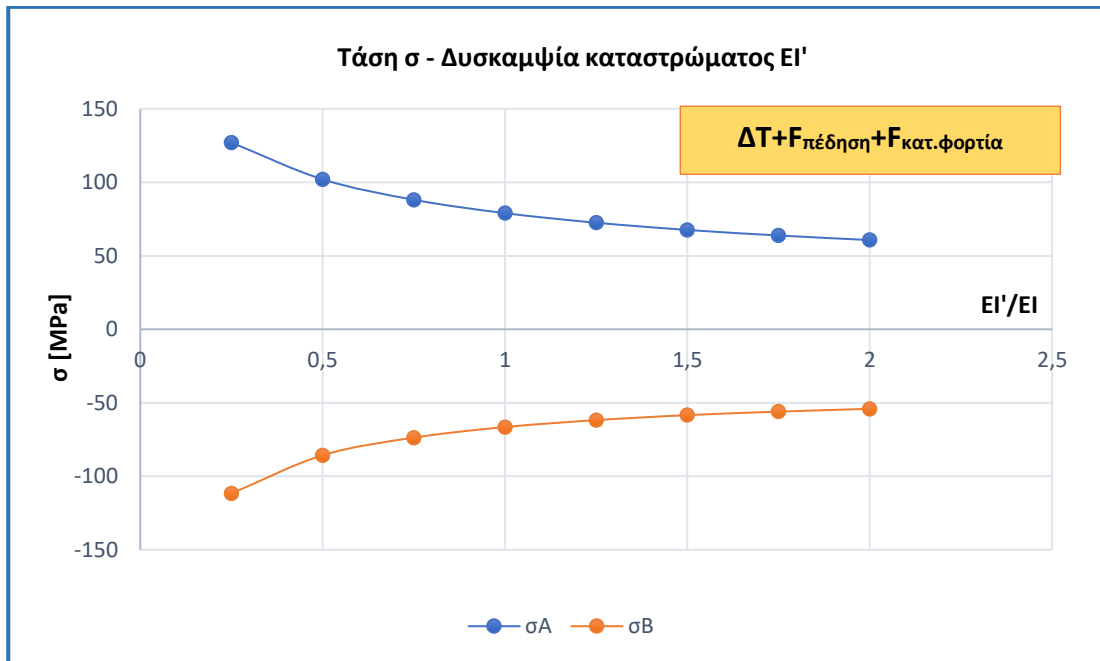
$$\sigma_A = 9.00 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$



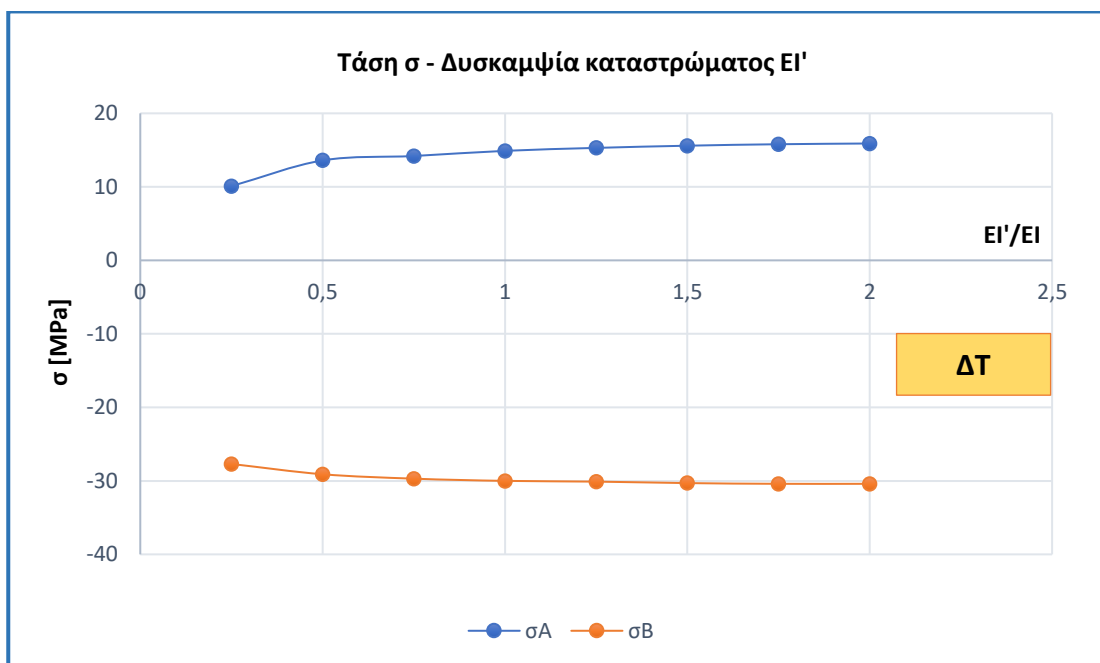
Σχήμα 2.35 Επιρροή  $\Delta T$  στην τελική ένταση των σιδηροτροχιών

Στο διάγραμμα γίνεται σύγκριση των παραπάνω εκτιμώμενων τιμών με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Όσον αφορά το κινητό άκρο παρατηρούμε ότι η παραδοχή για περιοχή σταθερής μέγιστης έντασης είναι ικανοποιητική, ενώ δεν ισχύει το ίδιο για το σταθερό άκρο όπου παρατηρείται σημαντική μεταβολή της έντασης για όλο το εύρος τιμών της  $\Delta T$ .

- επιρροή της δυσκαμψίας (EI) του καταστρώματος στην ένταση των σιδηροτροχιών

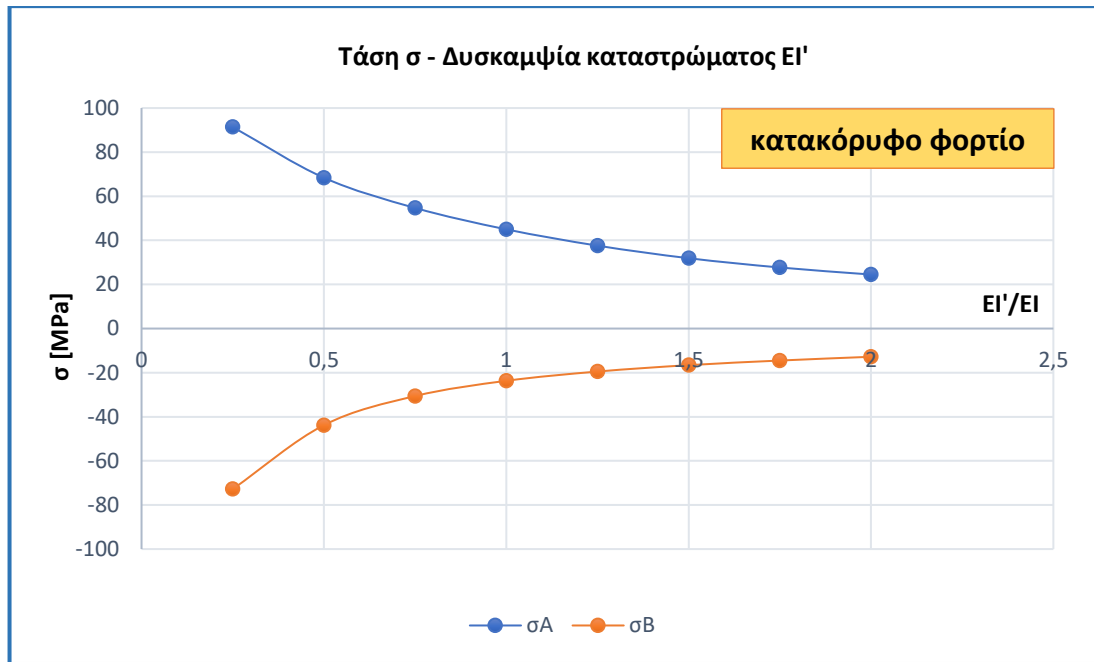


Σχήμα 2.36 Επιρροή EI στη συνολική ένταση

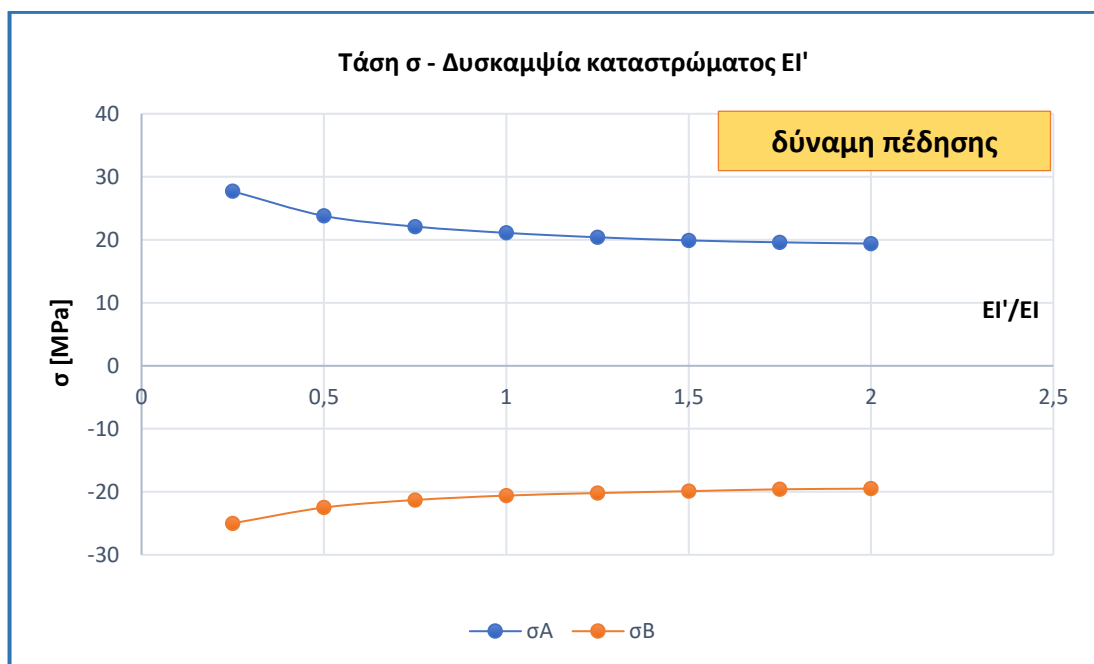


Σχήμα 2.37 Επιρροή EI στην ένταση λόγω  $\Delta T$





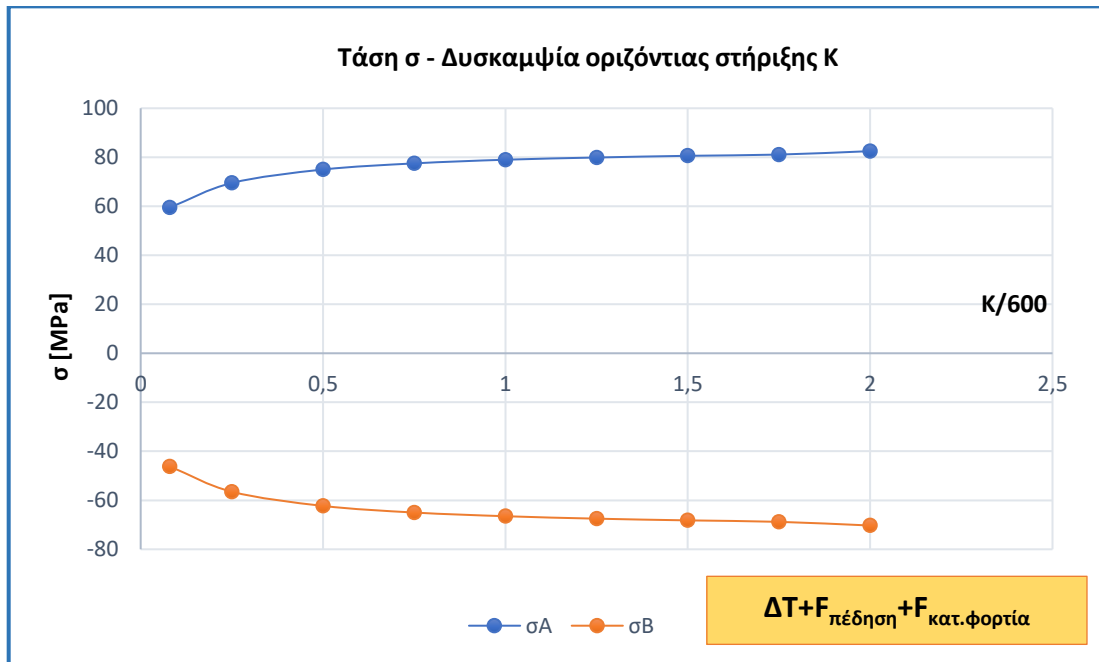
Σχήμα 2.38 Επιρροή  $EI$  στην ένταση λόγω κατακόρυφων φορτίων (κάμψη καταστρώματος)



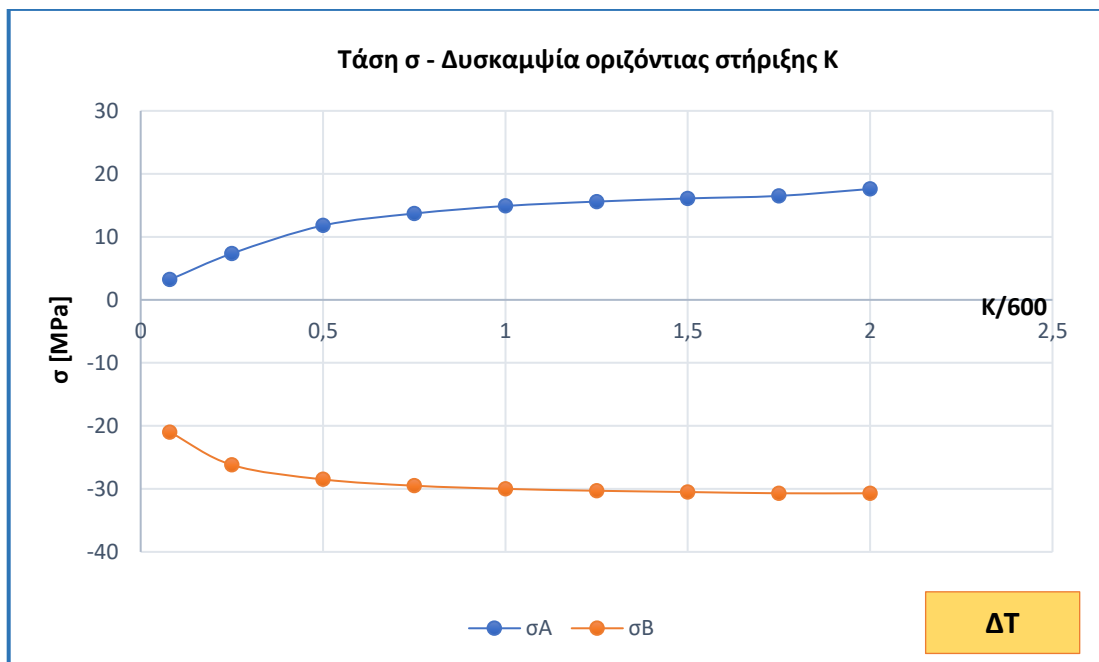
Σχήμα 2.39 Επιρροή  $EI$  στην ένταση λόγω οριζόντιων δυνάμεων πέδησης

Από τα παραπάνω διαγράμματα  $\sigma$ - $(EI'/EI)$  γίνεται φανερό ότι η καμπτική δυσκαμψία του καταστρώματος της γέφυρας καθορίζει τις μέγιστες τιμές των τάσεων των σιδηροτροχιών και κυρίως το μέρος αυτό που οφείλεται στη δράση του κατακόρυφου φορτίου συρμού. Παρατηρούμε ότι όσο πιο δύσκαμπτο γίνεται το κατάστρωμα, τόσο η επιρροή των κατακόρυφων φορτίων στην ένταση της σιδηρογραμμής μειώνεται και αυτό διότι περιορίζονται οι αυξομειώσεις του πλάτους της περιοχής ασυνέχειας που οφείλονται στη στροφή της διατομής. Η επιρροή της τιμής του  $EI$  είναι μικρή για τις περιπτώσεις των θερμοκρασιακών δράσεων και των οριζόντιων δυνάμεων κυκλοφορίας.

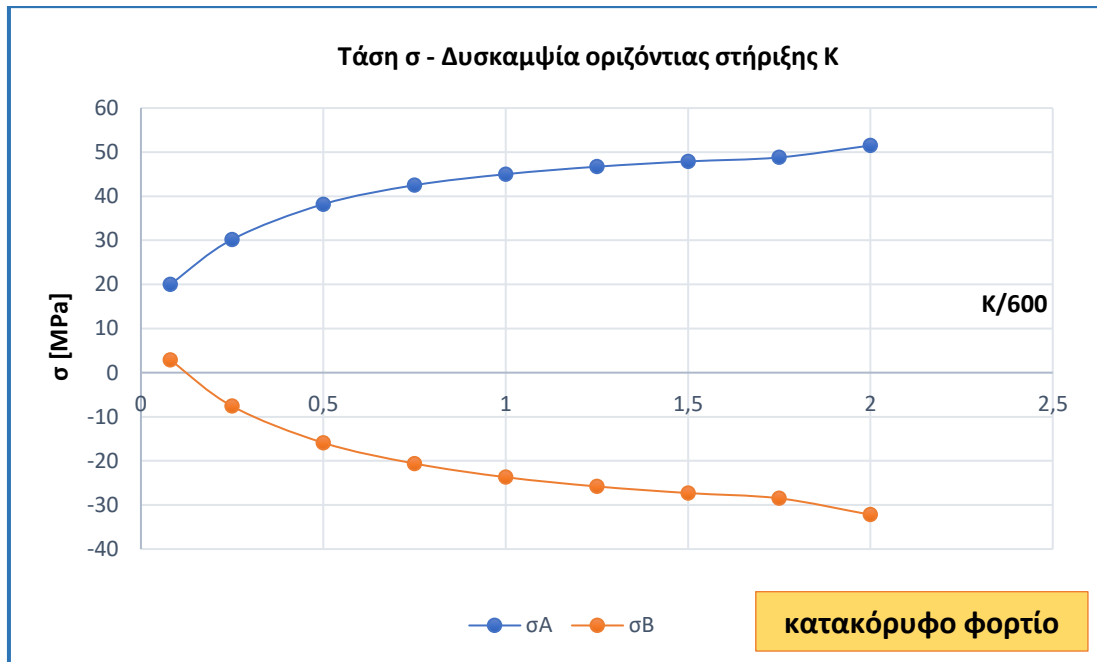
- επιρροή της οριζόντιας δυσκαμψίας (K) της σταθερής στήριξης



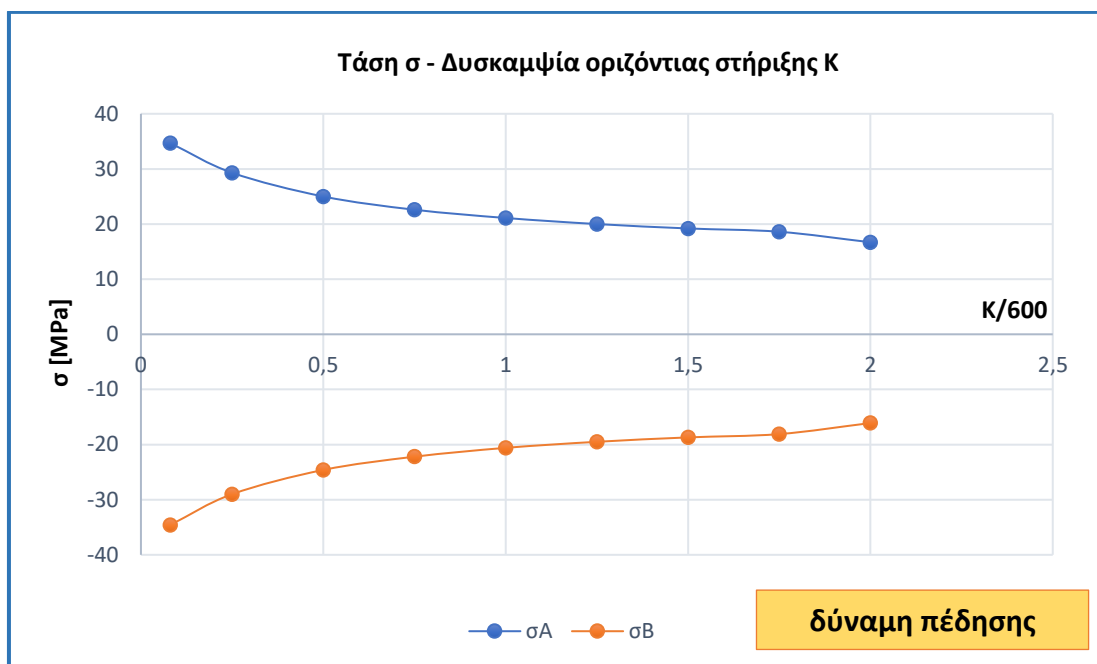
Σχήμα 2.40 Επιρροή K στη συνολική ένταση



Σχήμα 2.41 Επιρροή K στην ένταση λόγω ΔT



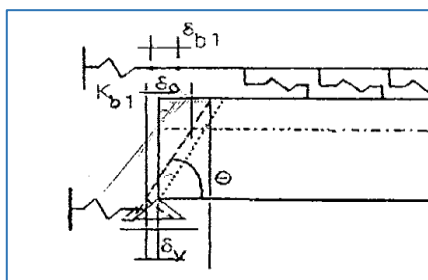
Σχήμα 2.42 Επιρροή K στην ένταση λόγω κατακόρυφων φορτίων (κάμψη καταστρώματος)



Σχήμα 2.43 Επιρροή K στην ένταση λόγω οριζόντιων δυνάμεων πέδησης

Στα παραπάνω διαγράμματα παρουσιάζεται η επιρροή της δυσκαμψίας K της οριζόντιας στήριξης του καταστρώματος στην εντατική κατάσταση των σιδηροτροχιών. Αρχικά, παρατηρούμε ότι στη συνολική ένταση λόγω  $\Delta T$  και δράσεων κυκλοφορίας η επιρροή αυτή δεν είναι σημαντική. Εξετάζοντας, έπειτα, κάθε δράση χωριστά βλέπουμε ότι για τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας μείωση του K συνεπάγεται μείωση της έντασης των σιδηροτροχιών, ενώ το αντίθετο συμβαίνει για την περίπτωση των οριζόντιων δυνάμεων πέδησης.

Η δυσκαμψία  $K$  της στήριξης καθορίζει το μέγεθος της οριζόντιας υποχώρησης της λόγω φόρτισης του καταστρώματος. Στην περίπτωση αυξομείωσης του πλάτους του αρμού, που προκύπτει από την κάμψη του φορέα (κατακόρυφα φορτία), η υποχώρηση αυτή αναιρεί κατά ένα μέρος την οριζόντια μετακίνηση της άνω επιφάνειας του καταστρώματος – άρα την μεταβολή του πλάτους του αρμού – και επομένως περιορίζει την ένταση που αναπτύσσεται στις σιδηροτροχιές. Όσο μεγαλύτερη είναι αυτή η υποχώρηση της στήριξης (μικρή τιμή  $K$ ) τόσο περιορίζεται η αναπτυσσόμενη ένταση. Με την ίδια λογική η δυσκαμψία  $K$  καθορίζει την οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος μετά την επιβολή των οριζόντιων δυνάμεων πέδησης. Μεγάλη τιμή της  $K$  σημαίνει μικρή οριζόντια κίνηση ( $\delta = F/K$ ), επομένως μικρή ένταση στις σιδηροτροχιές.

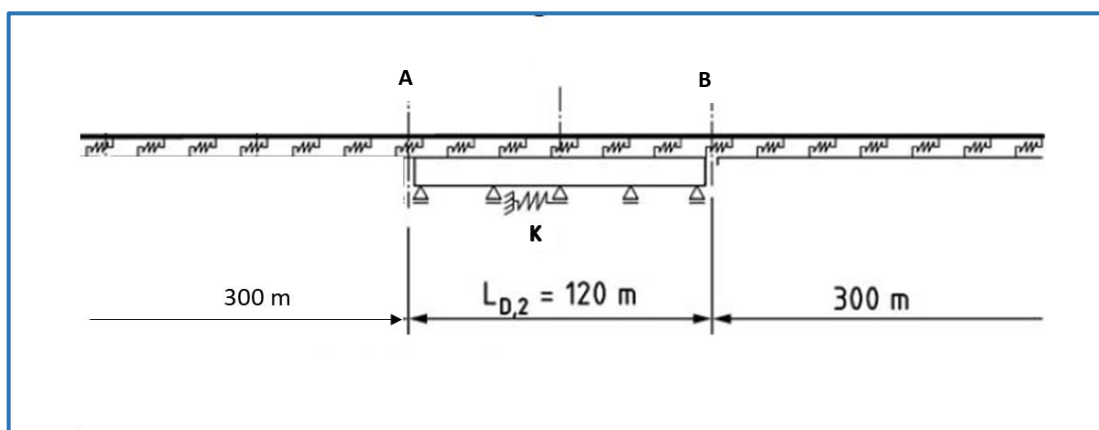


Σχήμα 2.44

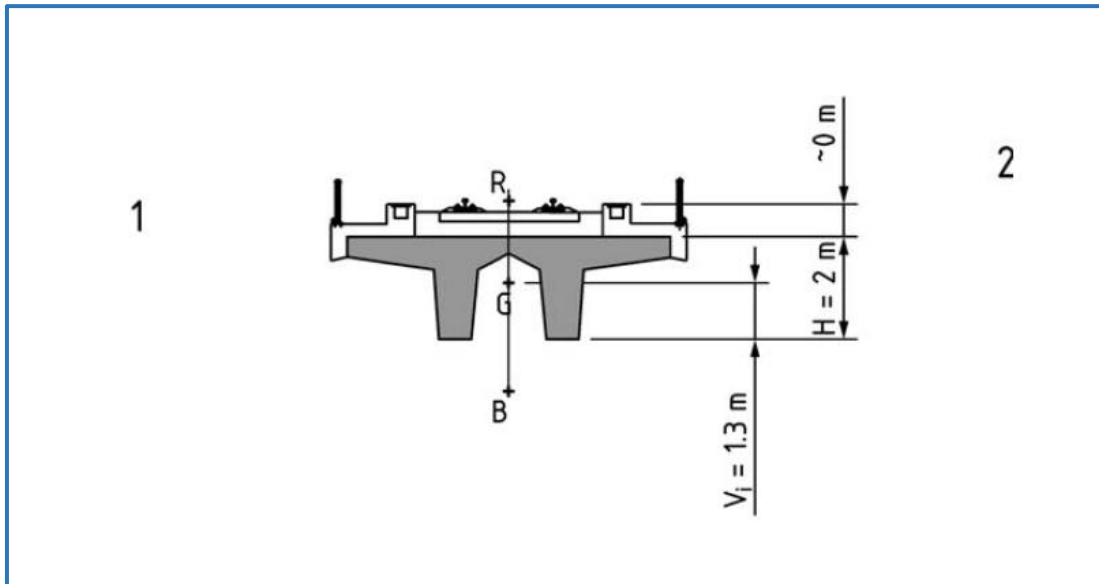
## 2.3 ΣΥΝΕΧΗΣ ΓΕΦΥΡΑ

### 2.3.1 ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΦΟΡΕΑ

Ο φορέας αποτελείται από ένα συνεχές κατάστρωμα τεσσάρων ανοιγμάτων. Το συνολικό μήκος του φορέα είναι 120m, ενώ το κάθε άνοιγμα έχει μήκος 30m. Από το κατάστρωμα διέρχεται σιδηρογραμμή η οποία εδράζεται επί έρματος και είναι συνεχής στους κατασκευαστικούς αρμούς μεταξύ καταστρώματος και ακροβάθρων. Η διατομή του καταστρώματος είναι μορφής διπλού T από σκυρόδεμα, ενώ γίνεται δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης στη μεσαία στήριξη.



Σχήμα 2.45 Παράμετροι στατικού συστήματος



Σχήμα 2.46 Διατομή φορέα

Οι βασικές παράμετροι του στατικού συστήματος είναι οι εξής:

- συνολικό μήκος καταστρώματος:  $L=120\text{ m}$
- μήκη ανοιγμάτων:  $L_{span}=30\text{ m}$
- εμβαδόν διατομής:  $A=6.00\text{ m}^2$
- στατική ροπή αδρανείας:  $I=2.25\text{ m}^4$
- μέτρο ελαστικότητας υλικού διατομής (χάλυβας):  $E=35\text{ GPa}$
- οριζόντια δυσκαμψία στήριξης:  $K=600\text{ MN/m}$
- συντελεστής θερμικής διαστολής υλικού καταστρώματος:  $\alpha_{deck}=1.0 \cdot 10^{-5}\text{ 1/}^\circ\text{C}$
- εμβαδόν σιδηροτροχιών (60E1):  $A_{rail}=0.01535\text{ m}^2$
- συντελεστής θερμικής διαστολής υλικού σιδηροτροχιών:  $\alpha_{rail}=1.2 \cdot 10^{-5}\text{ 1/}^\circ\text{C}$

### 2.3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ UIC 774-3R (Παράρτημα C)

Τα διαγράμματα του UIC 774-3R καλύπτουν μόνο την περίπτωση του αμφιέριστου καταστρώματος. Ωστόσο είναι δυνατόν με κάποιες παραδοχές να χρησιμοποιηθούν και στην περίπτωση διαφορετικού στατικού συστήματος, όπως είναι ο συνεχής φορέας που εξετάζεται σε αυτή την παράγραφο.

#### ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

- συνολικό ύψος διατομής:  $H=2 \text{ m}$
- απόσταση ουδέτερου άξονα από την κάτω ίνα της διατομής:  $z_{gr}=1.30 \text{ m}$
- απόσταση της άνω επιφάνειας της διατομής από τον ουδέτερο άξονα:  

$$\omega=H-z_{gr}=2-1.30=0.70 \text{ m}$$
- παράμετρος  $\gamma$  (χρησιμοποιείται στα διαγράμματα):  $\gamma=\omega/H=0.35$
- μετακίνηση της άνω επιφάνειας του καταστρώματος λόγω στροφής της διατομής (οριακή τιμή):  

$$\theta H=8 \text{ mm}$$
- εμβαδόν σιδηροτροχιών:  $A_{rail}=0.01535 \text{ m}^2$
- Αντίσταση της σιδηρογραμμής στις διαμήκεις μετακινήσεις:
  - περίπτωση αφόρτιστης σιδηρογραμμής:  $k_T=20 \text{ KN/m}$
  - περίπτωση φορτισμένης σιδηρογραμμής:  $k_E=60 \text{ KN/m}$
- συντελεστής θερμικής διαστολής του υλικού:  $\alpha=1.0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^\circ\text{C}$

- δράσεις που λαμβάνονται υπόψη:

- ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή του καταστρώματος:  $\Delta T_{deck}=35\text{ }^{\circ}\text{C}$
- οριζόντιο φορτίο πέδησης:  $F_{br}=20\text{ KN/m}$
- κατακόρυφο φορτίο συρμού:  $F_{vert}=80\text{ KN/m}$

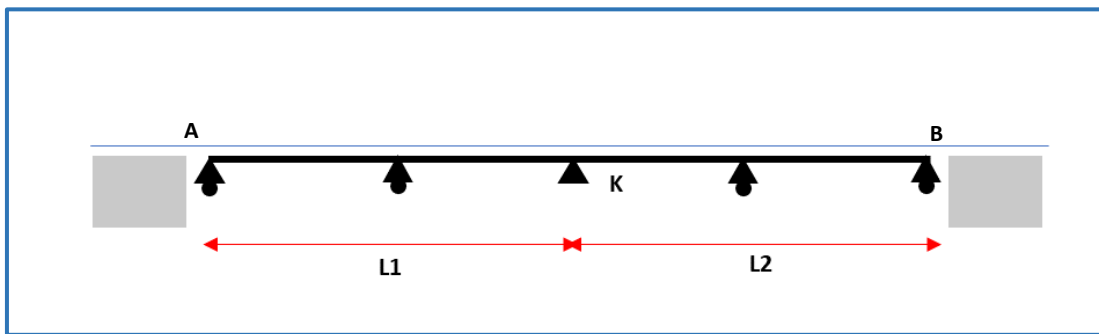
- κατεύθυνση κίνησης από τη θέση A προς τη θέση B

### A) ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ( $\Delta T$ )

Ο υπολογισμός της έντασης των σιδηροτροχιών στην περιοχή του αρμού λόγω της  $\Delta T$  γίνεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\sigma_{rail}^{(L1+L2,K,k)} = \sigma_{rail}^{(L2,K,k)} + \frac{\sigma_{rail}^{(L2,\infty,k)} - \sigma_{rail}^{(L2,K,k)}}{L_2} L_1$$

δηλαδή το κατάστρωμα χωρίζεται σε δύο αμφιέριστα καταστρώματα με μήκη  $L_1$  και  $L_2$ .



Σχήμα 2.47 Παράμετροι για χρήση στα διαγράμματα UIC 774-3R

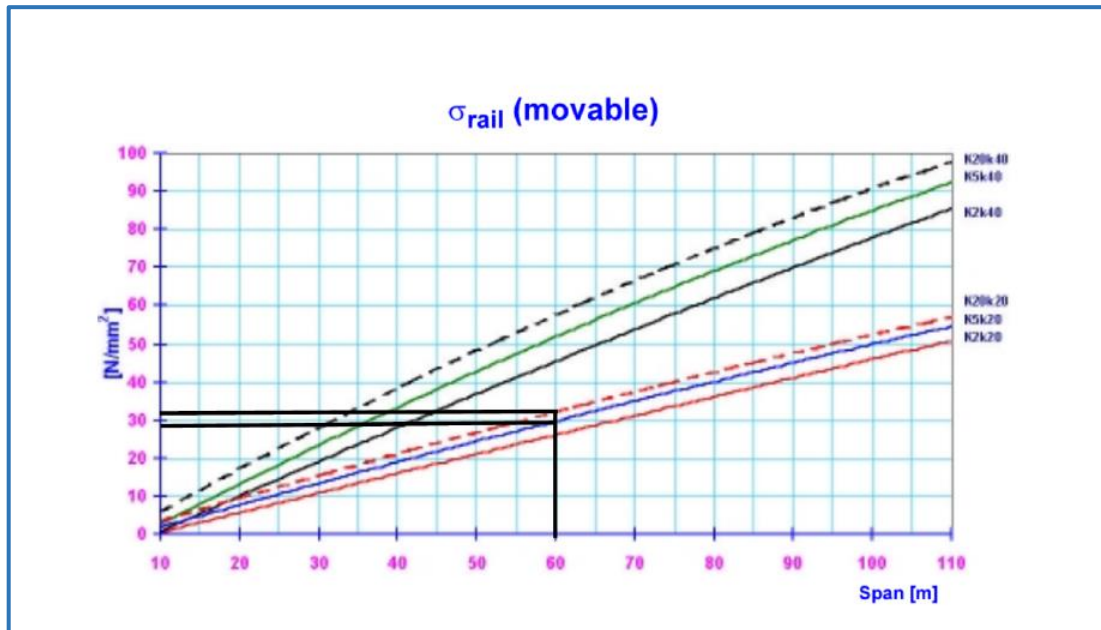
Στη συγκεκριμένη περίπτωση ισχύει  $L_1=L_2=L=(60m)$  άρα η τάση των σιδηροτροχιών είναι ίση με:

$$\sigma_A = \sigma_B = \sigma_{rail}^{(L,\infty,k)}$$

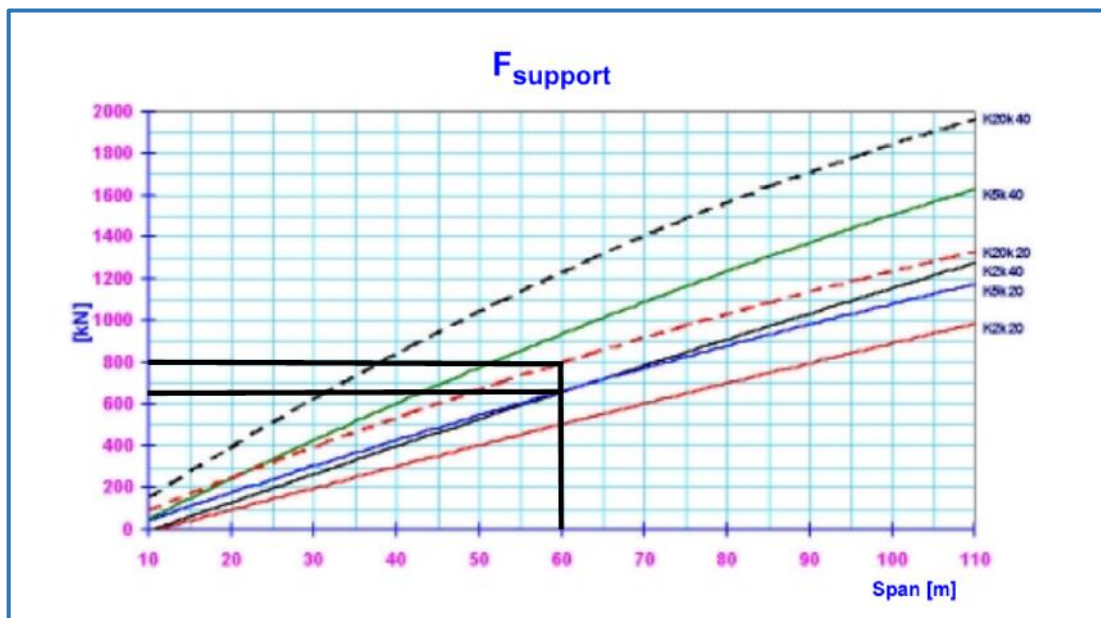
όπου  $\sigma_{rail}^{(L,\infty,k)}$  η τάση στο κινητό άκρο αμφιέριστου καταστρώματος μήκους  $L$ , για άπειρη δυσκαμψία της οριζόντιας στήριξης.

Ως άπειρη δυσκαμψία στήριξης θεωρείται η μέγιστη τιμή που περιλαμβάνεται στα διαγράμματα, δηλαδή η  $K_{20}$ .

Με παρόμοια λογική προκύπτει και η αντίδραση της στήριξης, ως το αλγεβρικό άθροισμα των αντιδράσεων στήριξης για κάθε έναν από τους δύο φορείς που προκύπτουν.



Σχήμα 2.48 Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο για  $\Delta T=35^{\circ}\text{C}$  (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.49 Οριζόντια δύναμη στήριξης για  $\Delta T=35^{\circ}\text{C}$  (UIC 774-3R,2001)



**Τάση σιδηροτροχιάς στους αρμούς** $K_{20}/k_{20}$  $\sigma' \approx 32 \text{ MPa}$ 

Άρα

$$\sigma_A = \sigma_B = 32 \text{ MPa}$$

Για διαστολή του καταστρώματος ( $\Delta T = +35^\circ\text{C}$ ) οι τάσεις είναι θλιπτικές.

**Οριζόντια δύναμη στη στήριξη**

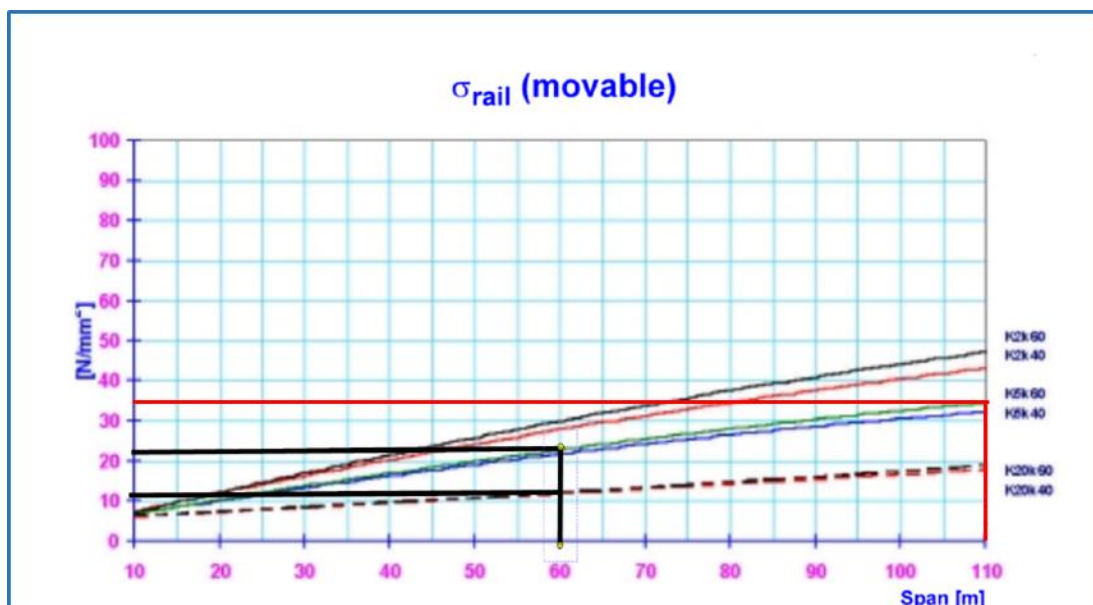
Λόγω συμμετρίας η οριζόντια αντίδραση της στήριξης είναι:

$$F_{\text{supp}} = 0 \text{ KN}$$

**B) ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ ΠΕΔΗΣΗΣ**

Για την αντιμετώπιση αυτής της φόρτισης γίνεται η παραδοχή ότι το κατάστρωμα συμπεριφέρεται ως αμφιέρειστο με το ίδιο μήκος ( $L=120 \text{ m}$ ).

- $L=120 \text{ m}$
- $K_{\text{supp}}=600 \text{ MN}$
- $K=K_5$  ( $K_{\text{supp}}/L=5$ )
- $k=k_{60}$  (περίπτωση φορτισμένης σιδηρογραμμής-βραχυχρόνια φόρτιση)



Σχήμα 2.50 Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο λόγω δυνάμεων πέδησης (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.51 Οριζόντια δύναμη στήριξης λόγω δυνάμεων πέδησης (UIC 774-3R,2001)

### Τάση σιδηροτροχιάς στους αρμούς

$$K_5/k_{60} \quad \sigma' \approx 34 \text{ MPa} \quad (L=110\text{m})$$

Επειδή τα διαγράμματα περιορίζονται σε  $L=110\text{m}$ , γίνεται η παραδοχή γραμμικής επέκτασης τους για τον υπολογισμό της τάση για  $L=120\text{m}$ , οπότε:

$$\sigma'(120\text{m}) = 1.20/1.10 * 34 = 37 \text{ MPa}$$

Τελικά προκύπτουν:

$$\sigma_A = 37 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

$$\sigma_B = 37 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

### Οριζόντια δύναμη στη στήριξη

$$K_5/k_{60} \quad F' \approx 1200 \text{ KN}$$

$$F_{supp} = 1200 \text{ KN}$$

Η φορά της δύναμης είναι προς τα αριστερά για κίνηση από το Α προς το Β.

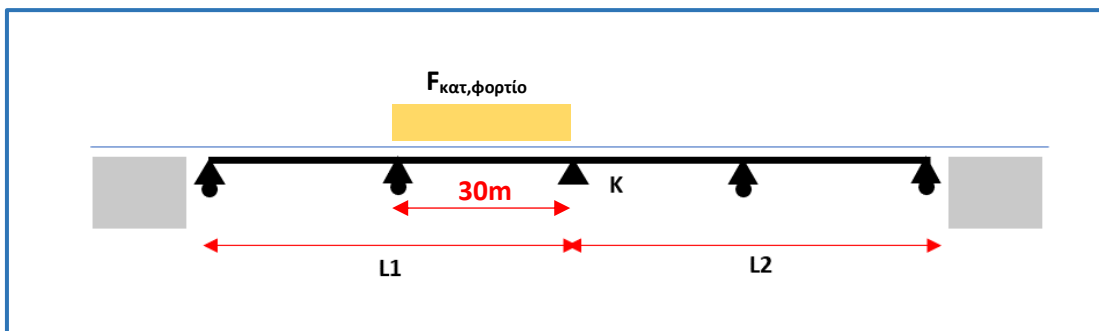
Παρατήρηση

Η συνολική οριζόντια δύναμη λόγω πέδησης είναι:  $F_{total}=20*120=2400 \text{ KN}$

Η δύναμη αυτή παραλαμβάνεται από τη σταθερή οριζόντια στήριξη του καταστρώματος σε ποσοστό  $1200/2400=0.50$ , ενώ η υπόλοιπη δύναμη μεταβιβάζεται από τη σιδηρογραμμή στα τμήματα εκτός της γέφυρας.

**Γ) ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΡΜΟΥ**

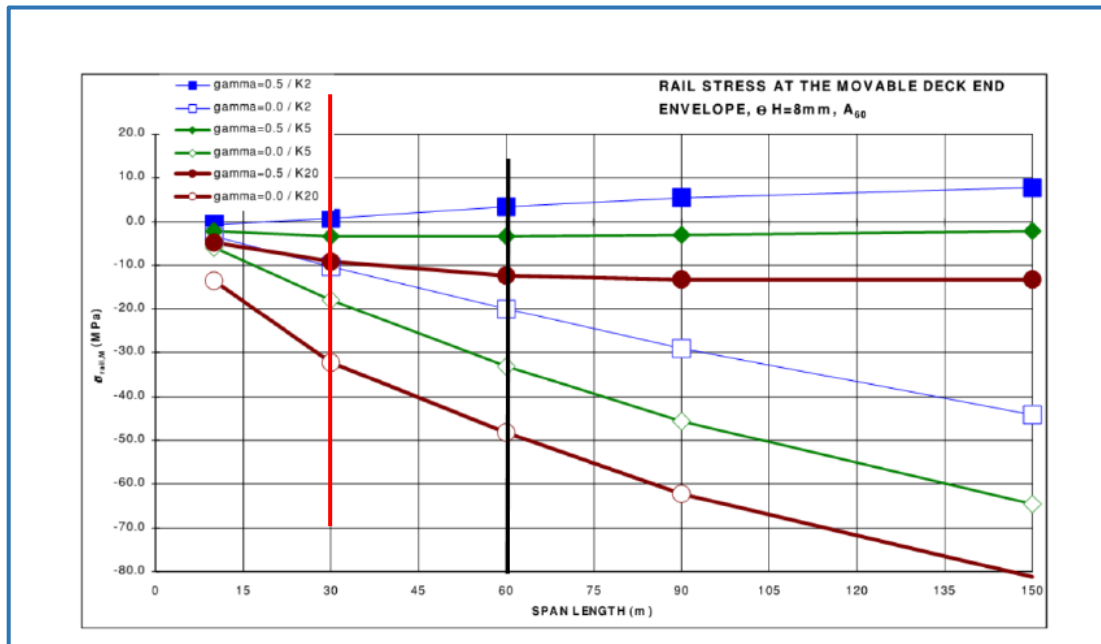
Για τη συγκεκριμένη περίπτωση θεωρείται ότι η δυσμενέστερη ένταση προκύπτει όταν φορτίζεται το ένα άνοιγμα του καταστρώματος, οπότε μελετάται η περίπτωση αμφιέρειστης γέφυρας μήκους  $L=30\text{m}$ , με δυσκαμψία  $K=K_5$  (του συνολικού καταστρώματος)



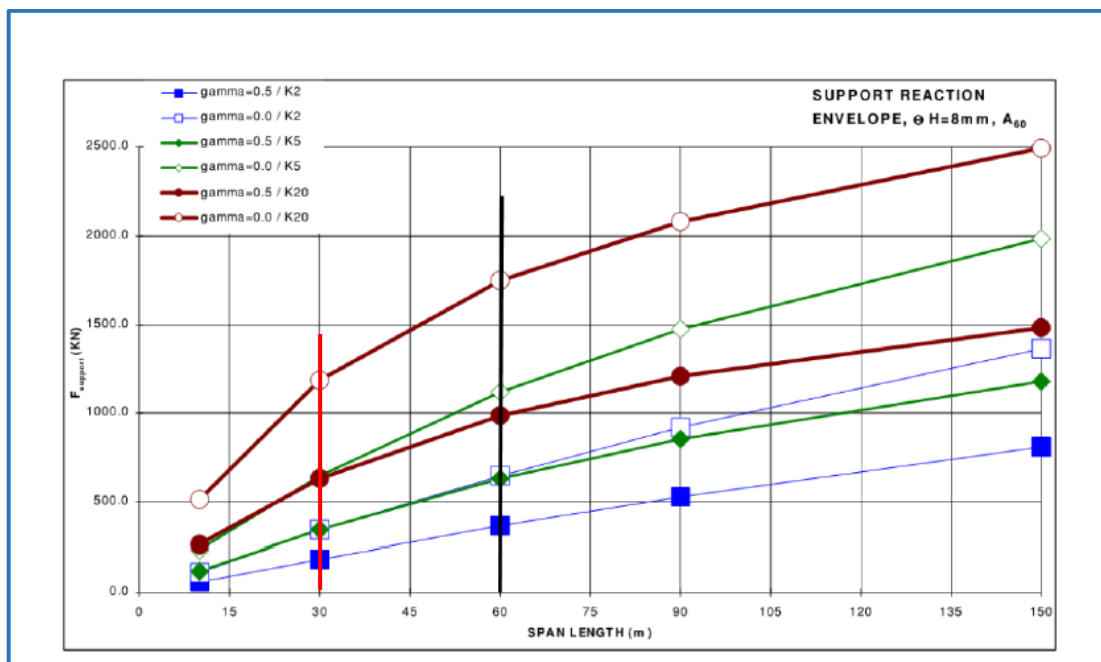
Σχήμα 2.52 Διάταξη φόρτισης για υπολογισμό έντασης λόγω κατακόρυφων φορτίων κυκλοφορίας

- $L=30\text{m}$
- $K_{supp}=600 \text{ MN}$
- $K=K_5$  ( $K_{supp}/L = 600/120 = 5$ )
- $k=k_{60}$  (περίπτωση φορτισμένης σιδηρογραμμής-βραχυχρόνια φόρτιση)
- $\theta H=8\text{mm}$
- $\gamma=0.35$

Γίνεται γραμμική παρεμβολή με βάση τις τιμές των παρακάτω διαγραμμάτων για τον υπολογισμό των επιθυμητών μεγεθών που αντιστοιχούν σε  $\gamma=0.35/K_5$ .



Σχήμα 2.53 Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο λόγω κάμψης του καταστρώματος (UIC 774-3R,2001)



Σχήμα 2.54 Οριζόντια δύναμη στήριξης λόγω κάμψης του καταστρώματος (UIC 774-3R,2001)

**Τάση σιδηροτροχιάς στους αρμούς**

Τάση που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_5$ :

$$\gamma=0.5/K_5 \quad \sigma' \approx 3 \text{ MPa}$$

$$\gamma=0/K_5 \quad \sigma'' \approx 32 \text{ MPa}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.35/K_5 \quad \sigma_A^{K5} = \sigma_B^{K5} = 32 + \frac{(3-32)}{(0.5-0)} (0.35 - 0) = 11.70 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

(Σημείωση: Το πρόσημο της έντασης δίνεται από το διάγραμμα, ωστόσο πιο λογικό είναι στην περίπτωση αυτή η τάση να είναι εφελκυστική και όχι θλιπτική)

**Οριζόντια δύναμη στη στήριξη**

Δύναμη που αντιστοιχεί σε  $\gamma=0.2/K_5$ :

$$\gamma=0.5/K_5 \quad F' \approx 700 \text{ KN}$$

$$\gamma=0/K_5 \quad F'' \approx 1200 \text{ KN}$$

Με γραμμική παρεμβολή προκύπτει:

$$\gamma=0.35/K_5 \quad F_{\text{supp}} = 1200 + \frac{(700-1200)}{(0.5-0)} (0.35 - 0) = 850 \text{ KN}$$

(Σημείωση: Για την περίπτωση που φορτίζονται ταυτόχρονα τα ανοίγματα εκατέρωθεν της στήριξης προκύπτει  $F_{\text{supp}}=0 \text{ KN}$ )

**Δ) ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

Τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τις φορτίσεις συνδυάζονται μεταξύ τους λαμβάνοντας υπόψη το πρόσημο που ανταποκρίνεται στην κάθε περίπτωση. Για κατεύθυνση κίνησης του συρμού από τη θέση Α προς τη Β και λαμβάνοντας υπόψη την ποιοτική αντιμετώπιση της αλληλεπίδρασης καταστρώματος-σιδηρογραμμής, που δόθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, έχουμε:

	<b><math>\sigma_{\text{rail}}</math> [MPa]</b>	
	<b>ΘΕΣΗ Α</b>	<b>ΘΕΣΗ Β</b>
<b>ΔΤ (+35)</b>	-32.00	-32.00
<b>ΠΕΔΗΣΗ</b>	+37.00	-37.00
<b>ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΡΜΟΥ</b>	+11.70	+11.70
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+16.70</b>	<b>-57.30</b>

	$F_{\text{supp}}$ [KN]	
	ΔΥΝΑΜΗ	ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ
ΔΤ (+35)	0	-
ΠΕΔΗΣΗ	-1200	←
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΡΜΟΥ	0	→
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>-1200</b>	<b>←</b>

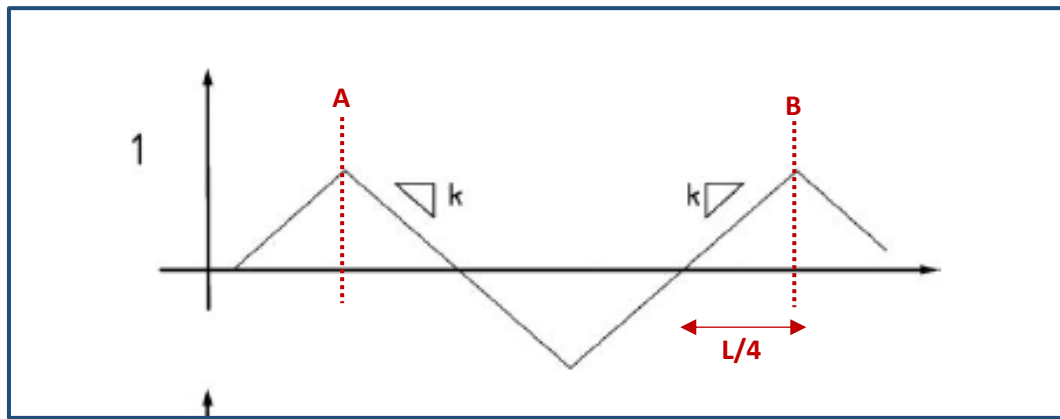
### 2.3.3 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1

Στην παράγραφο αυτή θα γίνει εφαρμογή της αλγεβρικής μεθόδου που δόθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Αρχικά θα εκτιμηθεί η εντατική κατάσταση των σιδηροτροχιών λόγω της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής ( $\Delta T$ ) του καταστρώματος της γέφυρας, ενώ στη συνέχεια θα υπολογισθεί η επιρροή της φόρτισης από τον συρμό.

#### A) ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΗ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ ( $\Delta T$ )

##### Δεδομένα

- $k=k_T=20 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση αφόρτιστης σιδηρογραμμής)
- $K=600 \text{ MN/m}$  (δυσκαμψία της οριζόντιας στήριξης του φορέα)
- $\alpha=1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$  (συντελεστής θερμικής διαστολής υλικού σιδηροτροχιών)
- $T=+35^{\circ}\text{C}$  (διαστολή του καταστρώματος)
- $L=120 \text{ m}$
- $k''=k/EA$
- $A=0.01535 \text{ m}^2$  (το εμβαδόν της διατομής των σιδηροτροχιών)
- $E=210 \text{ GPa}$  (μέτρο ελαστικότητας χάλυβα)



Σχήμα 2.55 Διάγραμμα έντασης λόγω  $\Delta T$  σύμφωνα με την απλοποιημένη αλγεβρική μέθοδο

Σύμφωνα με την ανάλυση του προηγούμενου κεφαλαίου η μέγιστη ένταση στις σιδηροτροχιές λόγω ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής ( $\Delta T$ ) της γέφυρας εκτιμάται ίση με:

$$N_{max,rail} = \frac{kL}{4} = \frac{20 * 120}{4} = 600 \text{ KN}$$

Επομένως:

$$\sigma_A = \sigma_B = \frac{600/1000}{0.01535} = 39 \text{ MPa}$$

(Παρατήρηση: Για την περίπτωση μας, δηλαδή για διαστολή του καταστρώματος, οι τάσεις είναι θλιπτικές.)

## **B) ΦΟΡΤΙΑ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ**

Η εκτίμηση της επιρροής των φορτίων του συρμού (οριζόντια και κατακόρυφα) στην ένταση των σιδηροτροχιών πραγματοποιείται λαμβάνοντας υπόψη τις μετακινήσεις που προκαλούν στις περιοχές ασυνέχειας (αρμούς) του φορέα. Γίνεται αρχικά παραδοχή για την τιμή της μετακίνησης που προκαλεί η κάθε φόρτιση και στη συνέχεια υπολογίζεται η ένταση στις τροχιές σύμφωνα με τη συμπεριφορά μη-γραμμικού ελατηρίου που αυτές παρουσιάζουν στην περιοχή του αρμού.

Δεδομένα

- $k=k_T=20 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση αφόρτιστης σιδηρογραμμής)
- $k=k_E=60 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση φορτισμένης σιδηρογραμμής)
- $F_{\text{πέδηση}}=20 \text{ KN/m}$
- $F_{\text{κατ.φορτία}}=80 \text{ KN/m}$
- $A=0.01535 \text{ m}^2$  (το εμβαδόν της διατομής των σιδηροτροχιών)
- $E=210 \text{ GPa}$  (μέτρο ελαστικότητας χάλυβα)

Οι υπολογισμοί θα πραγματοποιηθούν για τον συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων και δυνάμεων πέδησης, αλλά και για την περίπτωση μόνο των δυνάμεων πέδησης

**i) ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΔΥΝΑΜΗ ΠΕΔΗΣΗΣ**

Θεωρώ ότι μεταβολή του πλάτους του αρμού λόγω εφαρμογής των δυνάμεων πέδησης θα είναι:

$$\delta_{\text{πέδηση}} = \frac{F_{\text{πέδηση}}L}{K} = \frac{20 * 120}{600} = 0.004 \text{ m}$$

δηλαδή γίνεται η παραδοχή ότι η συνολική δύναμη πέδησης παραλαμβάνεται από τον φορέα της γέφυρας και προκαλεί την οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος.

Για την περίπτωση των κατακόρυφων φορτίων θεωρώ ότι η μεταβολή του πλάτους του αρμού είναι:

$$\delta_{\text{κατ.φορτία}} = 8 \text{ mm}$$

δηλαδή ίση με τη μέγιστη επιτρεπόμενη οριζόντια μετακίνηση της άνω πλευράς του καταστρώματος, όπως ορίζεται από τον κανονισμό.

Για τη δεδομένη κατεύθυνση κίνησης του συρμού γίνεται κατανοητό ότι λόγω των οριζόντιων δυνάμεων πέδησης ο αρμός στη θέση A θα διευρυνθεί, ενώ στη θέση B θα μειωθεί το πλάτος του. Με παρόμοια λογική φαίνεται ότι η επιβολή των κατακόρυφων φορτίων θα οδηγήσει στη διεύρυνση των αρμών και στις δύο θέσεις, λόγω της κάμψης του καταστρώματος.



**Θέση Α**

Η ισοδύναμη διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που θα ληφθεί υπόψη είναι ίση με:

$$k = k_T + k_E = 20 + 60 = 80 \text{ KN/m}$$

αφού και οι δύο φορτίσεις αντιστρέφουν την προϋπάρχουσα μετακίνηση λόγω διαστολής του καταστρώματος.

Για συνολική διεύρυνση του αρμού κατά  $\delta_A = 4+8=12 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.012 * 210000 * 0.01535}{0.08}} = 21.97 \text{ m} < \frac{L}{2} = 60 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^A = \frac{ks}{A} = \frac{0.08 * 21.97}{0.01535} = 114.50 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

**Θέση Β**

Η ισοδύναμη διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που θα ληφθεί υπόψη είναι ίση με:

$$k = k_T + k_E = 20 + 60 = 80 \text{ KN/m}$$

για την περίπτωση των κατακόρυφων φορτίων,

και:

$$k = k_E - k_T = 60 - 20 = 40 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

για την περίπτωση της δύναμης πέδησης.

Για μείωση του πλάτους του αρμού κατά  $\delta_{πέδηση}=4 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.004 * 210000 * 0.01535}{0.04}} = 17.95 \text{ m} < \frac{L}{2} = 60 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^{πέδηση} = \frac{ks}{A} = \frac{0.04 * 17.95}{0.01535} = 46.80 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

Για αύξηση του πλάτους του αρμού κατά  $\delta_{κατ.φορτία}=8$  mm έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.008 * 210000 * 0.01535}{0.08}} = 17.95m < \frac{L}{2} = 60 m$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^{κατ.φορτία} = \frac{ks}{A} = \frac{0.08 * 17.95}{0.01535} = 93.60 MPa \text{ (εφελκυστική)}$$

Τελικά, αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές στη θέση Β, λόγω των φορτίων κυκλοφορίας είναι θα είναι:

$$\sigma_{rail}^B = 93.60 - 46.80 = 46.80 MPa \text{ (εφελκυστική)}$$

#### Παρατήρηση

Η τάση που προκύπτει στη θέση Β λόγω των κατακόρυφων φορτίων είναι σημαντικά υπερεκτιμημένη και οδηγεί σε λανθασμένη εκτίμηση της κατάστασης. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η μέθοδος που εφαρμόζεται αγνοεί στοιχεία όπως τη δυσκαμψία της οριζόντιας στήριξης, την πραγματική παραμόρφωση του καταστρώματος λόγω κάμψης και εν τέλει την πραγματική μετακίνηση σε κάθε αρμό. Τα αποτελέσματα είναι πιο αξιόπιστα όσον αφορά την οριζόντια φόρτιση, για αυτό στη συνέχεια πραγματοποιείται ανάλυση μόνο για τη συγκεκριμένη περίπτωση.

## ii) ΔΥΝΑΜΗ ΠΕΔΗΣΗΣ

### θέση Α

Η ισοδύναμη διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που θα ληφθεί υπόψη είναι ίση με:

$$k = k_T + k_E = 20 + 60 = 80 KN/m$$

αφού η νέα φόρτιση αντιστρέφει την προϋπάρχουσα μετακίνηση λόγω διαστολής του καταστρώματος.

Για διεύρυνση του αρμού κατά  $\delta_{πέδηση} = 4 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.004 * 210000 * 0.01535}{0.08}} = 12.70 \text{ m} < \frac{L}{2} = 60 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^A = \frac{ks}{A} = \frac{0.08 * 12.70}{0.01535} = 66.20 \text{ (εφελκυστική)}$$

### **Θέση Β**

Η ισοδύναμη διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής που θα ληφθεί υπόψη είναι ίση με:

$$k = k_E - k_T = 60 - 20 = 40 \text{ KN/m}$$

αφού η νέα φόρτιση προκαλεί μετακίνηση που έχει την ίδια φορά με την προϋπάρχουσα.

Για μείωση του πλάτους του αρμού κατά  $\delta_{πέδηση} = 2 \text{ mm}$  έχουμε:

$$s = \sqrt{\frac{\delta EA}{k}} = \sqrt{\frac{0.004 * 210000 * 0.01535}{0.04}} = 17.95 \text{ m} < \frac{L}{2} = 60 \text{ m}$$

Η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές εκτιμάται ίση με:

$$\sigma_{rail}^B = \frac{ks}{A} = \frac{0.04 * 17.95}{0.01535} = 46.80 \text{ (θλιπτική)}$$

**Γ) ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

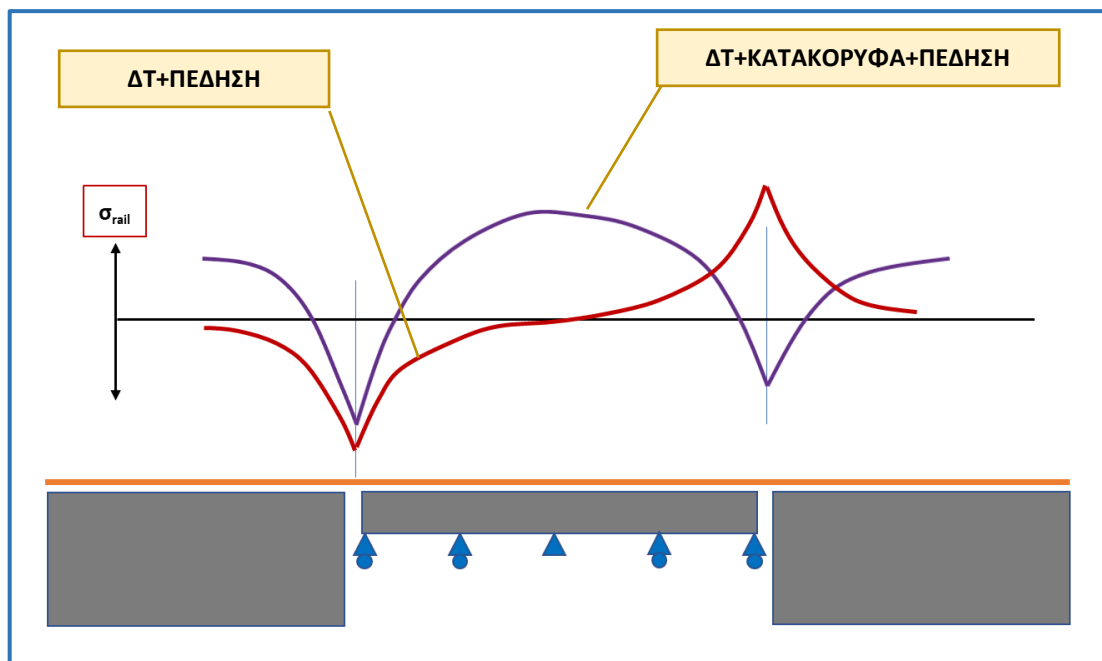
Τα αποτελέσματα και για τις δύο περιπτώσεις φορτίσεων συνοψίζονται στους παρακάτω πίνακες:

**ΔΤ + ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΠΕΔΗΣΗ**

	$\sigma_{rail}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
ΔΤ (+35)	-39.00	-39.00
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ + ΠΕΔΗΣΗ	+114.50	+46.80
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+75.50</b>	<b>+7.80</b>

**ΔΤ + ΠΕΔΗΣΗ**

	$\sigma_{rail}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
ΔΤ (+35)	-39.00	-39.00
ΠΕΔΗΣΗ	+66.20	-46.80
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+27.20</b>	<b>-85.80</b>

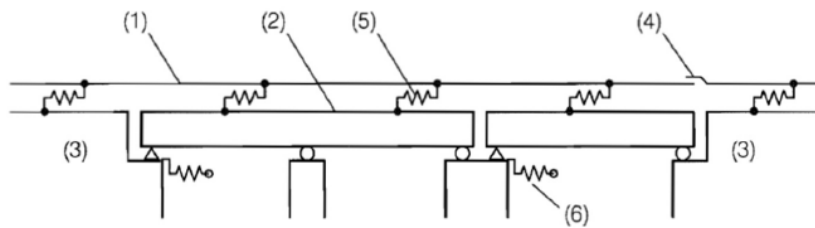


Σχήμα 2.56 Προβλεπόμενη ένταση για τις δύο περιπτώσεις συνολικής φόρτισης

### 2.3.4 ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (SOFISTIK)

#### A) ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

Η λεπτομερέστερη μελέτη της αλληλεπίδρασης γέφυρας-σιδηρογραμμής απαιτεί τη χρήση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων το οποίο θα περιλαμβάνει, εκτός από τον υπο εξέταση φορέα, σημαντικό τμήμα των παρακείμενων κατασκευών από τις οποίες διέρχεται η συνεχής σιδηρογραμμή.



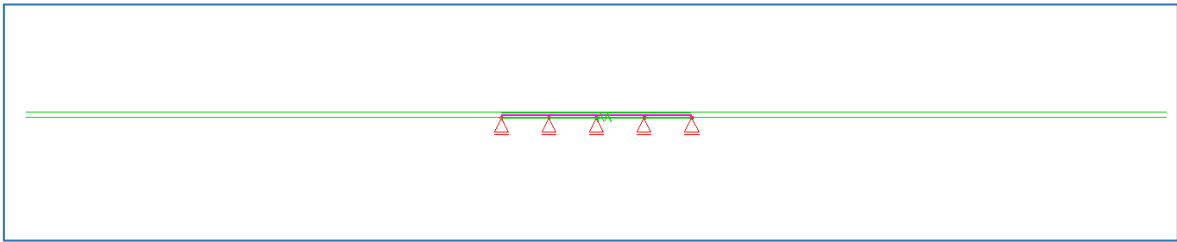
Όπου

- (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

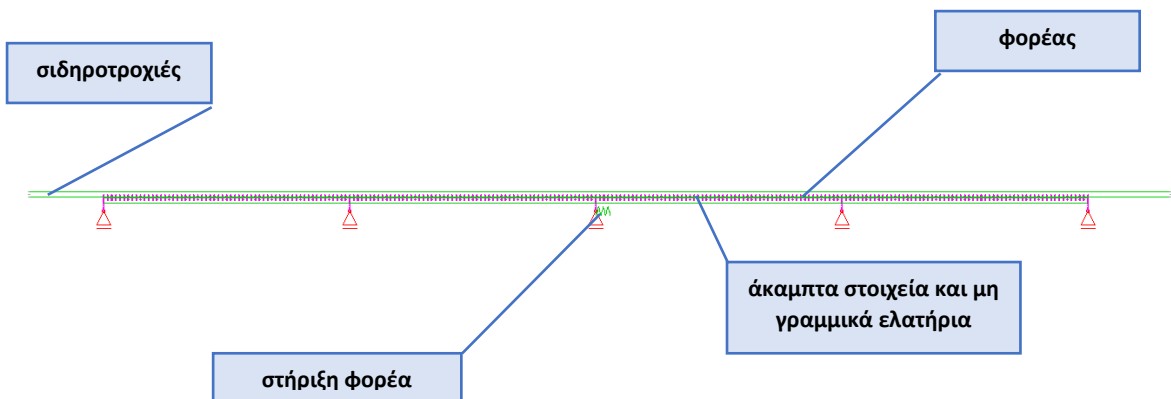
Σχήμα 2.57 Τυπική διαμόρφωση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για την μελέτη της αλληλεπίδρασης

Το κατάστρωμα της γέφυρας και οι σιδηροτροχιές προσομοιώνονται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, ενώ η σύνδεσή τους πραγματοποιείται με άκαμπτα στοιχεία και μη-γραμμικά στοιχεία ελατηρίου, τα οποία έχουν κατάλληλη δυσκαμψία ανάλογα με την τοποθέτηση των σιδηροτροχιών σε ερματισμένο ή όχι κατάστρωμα.

Με βάση τα παραπάνω μορφώθηκε το παρακάτω προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων:



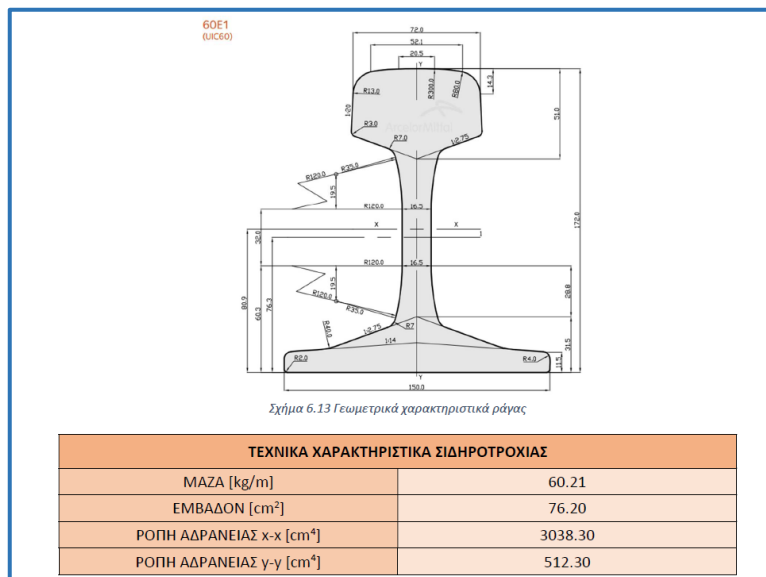
Σχήμα 2.58 Προσομοίωμα της εξεταζόμενης περίπτωσης



Σχήμα 2.59 Λεπτομέρεια προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων

Το προσομοίωμα περιλαμβάνει τον φορέα και την σιδηρογραμμή που εδράζεται σε αυτόν και επιπλέον τμήμα 300 m εκατέρωθεν του καταστρώματος, όπου η σιδηρογραμμή θεωρείται ότι εδράζεται σε επίχωμα.

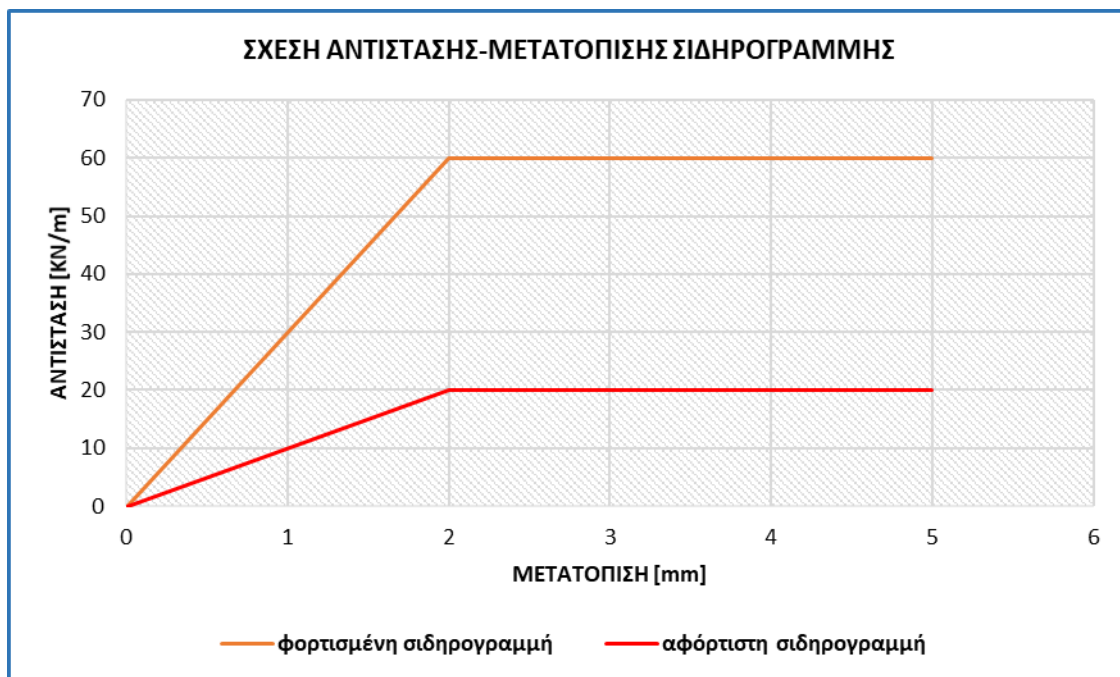
Η σιδηροτροχιά που χρησιμοποιείται στις αναλύσεις είναι τύπου UIC 60E1 με τα χαρακτηριστικά που δίνονται παρακάτω:



Σχήμα 2.60 Χαρακτηριστικά σιδηροτροχιάς UIC 60E1

Για τη δέσμευση των σχετικών μετακινήσεων της γέφυρας και της σιδηρογραμμής σε όλες τις διευθύνσεις εκτός της διαμήκους χρησιμοποιούνται άκαμπτοι σύνδεσμοι μεταξύ των δύο στοιχείων. Η προσομοίωση της συμπεριφοράς της σιδηρογραμμής σε διαμήκεις μετακινήσεις γίνεται με στοιχεία ελατηρίου μη γραμμικού νόμου συμπεριφοράς.

Η δυσκαμψία των ελατηρίων που έχει εισαχθεί στο προσομοίωμα λαμβάνεται από το UIC774-3R και το EN 1991-2 και ακολουθεί το παρακάτω διγραμμικό διάγραμμα αντίστασης (ανά μονάδα μήκους)-μετατόπισης:



Σχήμα 2.61 Προσομοίωση της σύνδεσης καταστρώματος - σιδηρογραμμής

## **B) ΑΝΑΛΥΣΗ - ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ**

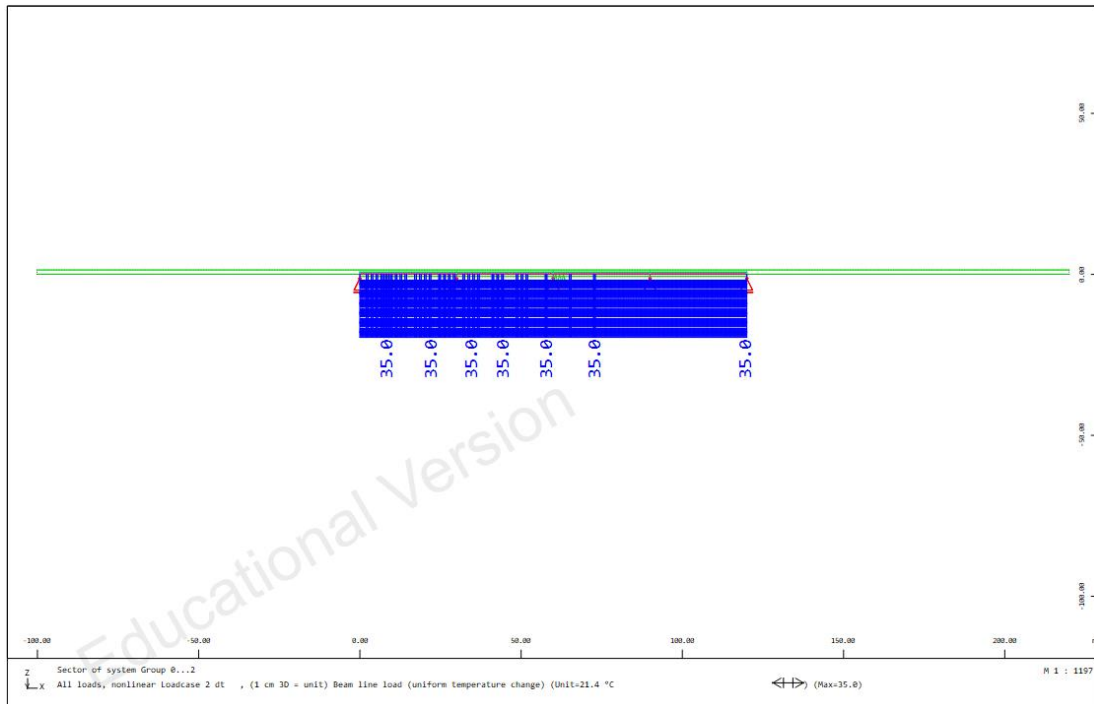
Στο προσομοίωμα εφαρμόστηκαν η ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή ( $\Delta T$ ) του καταστρώματος και τα φορτία του συρμού. Η ανάλυση για τις μακροχρόνιες δράσεις (δηλαδή τις μεταβολές θερμοκρασίας) έγινε λαμβάνοντας υπόψη την αντίσταση της αφόρτιστης σιδηρογραμμής, ενώ για τα φορτία κυκλοφορίας (βραχυχρόνιες δράσεις) αυτή της φορτισμένης. Λόγω της μη γραμμικής φύσης της σύνδεσης σιδηρογραμμής-καταστρώματος πραγματοποιείται ανάλυση η οποία λαμβάνει υπόψη τη χρονική αλληλουχία των φορτίσεων. Δηλαδή, γίνεται η θεώρηση ότι η θερμοκρασιακή δράση επιβάλλεται πρώτη και έπειτα, με αρχική εντατική κατάσταση του συστήματος αυτή που προκύπτει από τη φόρτιση αυτή, επιβάλλονται οι δράσεις κυκλοφορίας.

Εξάγονται αποτελέσματα για τον συνδυασμό:

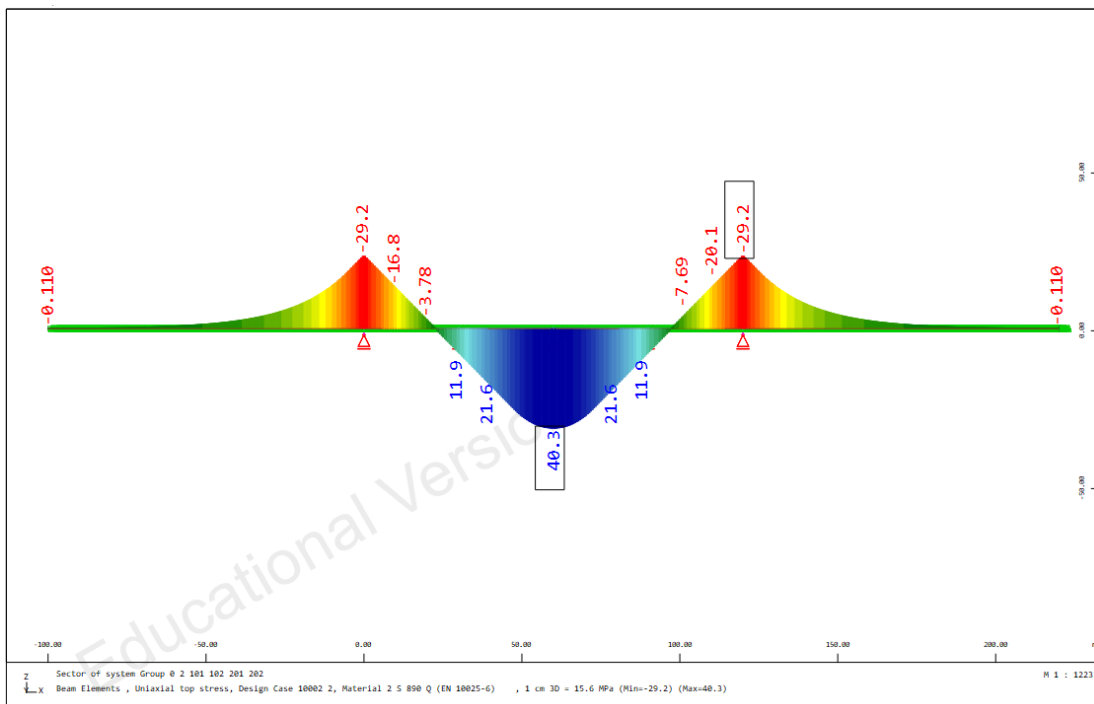
$$\Delta T + F_{\text{πέδηση}} + F_{\text{κατ.φορτία}}$$

Ωστόσο για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία και αυτών που προκύπτουν από τις προσεγγιστικές μεθόδους, δίνονται εκτός από τα αποτελέσματα της συνολικής ανάλυσης και αυτά για κάθε δράση χωριστά.

- **ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή καταστρώματος ( $\Delta T=+35^{\circ}\text{C}$ )**



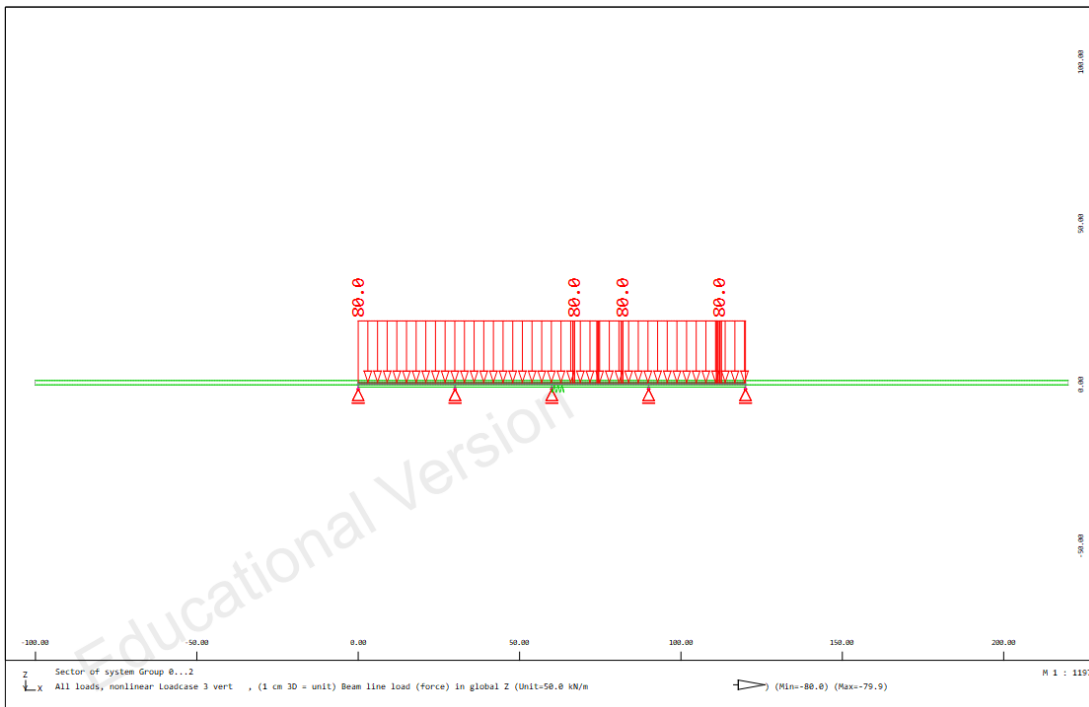
Σχήμα 2.62 Ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή καταστρώματος  $\Delta T=+35^{\circ}\text{C}$



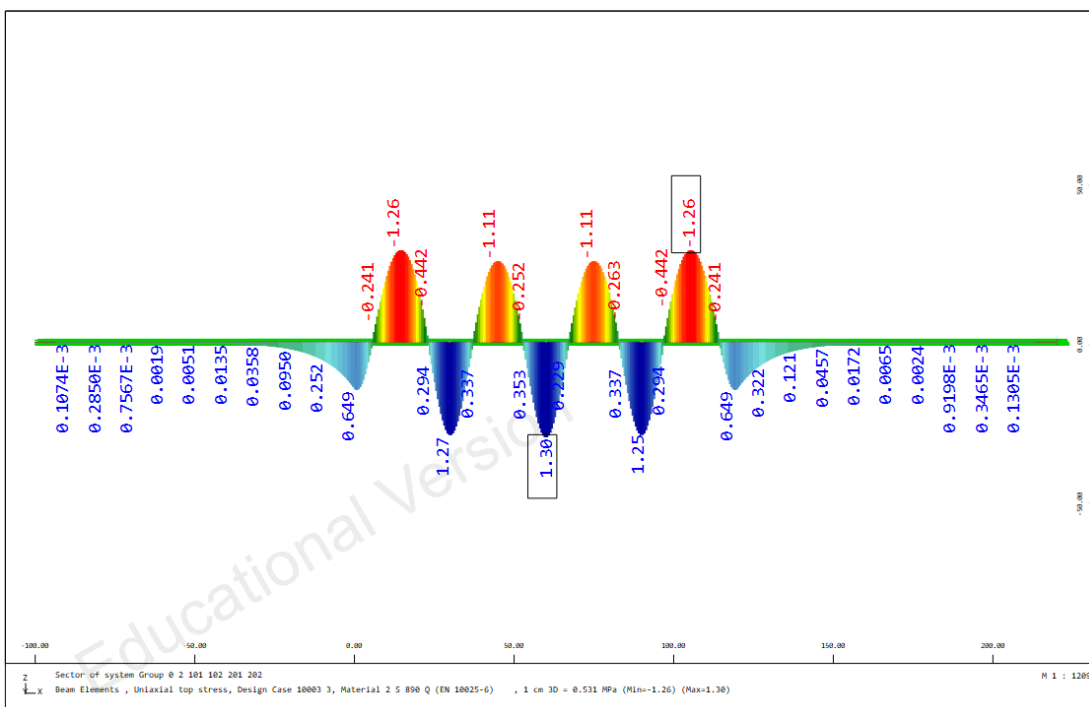
Σχήμα 2.63 Τάσεις σιδηροτροχιών λόγω  $\Delta T=+35^{\circ}\text{C}$



- **κατακόρυφο φορτίο συρμού ( $F_{\text{κατ.φορτία}} = 80 \text{ KN/m}$ )**

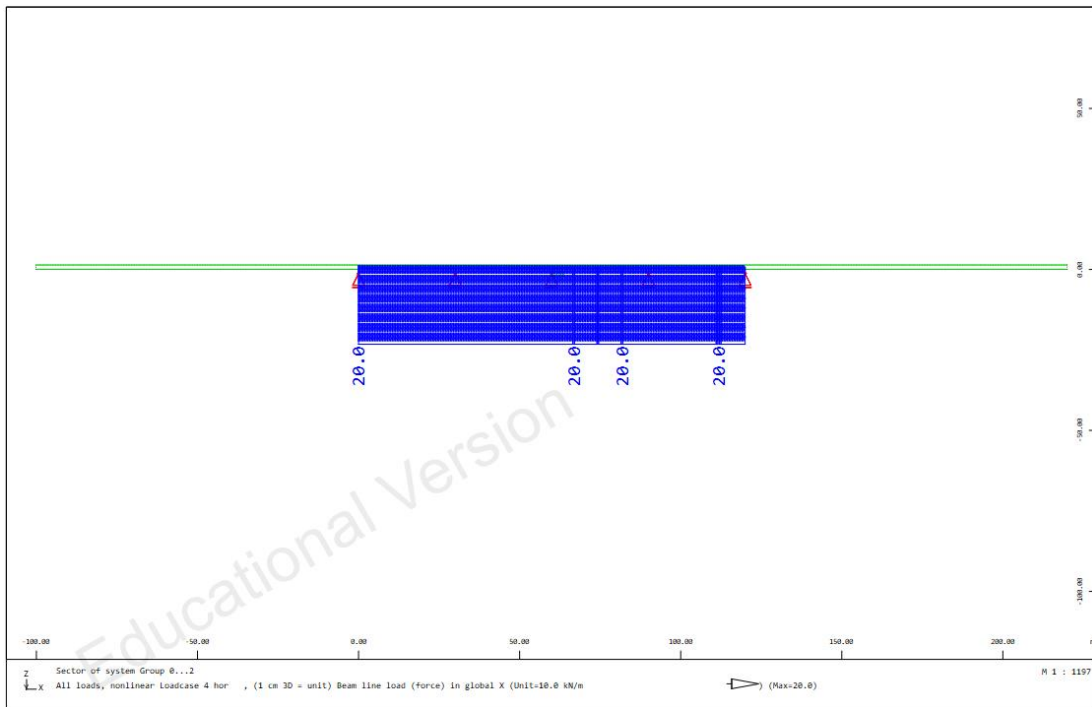


Σχήμα 2.64 Κατακόρυφο φορτίο συρμού (80 KN/m)

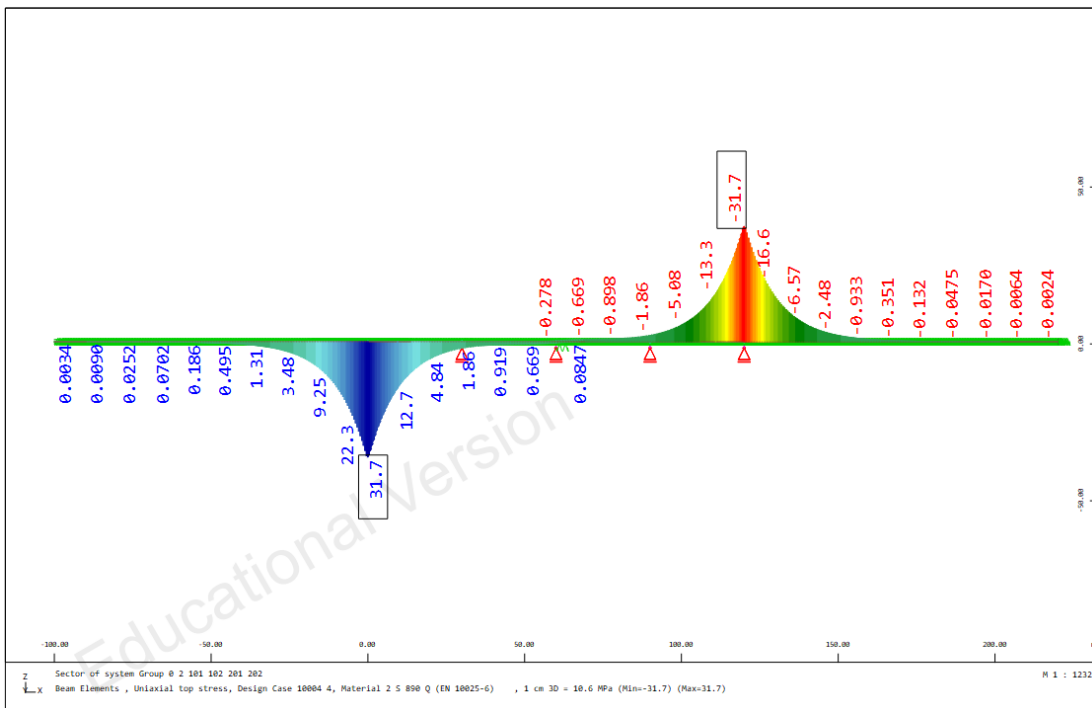


Σχήμα 2.65 Τάσεις σιδηροτροχιών λόγω κατακόρυφου φορτίου συρμού

- **οριζόντια δύναμη πέδησης ( $F_{\text{πέδηση}} = 20 \text{ kN/m}$ )**

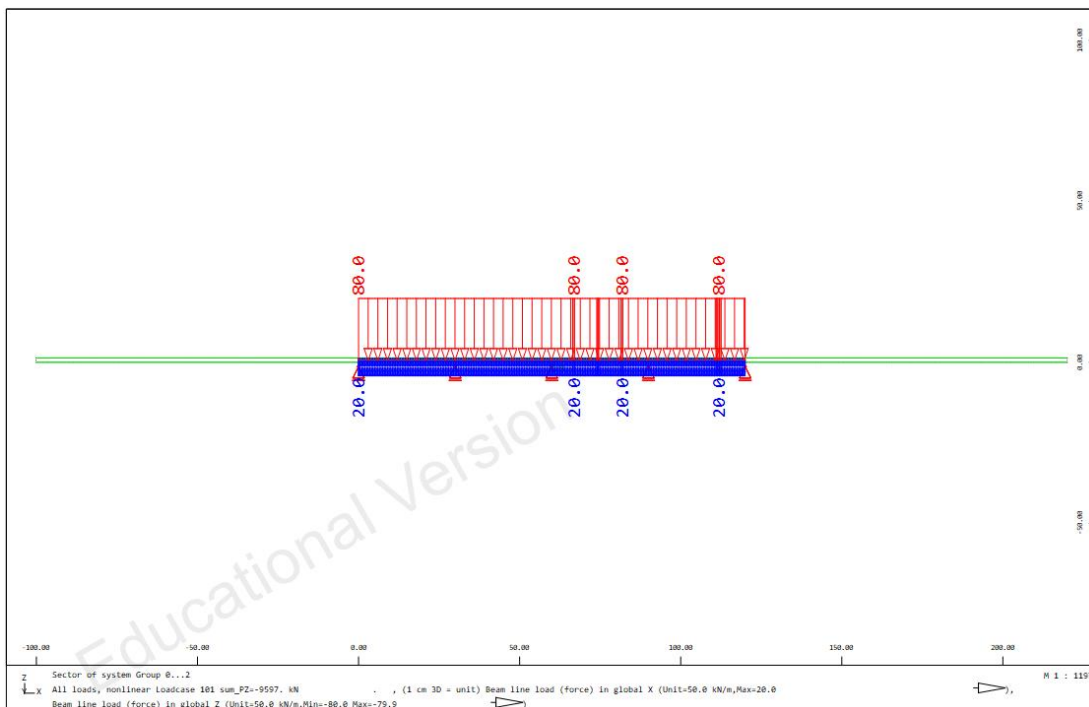


Σχήμα 2.66 Οριζόντια δύναμη πέδησης ( $20 \text{ kN/m}$ )

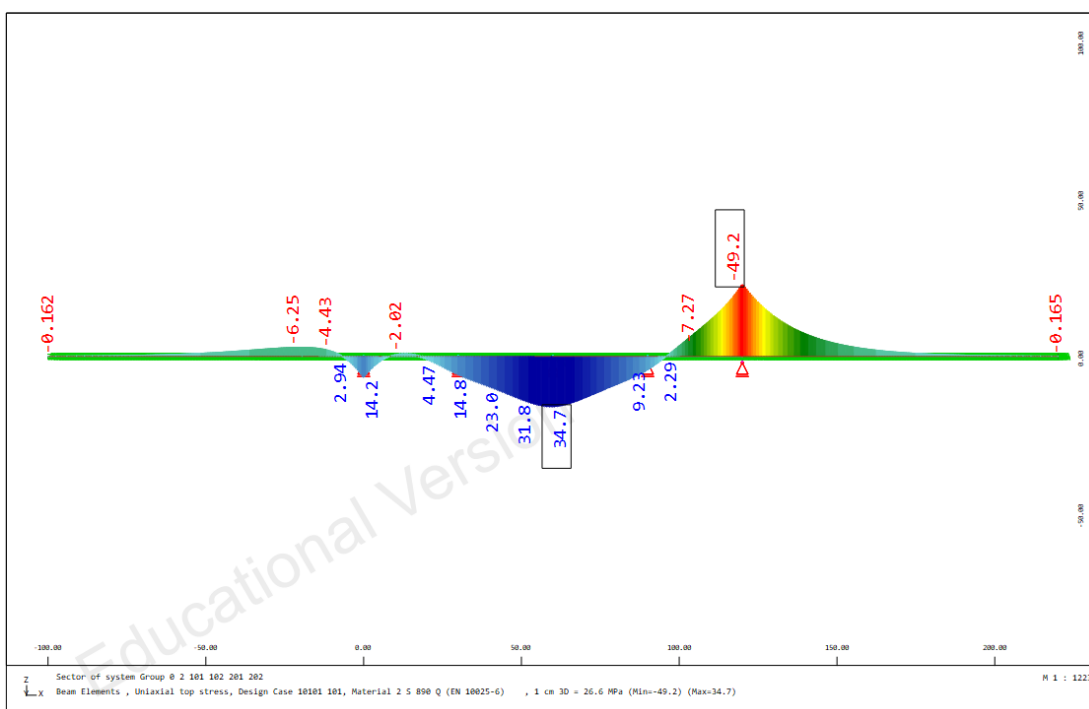


Σχήμα 2.67 Τάσεις σιδηροτροχιών λόγω οριζόντιας δύναμης πέδησης

- πλήρης ανάλυση ( $\Delta T$  +  $F_{\text{πέδηση}}$  +  $F_{\text{κατ.φορτία}}$ )

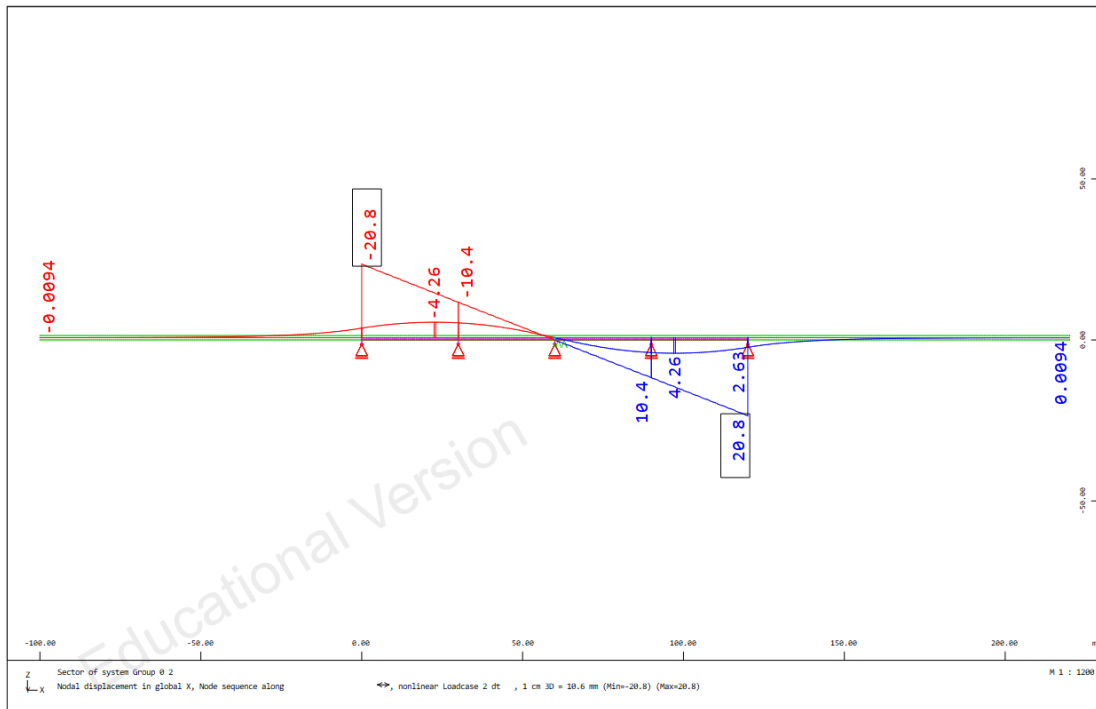


Σχήμα 2.68 Συνδυασμός  $\Delta T$  + κατακόρυφα φορτία + δύναμη πέδησης

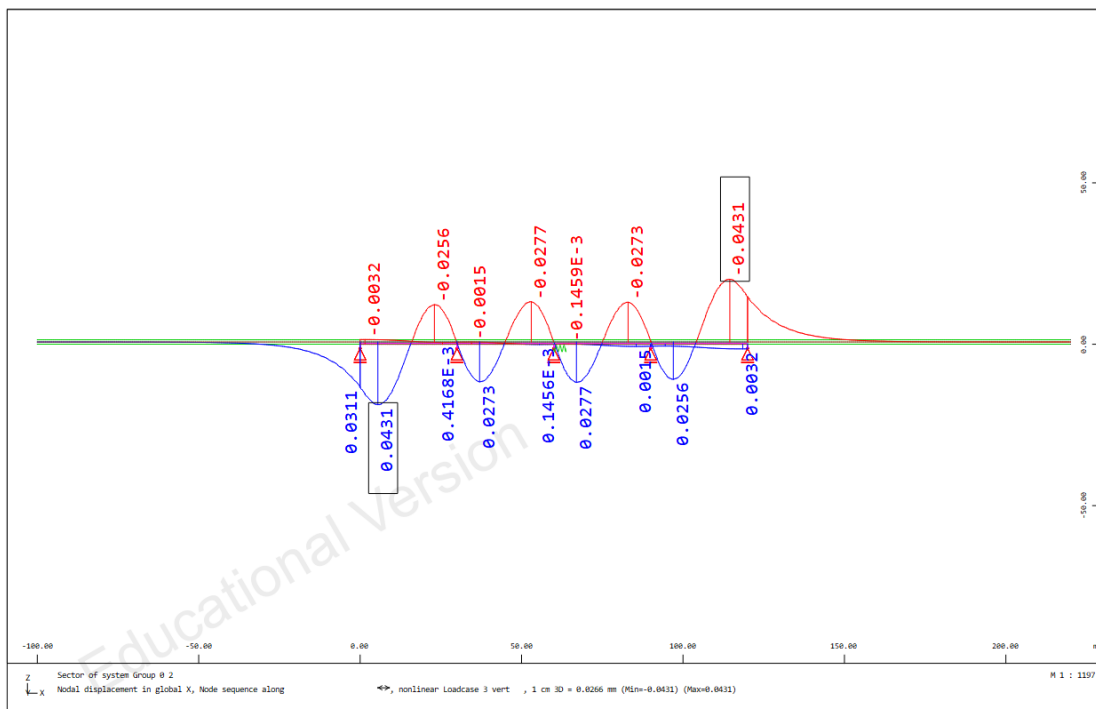


Σχήμα 2.69 Τάσεις σιδηροτροχιών για τον συνδυασμό [ $\Delta T$  + κατακόρυφα φορτία + δύναμη πέδησης]

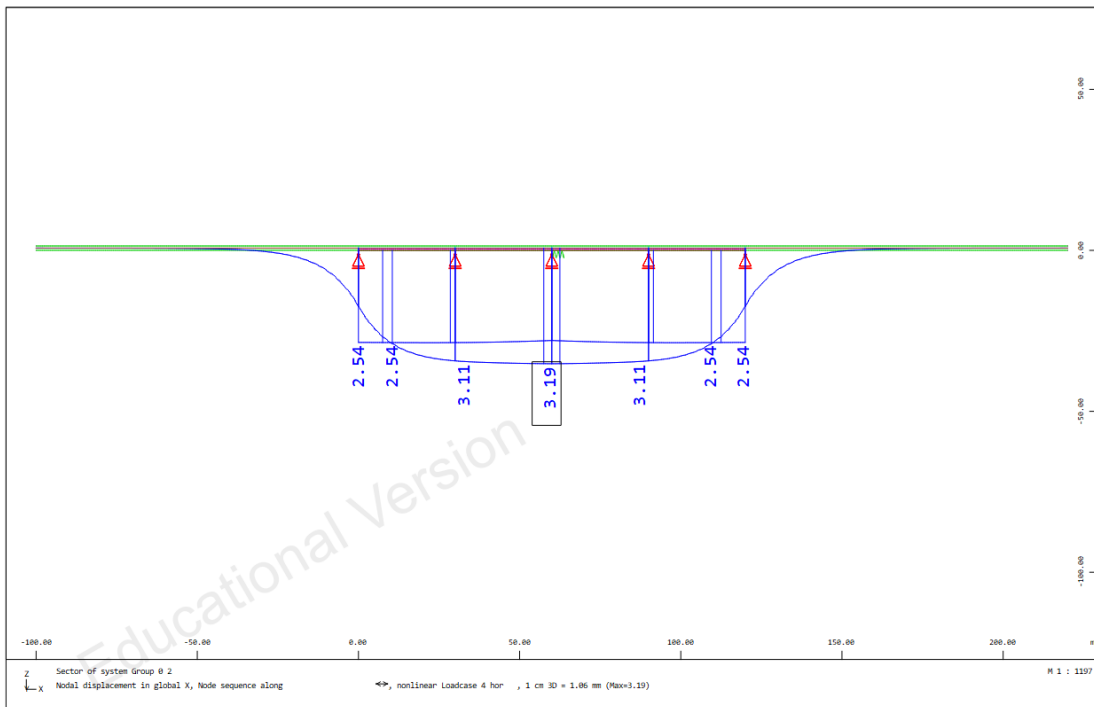
**ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΩΝ**



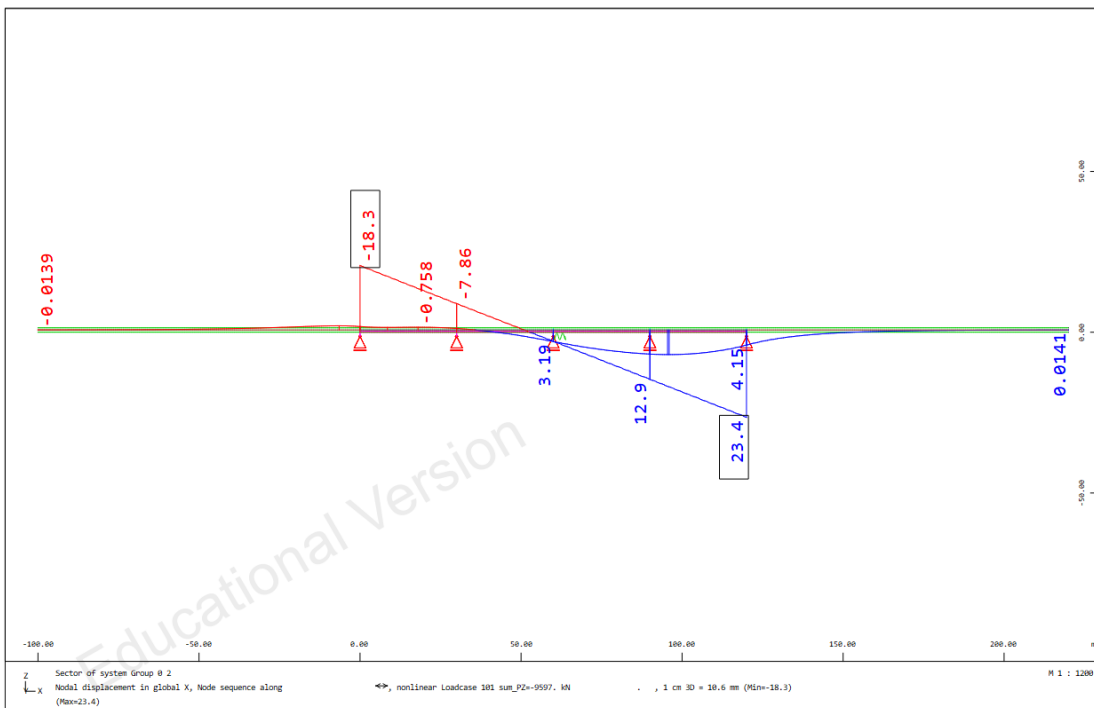
Σχήμα 2.70 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω ΔΤ



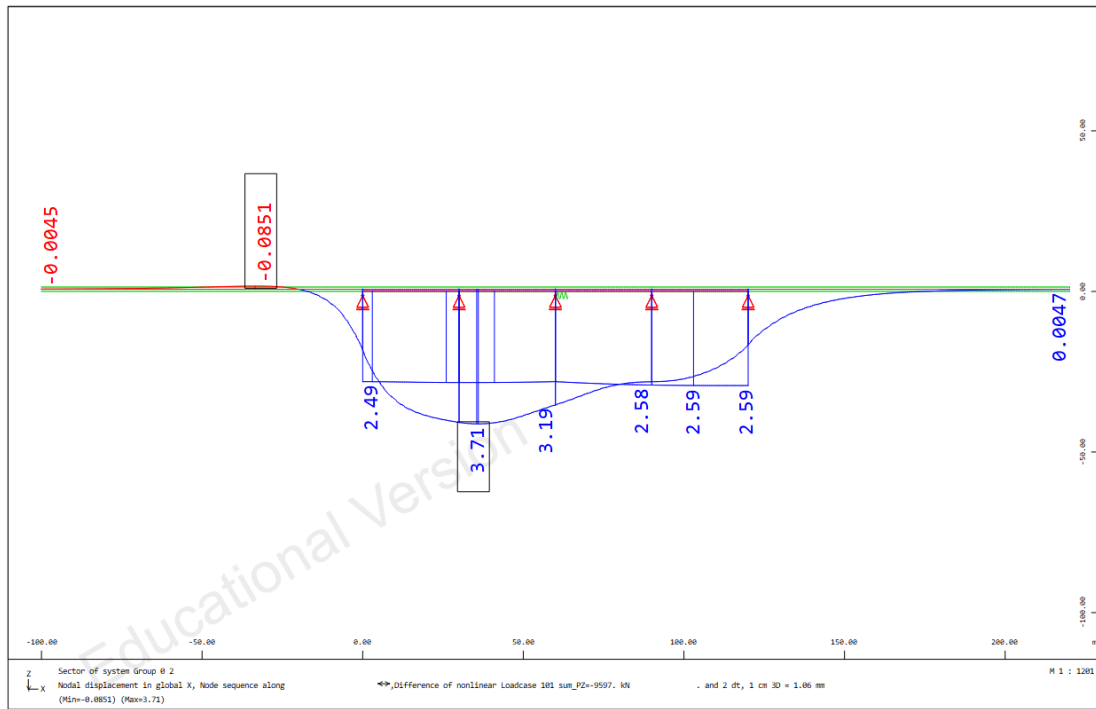
Σχήμα 2.71 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω κατακόρυφων φορτίων ( $F_{κατ.φορτία}$ )



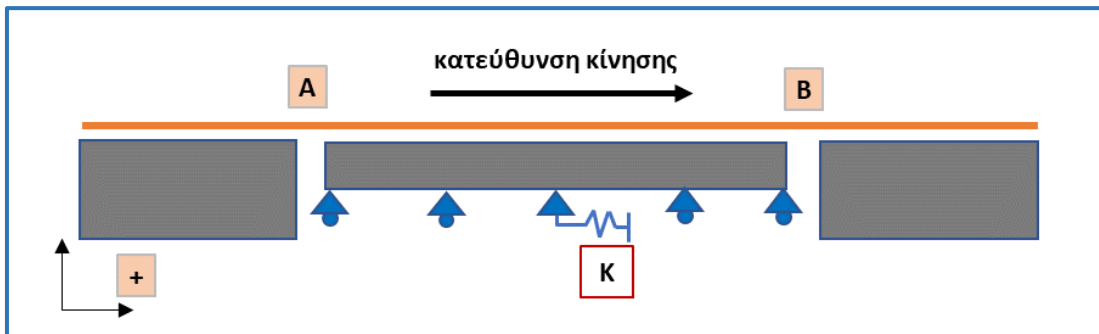
Σχήμα 2.72 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω οριζόντιων δυνάμεων πέδησης ( $F_{πέδηση}$ )



Σχήμα 2.73 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής για τον συνδυασμό δράσεων ( $\Delta T + F_{πέδηση} + F_{κατ.φορτία}$ )



Σχήμα 2.74 Μετακινήσεις καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω των φορτίων κυκλοφορίας ( $F_{πέδηση} + F_{κατ.φορτία}$ )



### ΠΛΗΡΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗ

	$\sigma_{\text{rail}}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
$\Delta T (+35)$	-29.20	-29.20
$\Delta T + F_{\text{πέδηση}} + F_{\text{κατ.φορτία}}$	<b>+14.20</b>	<b>-49.20</b>

### Σημείωση

Εάν είχε πραγματοποιηθεί μη γραμμική ανάλυση για κάθε δράση χωριστά και έπειτα επαλληλία αυτών των αποτελεσμάτων θα είχαμε:

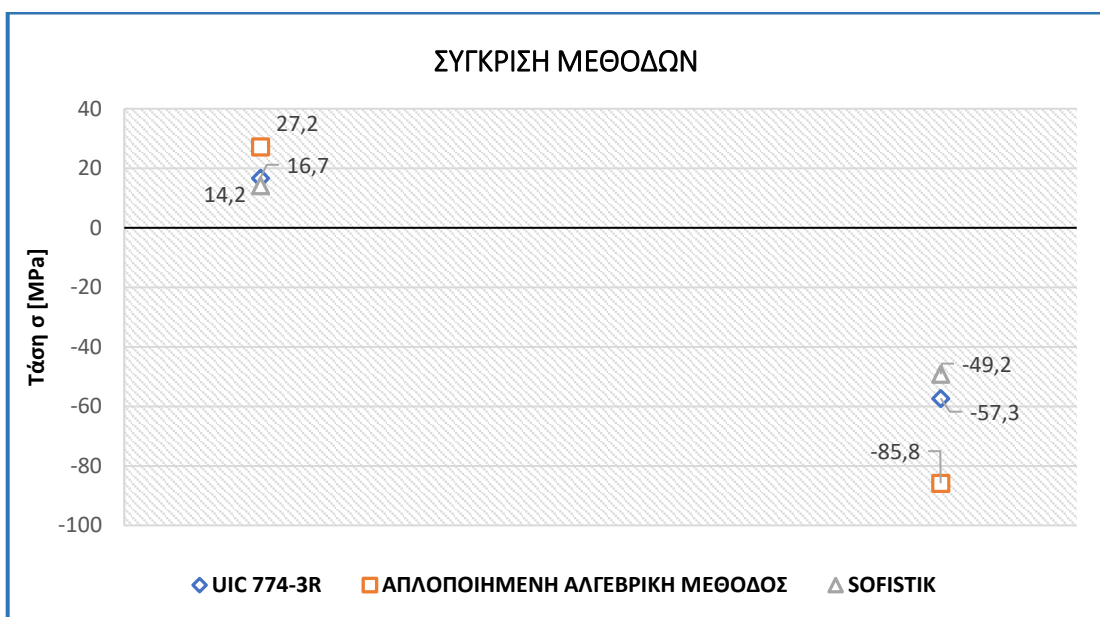
	$\sigma_{\text{rail}}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
$\Delta T (+35)$	-29.20	-29.20
ΠΕΔΗΣΗ	+31.70	31.70
ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΥΡΜΟΥ	+0.70	+0.70
<b>ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΕΝΤΑΣΗ</b>	<b>+2.50</b>	<b>-60.20</b>

Παρατηρούμε ότι στην περίπτωση αυτή προκύπτει δυσμενέστερο αποτέλεσμα για τη θέση Β και ευμενέστερο για την Α, σε σχέση με την ανάλυση που λαμβάνει υπόψη την αλληλουχία των φορτίσεων.

### 2.3.5 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται συγκεντρωτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις παραπάνω αναλύσεις:

	$\sigma_{rail}$ [MPa]	
	ΘΕΣΗ Α	ΘΕΣΗ Β
<b>ΜΕΘΟΔΟΣ UIC 774-3R</b>	<b>+16.70</b>	<b>-57.30</b>
<b>ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ</b>	<b>+27.20</b>	<b>-85.80</b>
<b>ΑΝΑΛΥΣΗ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (SOFISTIK)</b>	<b>+14.20</b>	<b>-49.20</b>



Σχήμα 2.75 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Από το παραπάνω διάγραμμα φαίνεται ότι οι προσεγγιστικές μέθοδοι εκτιμούν με διαφορετική ακρίβεια η κάθε μία την πραγματική εντατική κατάσταση των σιδηροτροχιών. Πιο συγκεκριμένα, βλέπουμε ότι η μέθοδος του UIC 774-3R δίνει τα καλύτερα αποτελέσματα, αφού και στα δύο άκρα παρουσιάζει σχετικά μικρή διαφοροποίηση (στο Α 17.2% και στο Β 16,5%) από τα αποτελέσματα του Sofistik και προς την πλευρά της ασφάλειας. Η απλοποιημένη αλγεβρική μέθοδος είναι και αυτή υπέρ της ασφάλειας, αλλά η απόκλιση από την πραγματική κατάσταση είναι σημαντική (στο Α 91.5% και στο Β 74.4% !!).



### 2.3.6 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Στην παράγραφο αυτή θα εξεταστούν κάποιες βασικές παράμετροι που επηρεάζουν την αλληλεπίδραση γέφυρας και σιδηρογραμμής.

- **ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή καταστρώματος (ΔΤ)**

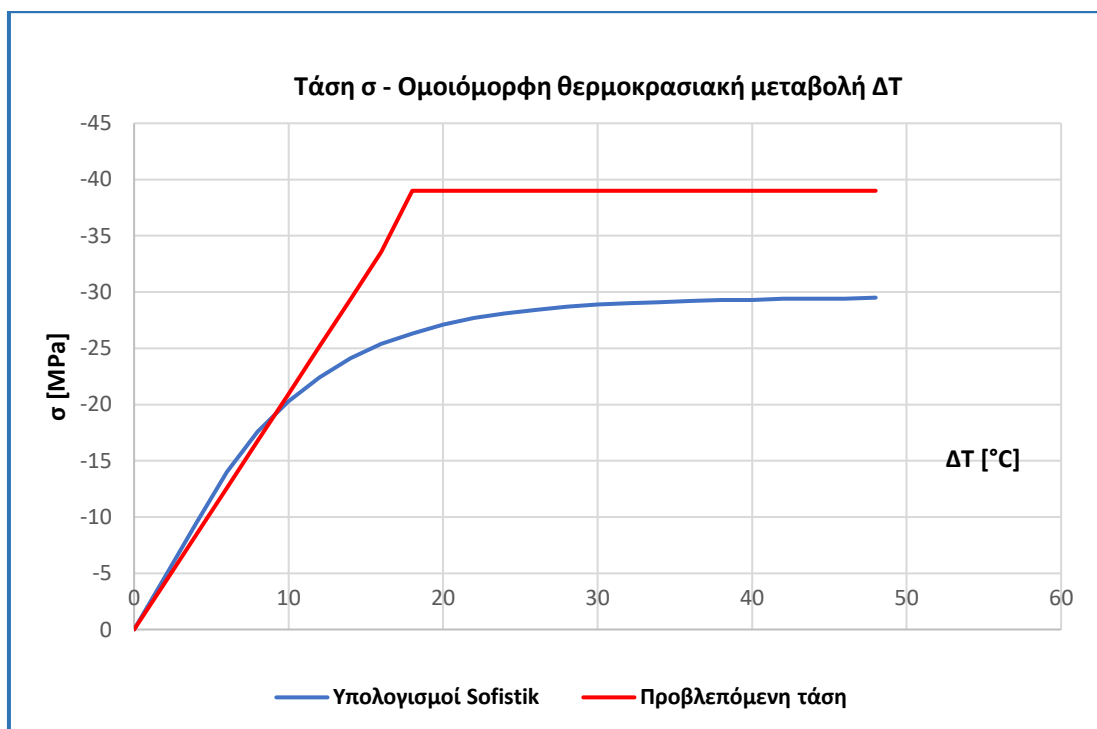
Όπως έχει αναφερθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο η δράση αυτή δεν έχει σημαντική επιρροή στο τελικό αποτέλεσμα. Οι συνήθεις τιμές της ΔΤ που χρησιμοποιούνται στη μελέτη του έργου είναι επαρκώς μεγάλες για να οδηγήσουν στην ανάπτυξη της μέγιστης έντασης στις σιδηροτροχιές.

Σύμφωνα με τις αλγεβρικές σχέσεις που δόθηκαν στο πρώτο κεφάλαιο η τιμή της ΔΤ για την οποία έχουμε οριακά ανάπτυξη της μέγιστης έντασης στις σιδηροτροχιές είναι:

$$\Delta T_T = \frac{kL}{4EAa} = 18.60^\circ\text{C}$$

Οι μέγιστες τάσεις είναι (όπως έχουν υπολογισθεί νωρίτερα):

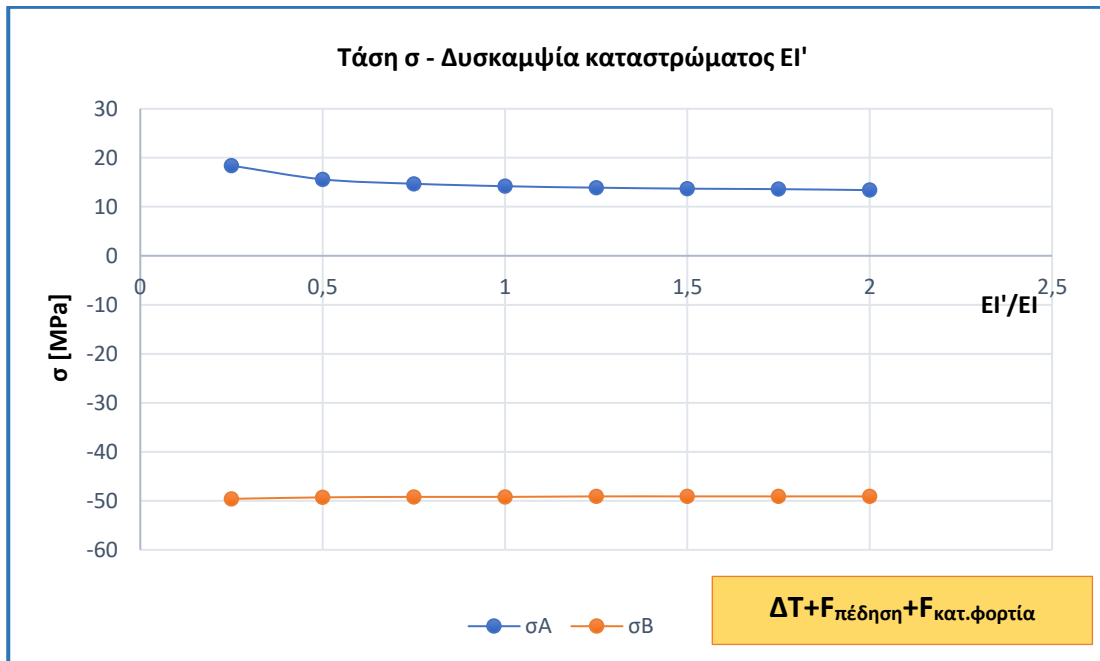
$$\sigma_A = \sigma_B = 39.00 \text{ MPa (θλιπτική)}$$



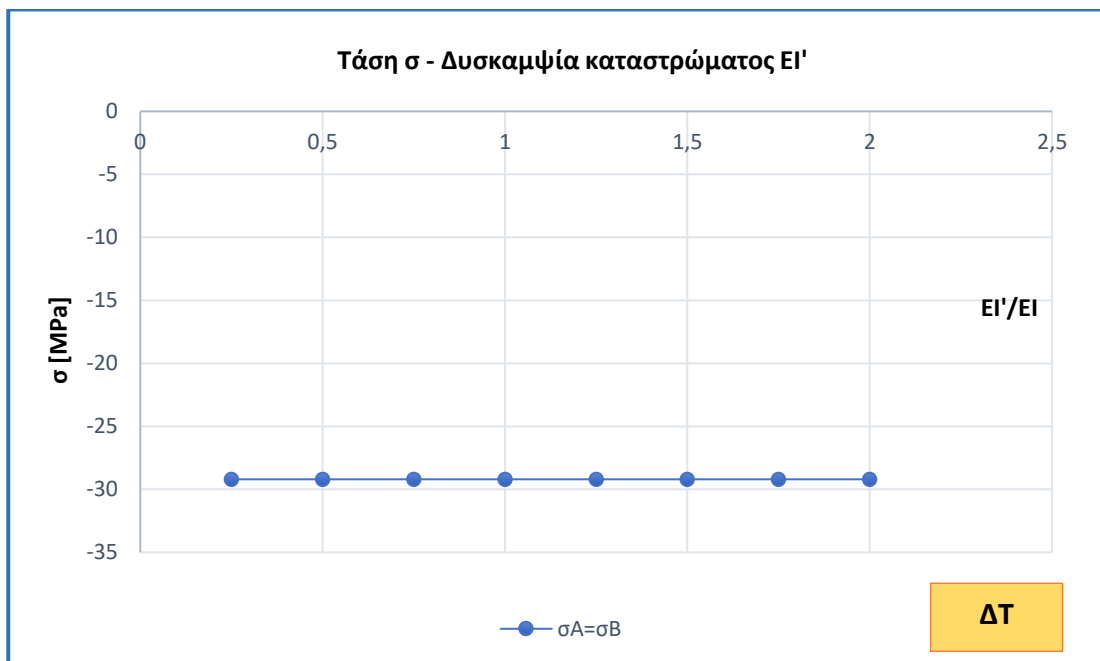
Σχήμα 2.76 Επιρροή ΔΤ στην τελική ένταση των σιδηροτροχιών

Στο διάγραμμα γίνεται σύγκριση των παραπάνω τιμών με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Παρατηρούμε ότι η συμπεριφορά της έντασης των σιδηροτροχιών στην μεταβολή της ΔΤ έχει εκτιμηθεί σωστά σύμφωνα με την απλοποιημένη μέθοδο. Ωστόσο η μέγιστη τάση που προκύπτει είναι σημαντικά μεγαλύτερη (32%) από αυτή των αναλύσεων του Sofistik. Η υπερεκτίμηση αυτή είναι τελικά υπέρ της ασφαλείας όσον αφορά την τελική αποτίμηση των τάσεων.

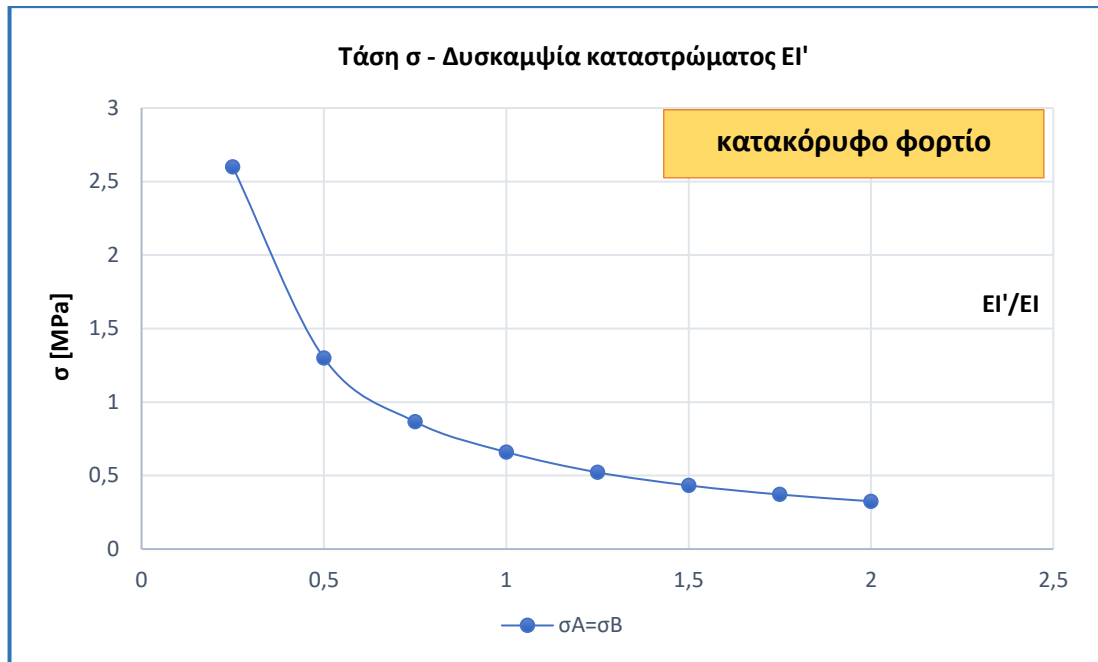
- επιρροή της δυσκαμψίας (EI) του καταστρώματος στην ένταση των σιδηροτροχιών



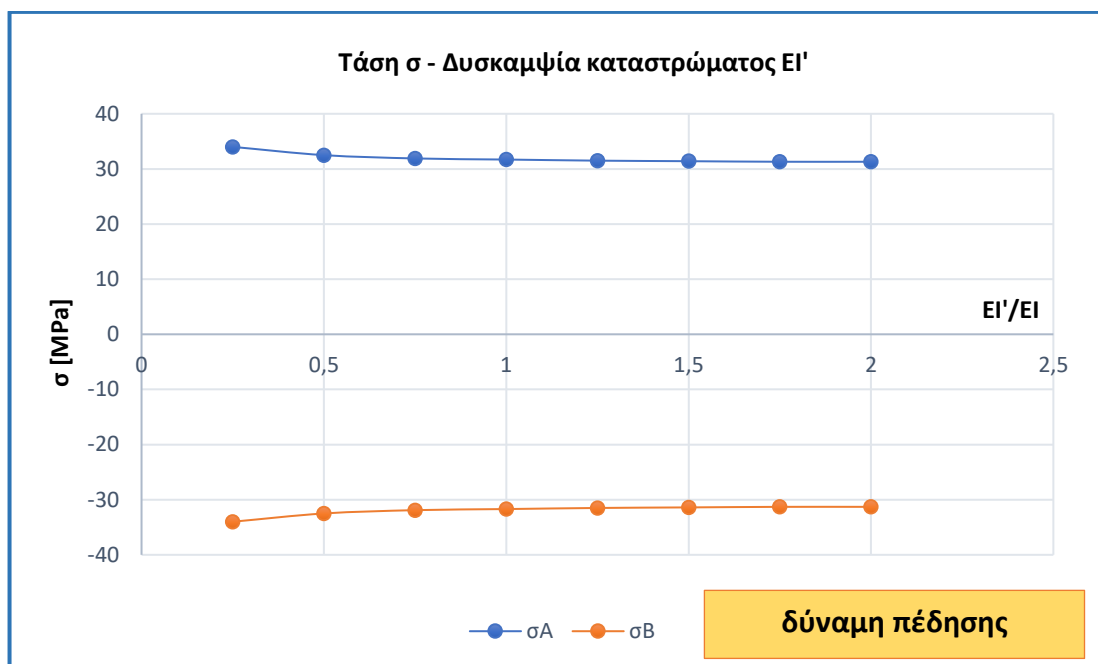
Σχήμα 2.77 Επιρροή EI στη συνολική ένταση



Σχήμα 2.78 Επιρροή EI στην ένταση λόγω ΔΤ



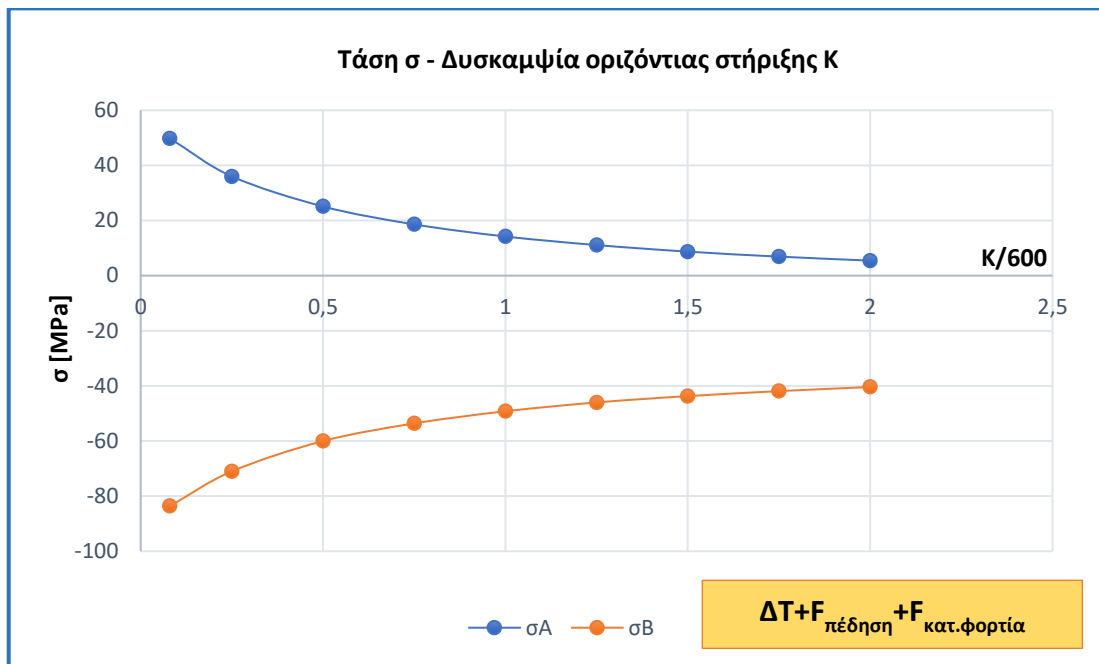
Σχήμα 2.79 Επιρροή  $EI$  στην ένταση λόγω κατακόρυφων φορτίων (κάμψη καταστρώματος)



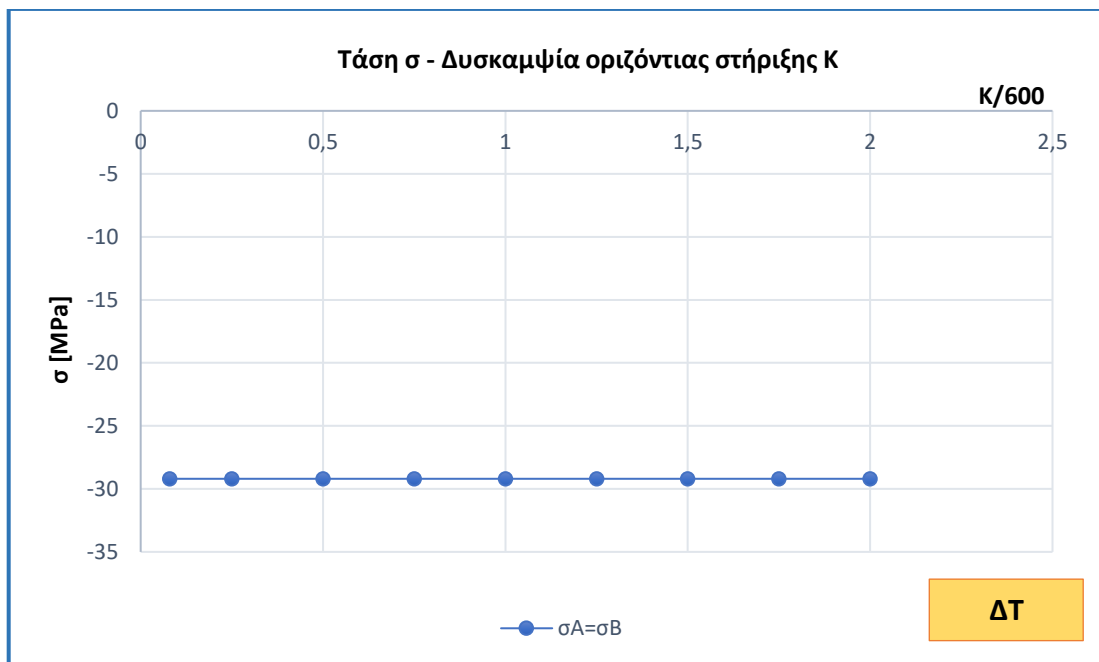
Σχήμα 2.80 Επιρροή  $EI$  στην ένταση λόγω οριζόντιων δυνάμεων πέδησης

Όπως προκύπτει από τα διαγράμματα  $\sigma-(EI'/EI)$ , η καμπτική δυσκαμψία του καταστρώματος της γέφυρας δεν είναι καθοριστική για την τελική ένταση των σιδηροτροχιών. Ομοίως με την περίπτωση του αμφιέριστου φορέα η ένταση λόγω  $\Delta T$  και δυνάμεων πέδησης μένει ανεπηρέαστη από τη μεταβολή της καμπτικής δυσκαμψίας  $EI$ , η οποία επηρεάζει μόνο την ένταση που αναπτύσσεται λόγω των κατακόρυφων φορτίων. Το μέρος αυτό της έντασης είναι ωστόσο πολύ μικρό, επομένως η τελική κατάσταση παραμένει αμετάβλητη σε τυχούσα μεταβολή του  $EI$ .

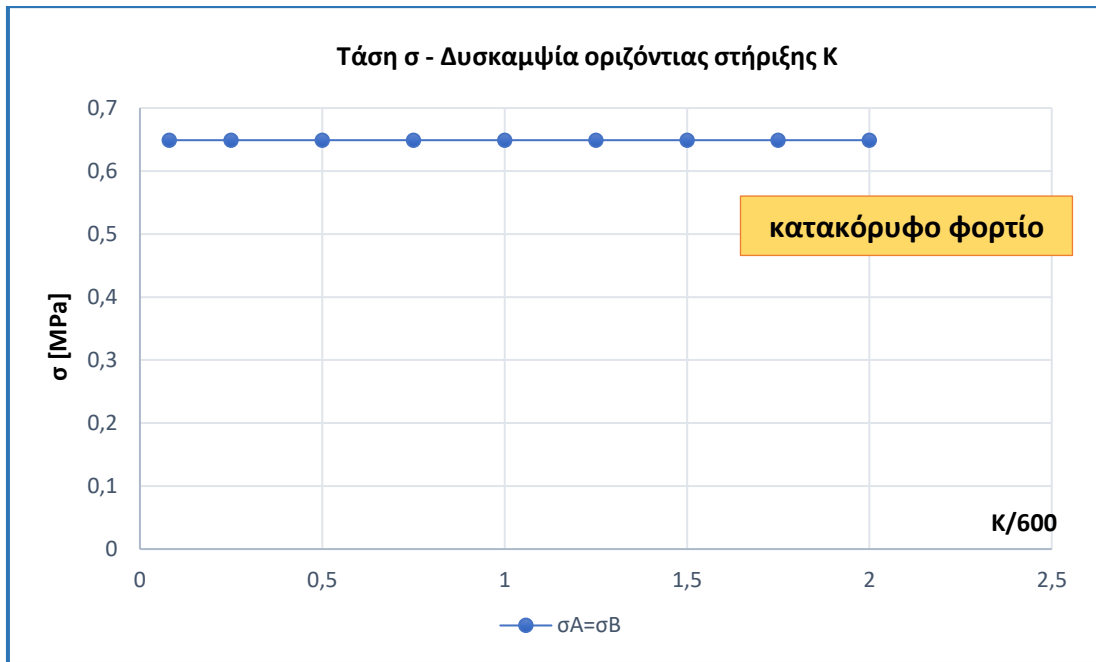
- επιρροή της οριζόντιας δυσκαμψίας (K) της σταθερής στήριξης



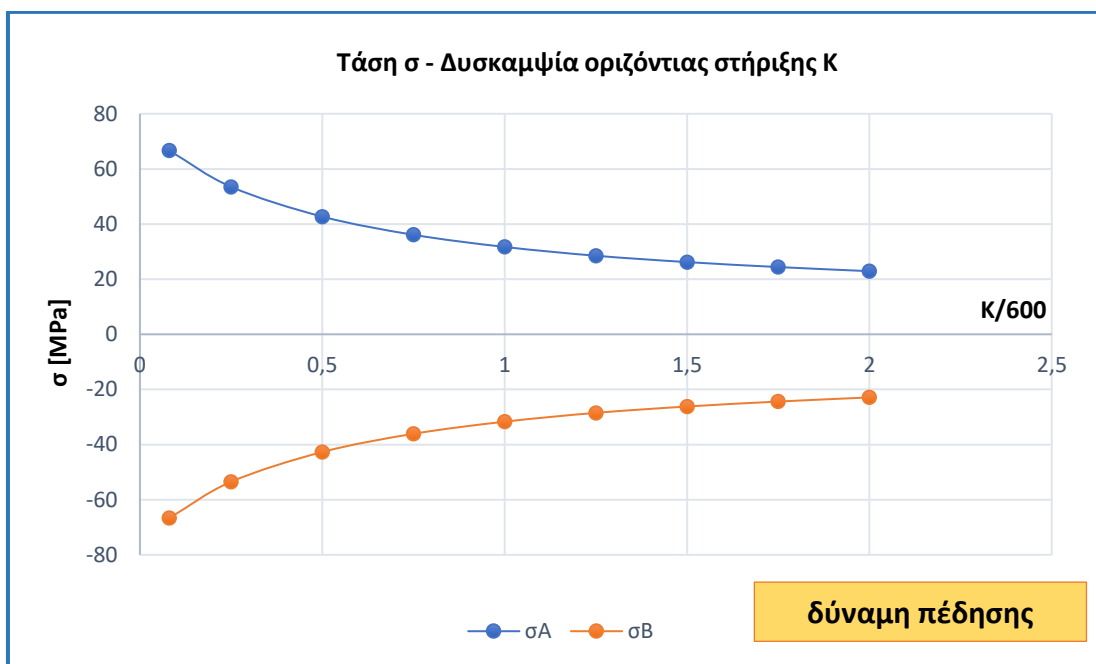
Σχήμα 2.81 Επιρροή K στη συνολική ένταση



Σχήμα 2.82 Επιρροή K στην ένταση λόγω  $\Delta T$



Σχήμα 2.83 Επιρροή K στην ένταση λόγω κατακόρυφων φορτίων (κάμψη καταστρώματος)



Σχήμα 2.84 Επιρροή K στην ένταση λόγω οριζόντιων δυνάμεων πέδησης

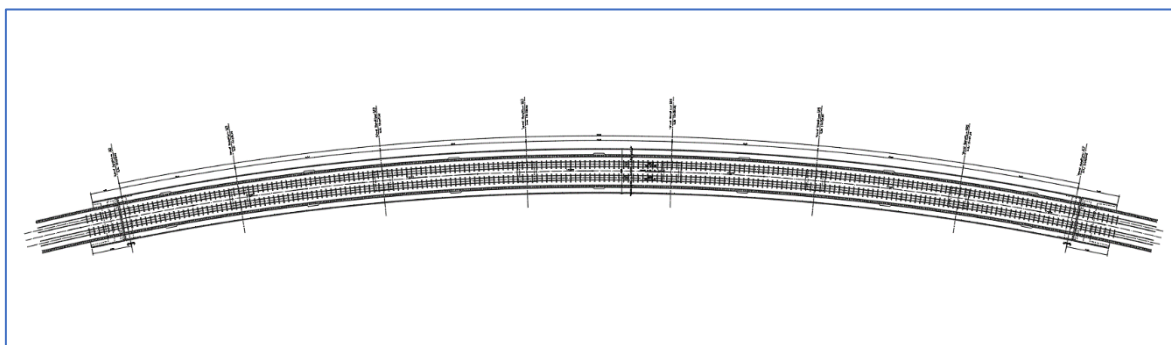
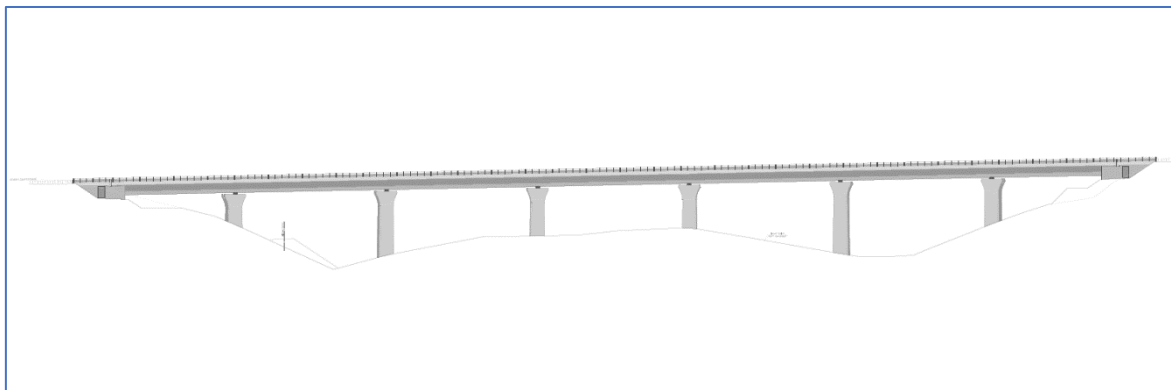
Με βάση τα παραπάνω διαγράμματα βλέπουμε ότι η τιμή της δυσκαμψίας K της οριζόντιας στήριξης επηρεάζει σημαντικά την συνολική μέγιστη ένταση των σιδηροτροχιών. Η επιρροή αυτή αφορά αποκλειστικά το μέρος της έντασης που οφείλεται στις δυνάμεις πέδησης, αφού όπως παρατηρούμε τα αποτελέσματα της  $\Delta T$  και του κατακόρυφου φορτίου είναι ανεξάρτητα του K (στη συγκεκριμένη περίπτωση λόγω συμμετρίας του φορέα).

## 3 ΜΕΛΕΤΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

### 3.1 ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Η υπό εξέταση σιδηροδρομική γέφυρα αποτελεί έναν συνεχή φορέα επτά ανοιγμάτων συνολικού μήκους 297.00m, μεταξύ των αξόνων έδρασης των ακροβάθρων. Τα μήκη των ανοιγμάτων είναι 36m+45m+45m+45m+45m+45m+36m, ενώ αρμοί συστολοδιαστολής τοποθετούνται μόνο στα ακρόβαθρα της γέφυρας. Τα βάθρα αριθμούνται ως A0, M1, M2, M3, M4, M5, M6, A7, όπου με A συμβολίζονται τα ακρόβαθρα και με M τα μεσόβαθρα.

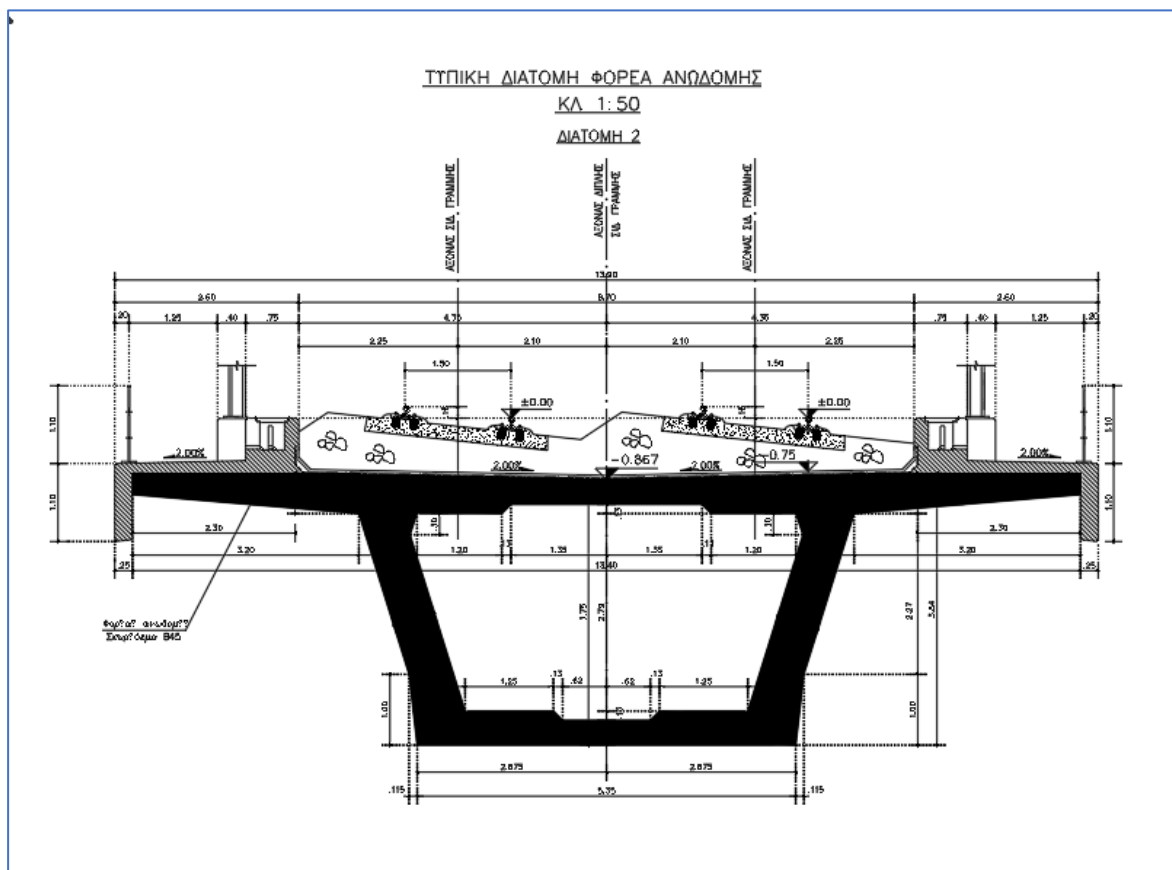
Οριζοντιογραφικά η χάραξη ακολουθεί κυκλικό τόξο ακτίνας  $R=750m$ , ενώ κατά μήκος είναι ευθύγραμμη με σταθερή κλίση 1.9875%.

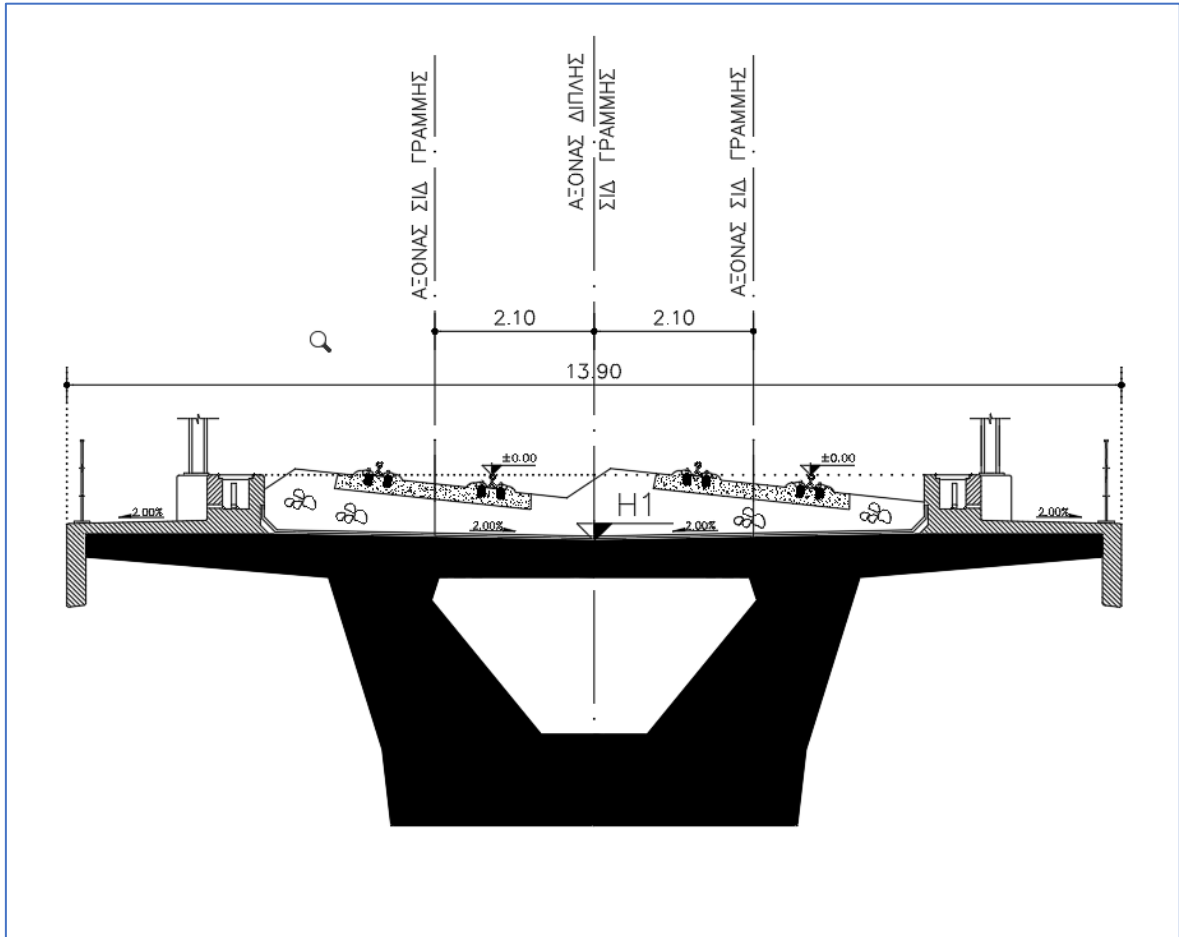


Σχήμα 3.1 Όψη και κάτοψη γέφυρας

Η τυπική διατομή του καταστρώματος είναι κιβωτιοειδούς διατομής (μονοκύπελο κιβώτιο) με ύψος 3.75 m. Το συνολικό πλάτος της άνω πλάκας του κιβωτίου είναι 13.40 m με καθαρό μήκος προβόλων 3.20 m. Οι κορμοί είναι κεκλιμένοι ως προς την κατακόρυφο, ενώ η κάτω πλάκα του κιβωτίου έχει πλάτος 5.35m. Το πάχος της άνω και κάτω πλάκας, αλλά και αυτό των κορμών, μεταβάλλεται στις περιοχές των στηρίξεων. Ο κιβωτιοειδής φορέας της ανωδομής είναι προεντεταμένος στην διαμήκη και στην εγκάρσια διεύθυνση.

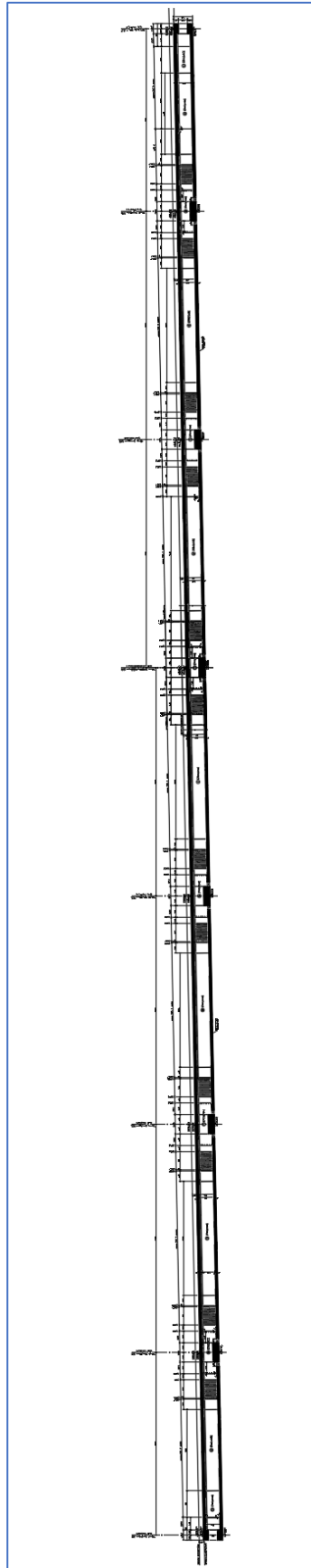
Στο κατάστρωμα της γέφυρας εδράζονται δύο σιδηρογραμμές με απόσταση μεταξύ των αξόνων τους ίση με 4.20m, δηλαδή η κάθε μία τοποθετείται σε απόσταση 2.10m εκατέρωθεν του άξονα της γέφυρας. Το κατάστρωμα είναι ερματισμένο και η κατακόρυφη απόσταση του άξονα των σιδηρογραμμών από την επιφάνεια της κιβωτιοειδούς διατομής είναι ίση με 0.867m. Οι σιδηρογραμμές είναι ενιαίες στο μήκος του καταστρώματος, ενώ τοποθετούνται διατάξεις διαστολής στις θέσεις των ακροβάθρων Α0 και Α7.



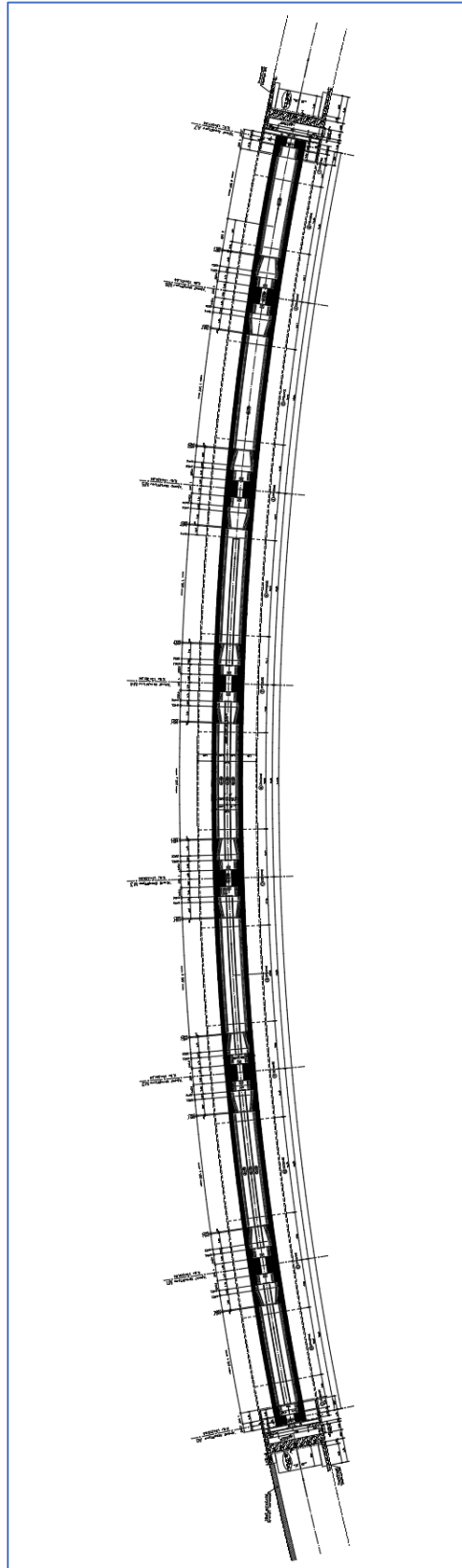


Σχήμα 3.3 Τυπική διαμόρφωση διατομής ( θέσεις στηρίξεων )



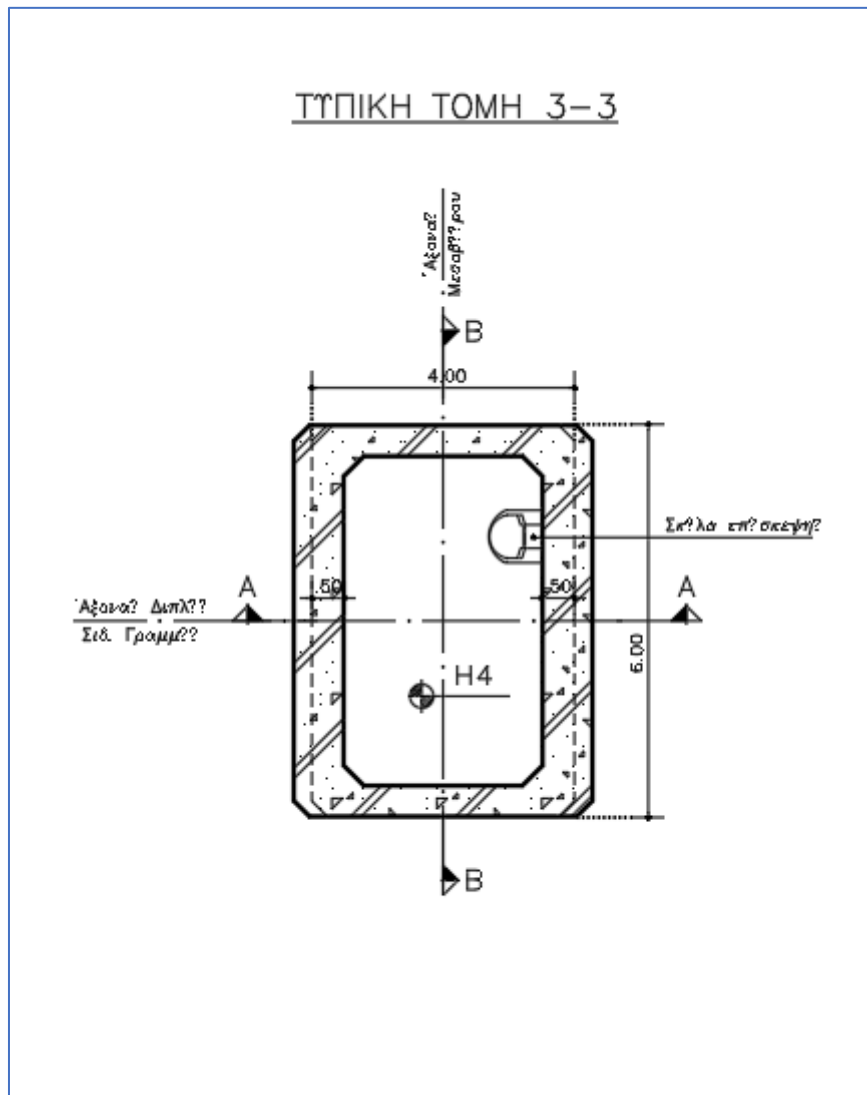


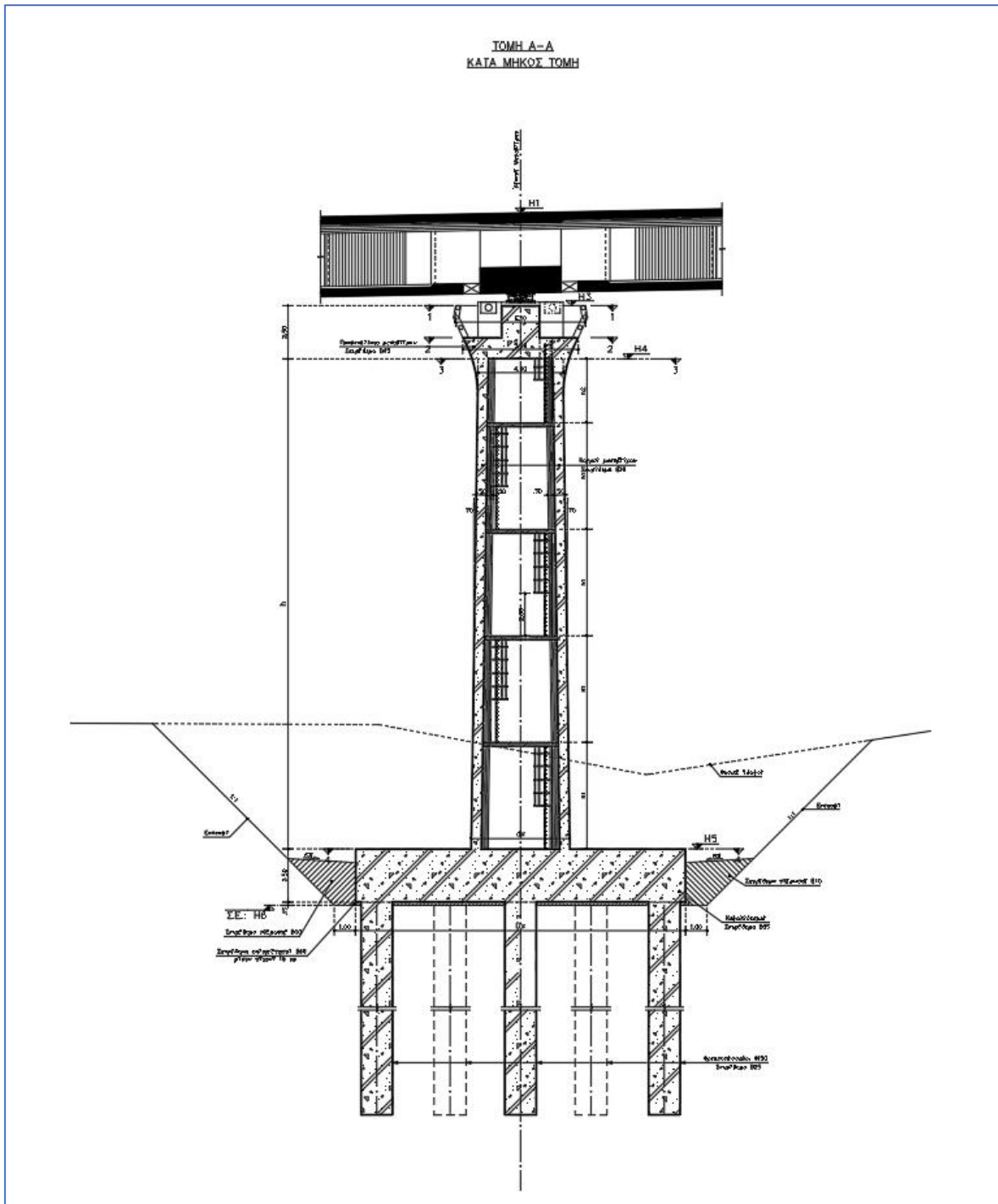
Σχήμα 3.4 Κατά μήκος τομή στο κατακόρυφο επίπεδο

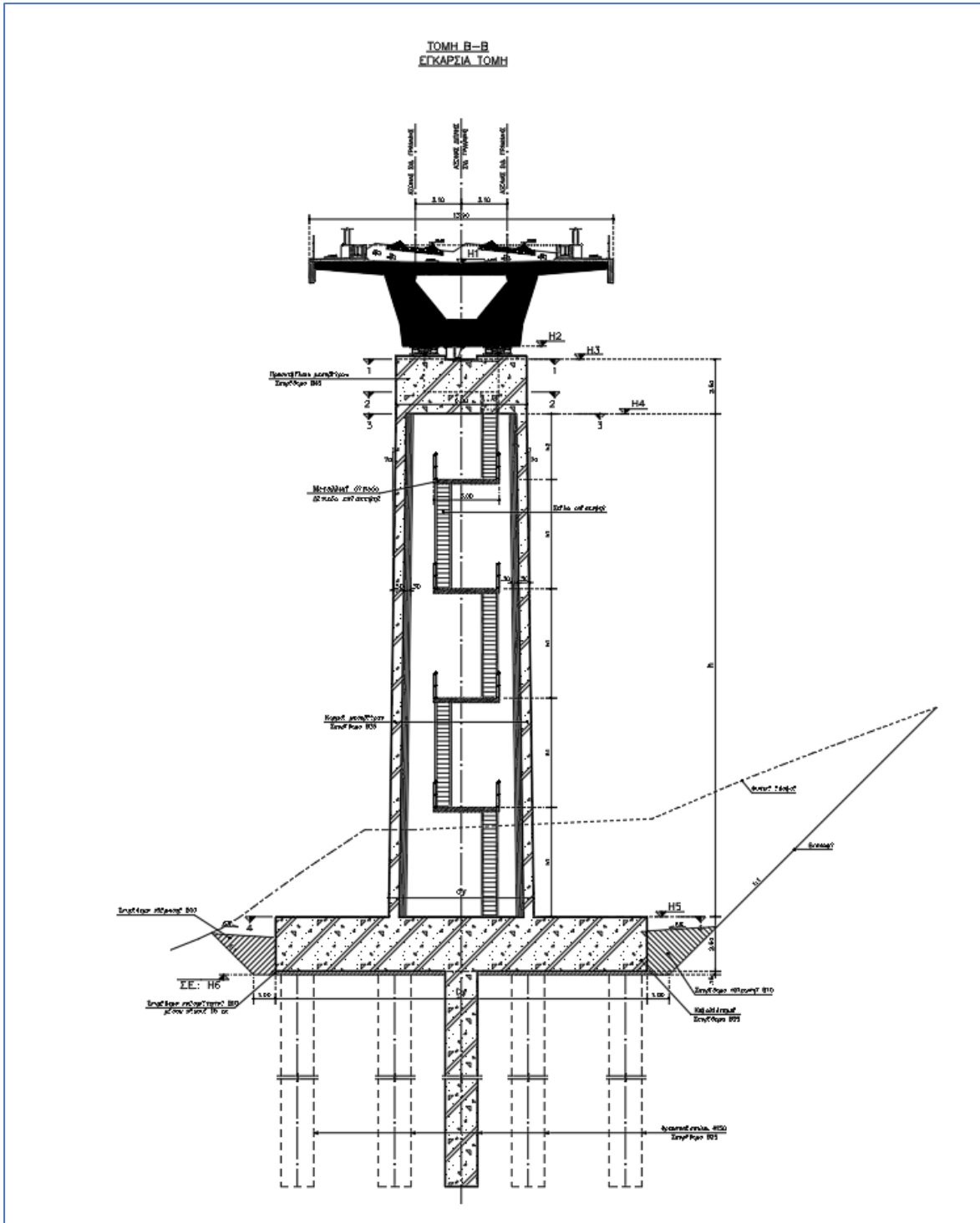


Σχήμα 3.5 Κατά μήκος τομή στο οριζόντιο επίπεδο

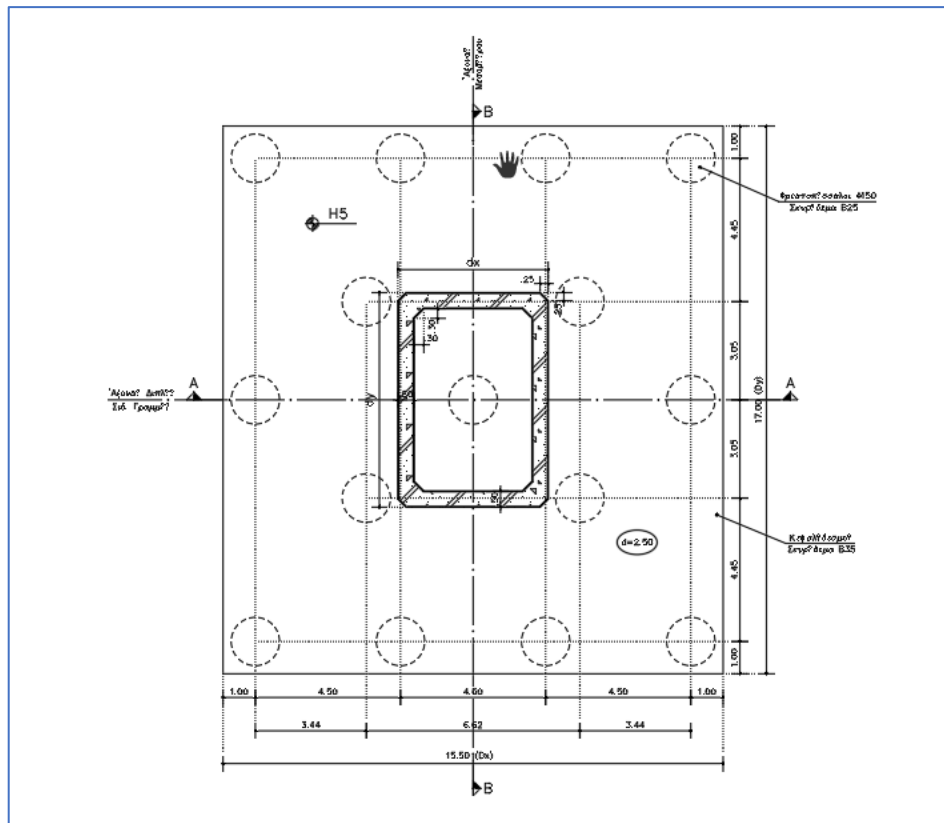
Τα μεσοβάθρα είναι κιβωτιοειδούς διατομής διαστάσεων 4.00×6.00m στην κεφαλή, που αυξάνονται σταθερά στη διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση, από πάνω προς τα κάτω, με λόγο 1:70. Το πάχος των κορμών του κιβωτίου είναι 0.50m σταθερό σε κάθε θέση των μεσοβάθρων. Η κεφαλή των μεσοβάθρων διαμορφώνεται με κατάλληλο τρόπο ώστε να γίνει η τοποθέτηση των εφεδράνων έδρασης του φορέα της ανωδομής.



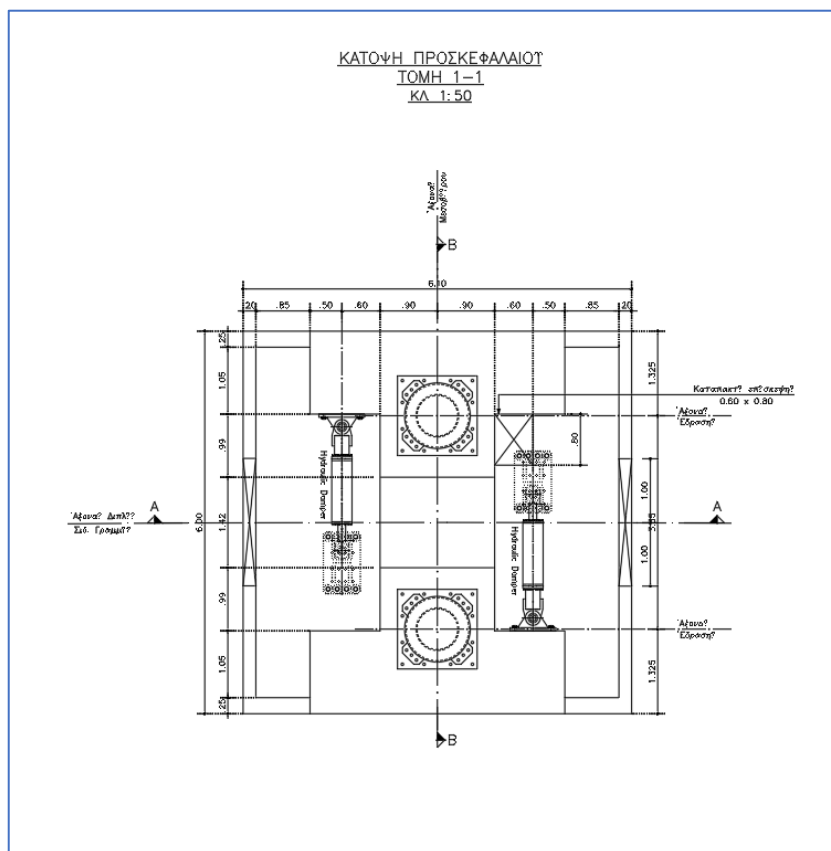




Σχήμα 3.8 Διαμόρφωση μεσοβάθρων



Σχήμα 3.9 Κεφαλόδεσμος θεμελίωσης μεσοβάθρων

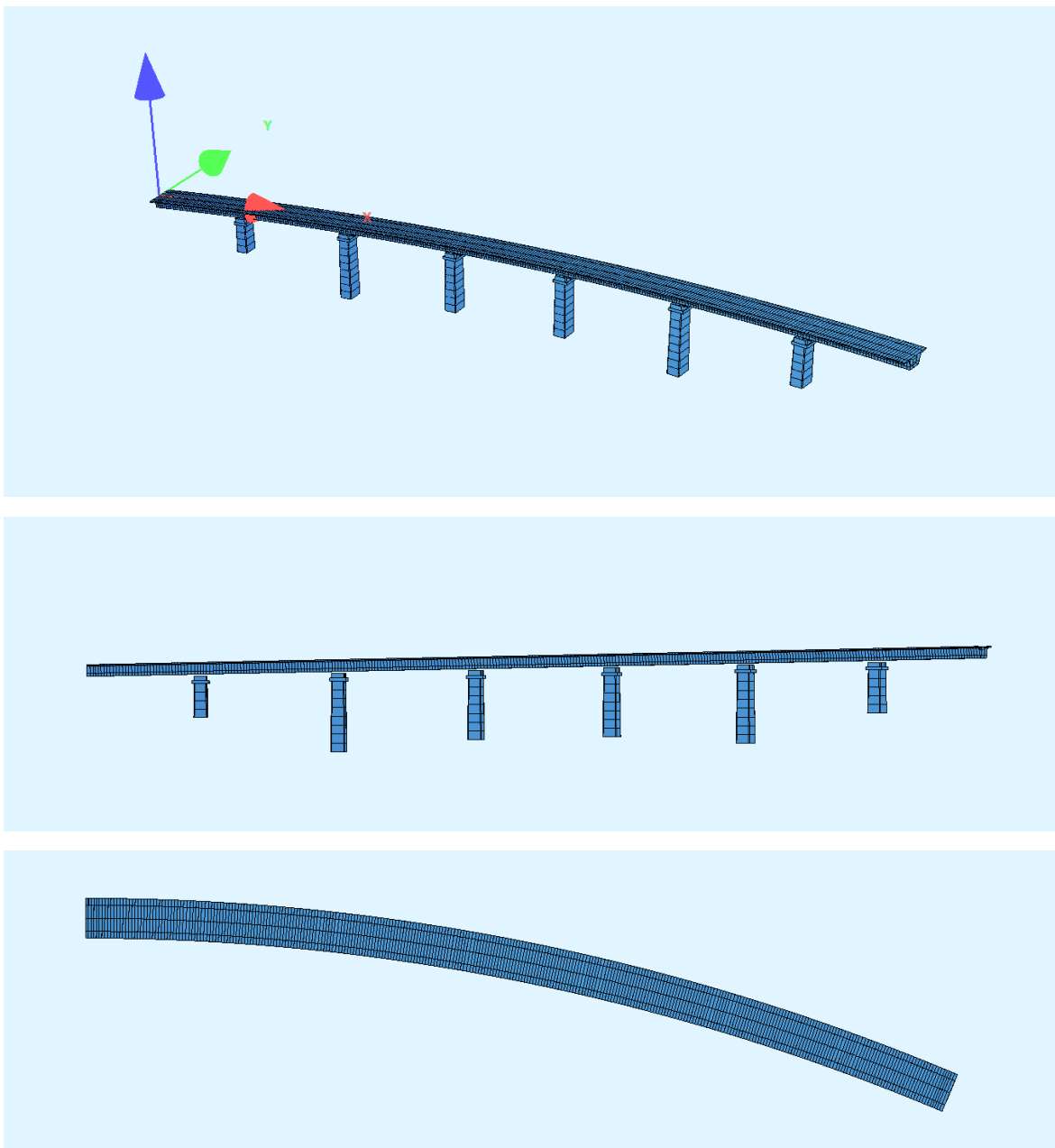


Σχήμα 3.10 Διαμόρφωση κεφαλής μεσοβάθρων ( εφένδρανα και υδραυλικοί αποσβεστήρες )

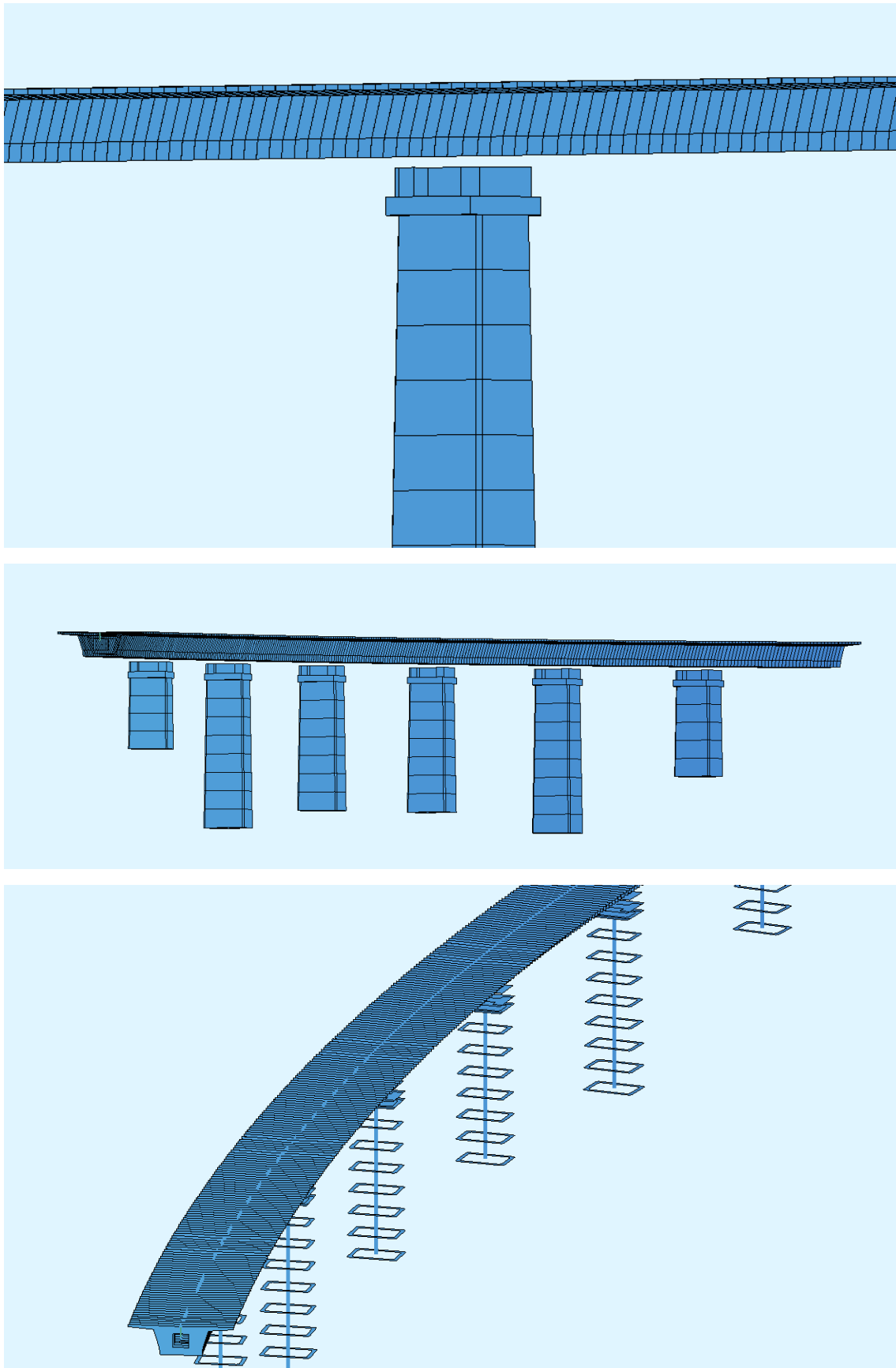
## 3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

### 3.2.1 ΜΟΡΦΩΣΗ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Το κατάστρωμα της γέφυρας προσομοιώνεται με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία, τα οποία δίνουν τη συνολική ένταση σε κάθε θέση του φορέα, αφού δεν εξετάζουμε την εγκάρσια κατανομή της εντατικής κατάστασης στην παρούσα μελέτη. Το μέγιστο μήκος των στοιχείων είναι τα 3.00m. Το καθολικό σύστημα αξόνων τοποθετείται στη θέση του ακροβάθρου Α0. Ο άξονας  $x$  είναι εφαπτόμενος στον άξονα της γέφυρας στη θέση αυτή, ενώ ο  $y$  κάθετος.



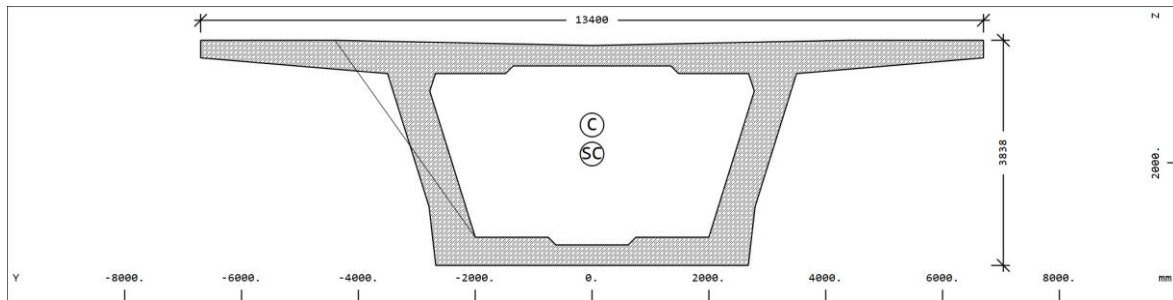
Σχήμα 3.11 Διάφορες απόψεις του υπολογιστικού προσομοιώματος της γέφυρας



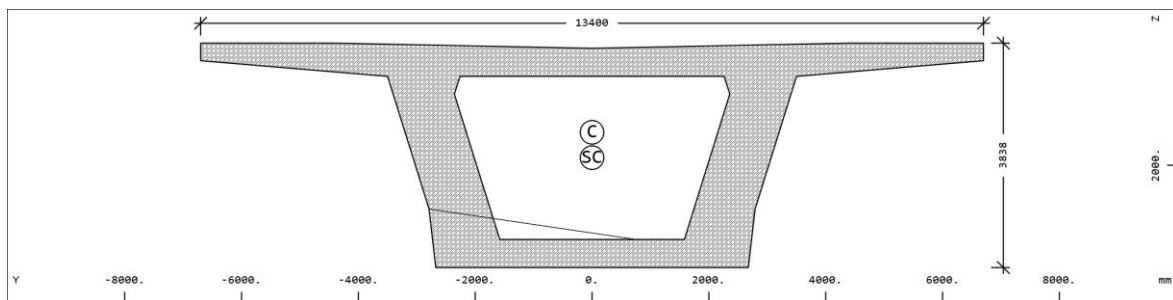
Σχήμα 3.12 Διάφορες απόψεις του υπολογιστικού προσομοιώματος της γέφυρας



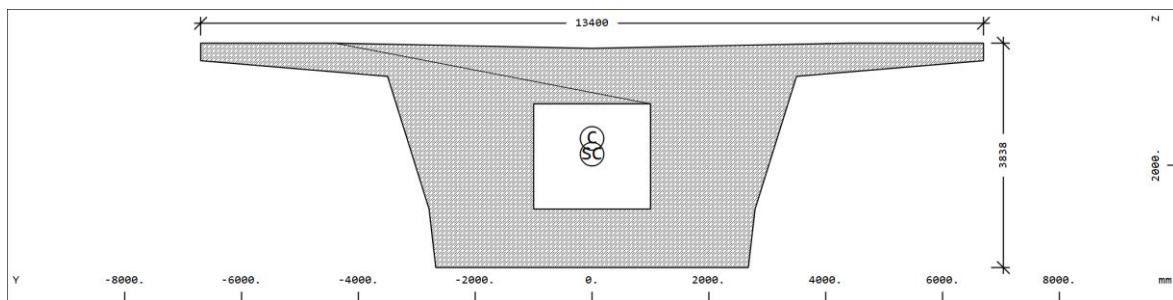
Στο προσομοίωμα εισήχθησαν οι διατομές της ανωδομής και των μεσοβάθρων. Για τον φορέα της ανωδομής η διατομή διαφοροποιείται στις περιοχές των ανοιγμάτων και στις θέσεις των στηρίξεων. Για τα μεσόβαθρα η διατομή είναι κοινή στη θέση της κεφαλής και ανάλογα με το ύψος του μεσοβάθρου προκύπτει η διατομή της βάσης.



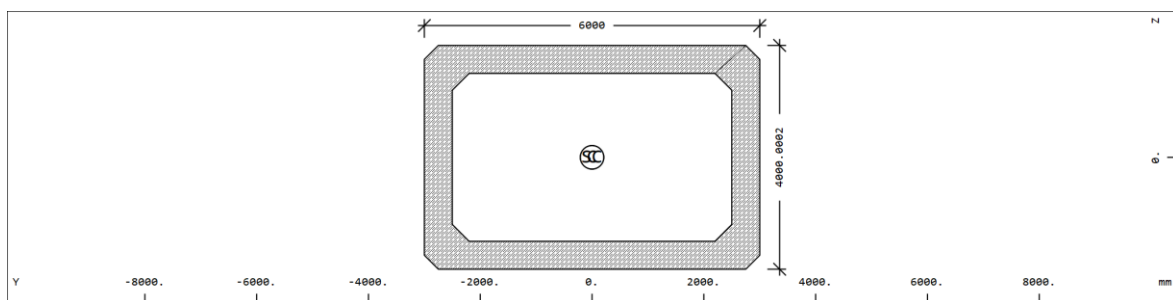
Σχήμα 3.13 Γεωμετρία διατομής ανοίγματος



Σχήμα 3.14 Γεωμετρία ενδιάμεσης διατομής ( ανοίγμα προς στήριξη )



Σχήμα 3.15 Γεωμετρία διατομής στηρίξεων



Σχήμα 3.16 Γεωμετρία διατομής κεφαλής μεσοβάθρων

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	1.2034E+01	7.184E+00	2.334E+01	0.0	0.0	36283	30083.9	1.187E+02
2	4.022E+01	3.485E+00	1.187E+02	1355.7	1851.1	15118	(BEAM)	2.334E+01
			-1.460E-15					90.00

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

Πίνακας 3.1 Χαρακτηριστικά διατομής ανοίγματος

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	1.4919E+01	8.425E+00	2.641E+01	0.0	0.0	36283	37297.5	1.306E+02
2	4.705E+01	5.347E+00	1.306E+02	1437.4	1870.5	15118	(BEAM)	2.641E+01
			5.329E-15					-90.00

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

Πίνακας 3.2 Χαρακτηριστικά ενδιάμεσης διατομής

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	2.2511E+01	1.509E+01	3.300E+01	0.0	0.0	36283	56276.7	1.450E+02
2	6.408E+01	1.037E+01	1.450E+02	1542.1	1811.2	15118	(BEAM)	3.300E+01
			-1.847E-16					90.00

Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

Πίνακας 3.3 Χαρακτηριστικά διατομής στηρίξεων

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
1	9.0550E+00	5.277E+00	2.064E+01	0.0	0.0	36283	22637.5	4.072E+01
2	4.497E+01	2.974E+00	4.072E+01	0.0	0.0	15118	(BEAM)	2.064E+01
			1.943E-16					-90.00

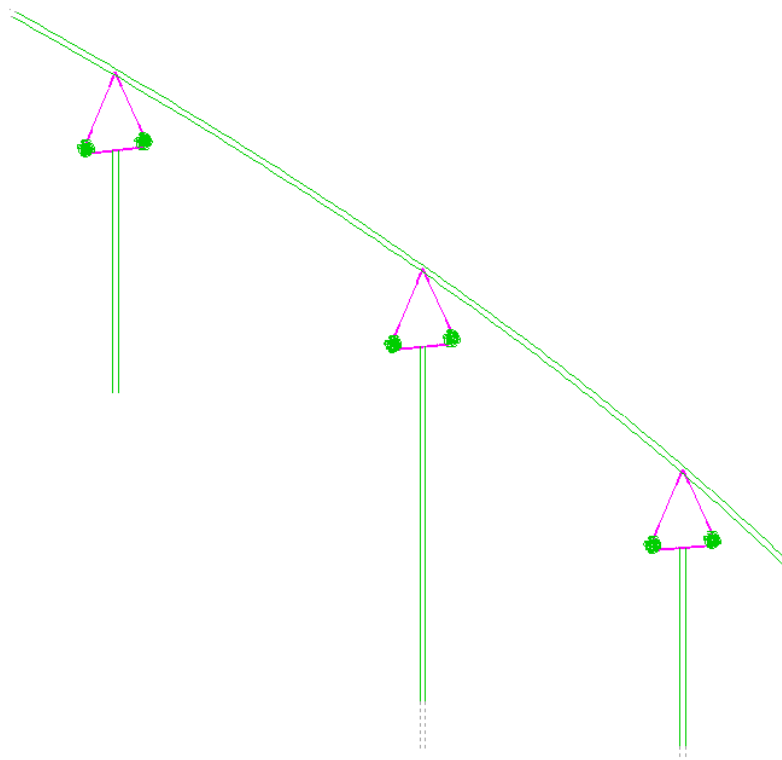
Mat material number  
 A[m2] sectional area  
 Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2] transverse shear deformation area  
 Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4] bending moment of inertia  
 I-1[m4],I-2[m4],α[°] principal moments of inertia and angle of the principal axes  
 MRf reinforcement material number  
 It[m4] torsional moment of inertia  
 G[N/mm2] Shear modulus  
 yc[mm],zc[mm] ordinate of elastic centroid  
 ysc[mm],zsc[mm] ordinate of shear centre  
 E[N/mm2] Young's modulus  
 g[kg/m] weight per length

Πίνακας 3.4 Χαρακτηριστικά διατομής μεσοθάρων

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα:

ΥΛΙΚΟ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ
Σκυρόδεμα	C 45/55
Χάλυβας χαλαρών οπλισμών	B 500 C
Χάλυβας προέντασης	Υ 1860

Για την προσομοίωση των εφεδράνων των στηρίξεων γίνεται χρήση στοιχείων ελατηρίου. Στα μεσόβαθρα δεσμεύονται οι μετακινήσεις στην κατακόρυφη διεύθυνση και σε αυτήν κάθετα στον άξονα της γέφυρας στο οριζόντιο επίπεδο (δηλαδή επιτρέπεται μόνο η μετακίνηση εφαπτομενικά του άξονα της γέφυρας). Στο ακρόβαθρο A0 δεσμεύονται οι μετακινήσεις στο οριζόντιο επίπεδο και οι κατακόρυφες μετακινήσεις. Στο ακρόβαθρο A7 δεσμεύεται η μετακίνηση κάθετα στον άξονα της γέφυρας στο οριζόντιο επίπεδο καθώς και η κατακόρυφη μετακίνηση. Σε όλες τις θέσεις στηρίξεων επιτρέπονται ελεύθερα οι στροφές.



Σχήμα 3.17 Διαμόρφωση σύνδεσης καταστρώματος και μεσοβάθρων (άκαμπτα στοιχεία και ελαστικοί σύνδεσμοι)

### 3.2.2 ΠΡΟΕΝΤΑΣΗ

Η προένταση πραγματοποιείται με 7-κλινα συρματόσχοινα ποιότητας χάλυβα Υ 1860. Χρησιμοποιούνται τένοντες με 18 (18Φ15.7mm) και 19 (19Φ15.7mm) συρματόσχοινα.

Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των μειώσεων των δυνάμεων προέντασης είναι:

$$\mu = 0.20$$

συντελεστής τριβής

$$\beta = 0.01 \text{ rad/m } (0.573 \text{ } ^\circ/\text{m})$$

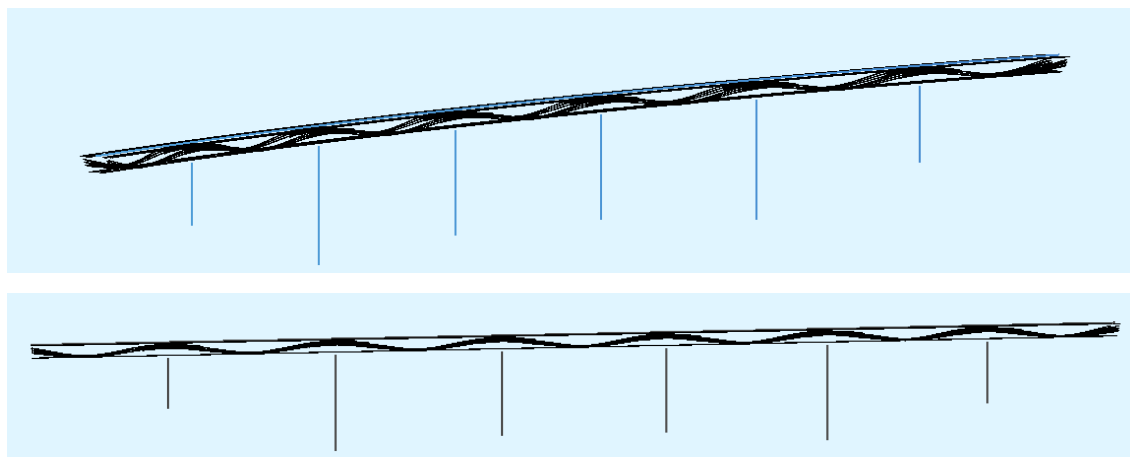
αθέλητη γωνία εκτροπής

$$\delta = 4 \text{ mm}$$

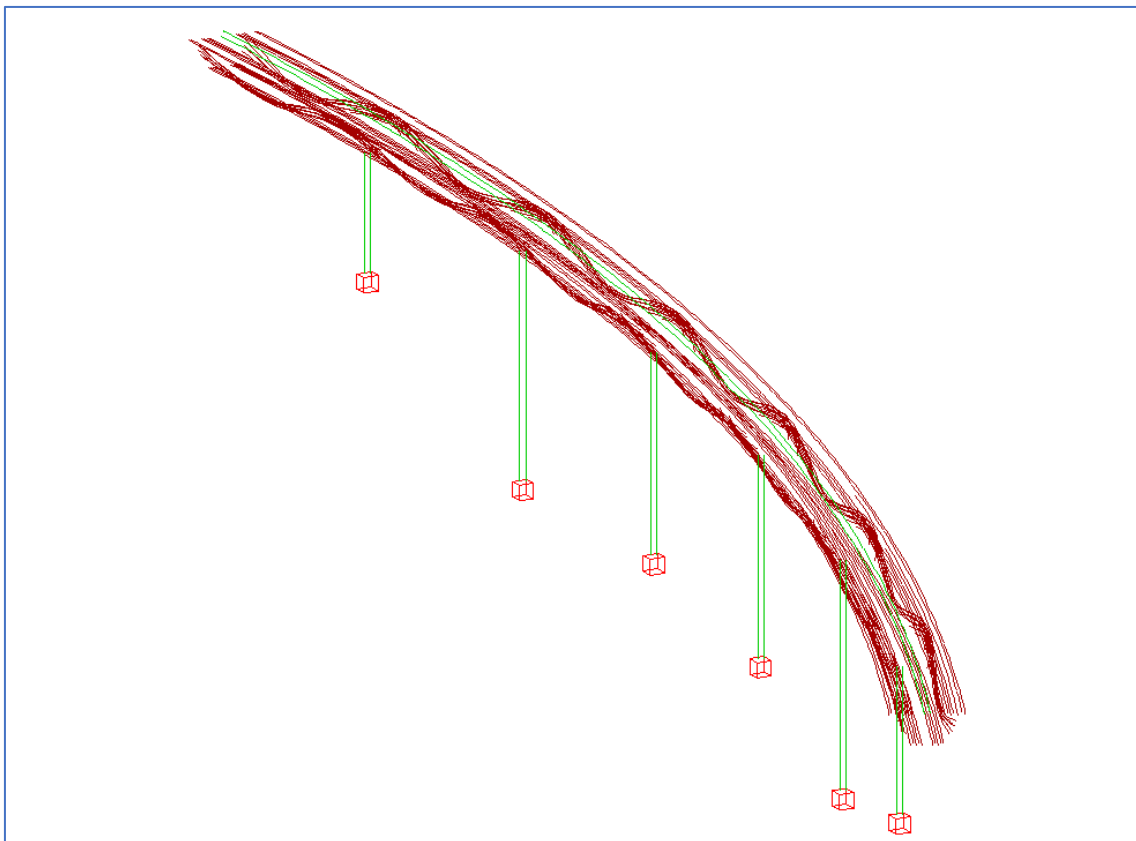
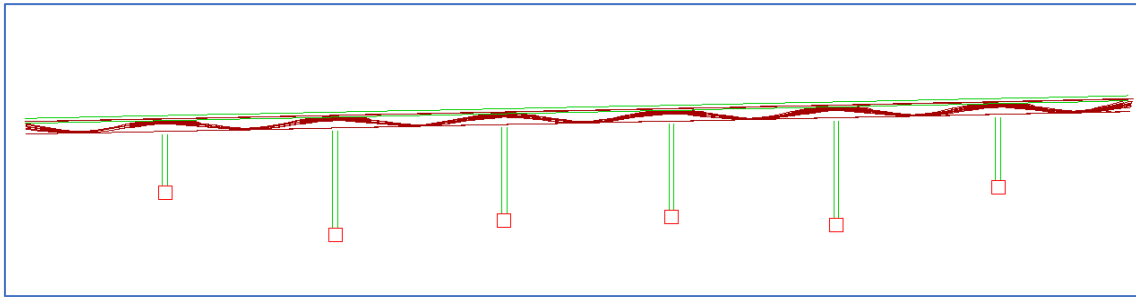
ολίσθηση σφήνας στο ταυνόμενο άκρο

Οι τένοντες προέντασης διακρίνονται σε ευθύγραμμους άνω και κάτω πέλματος και σε παραβολικούς. Στον παρακάτω πίνακα δίνονται συνοπτικά τα στοιχεία για κάθε ομάδα τενόντων:

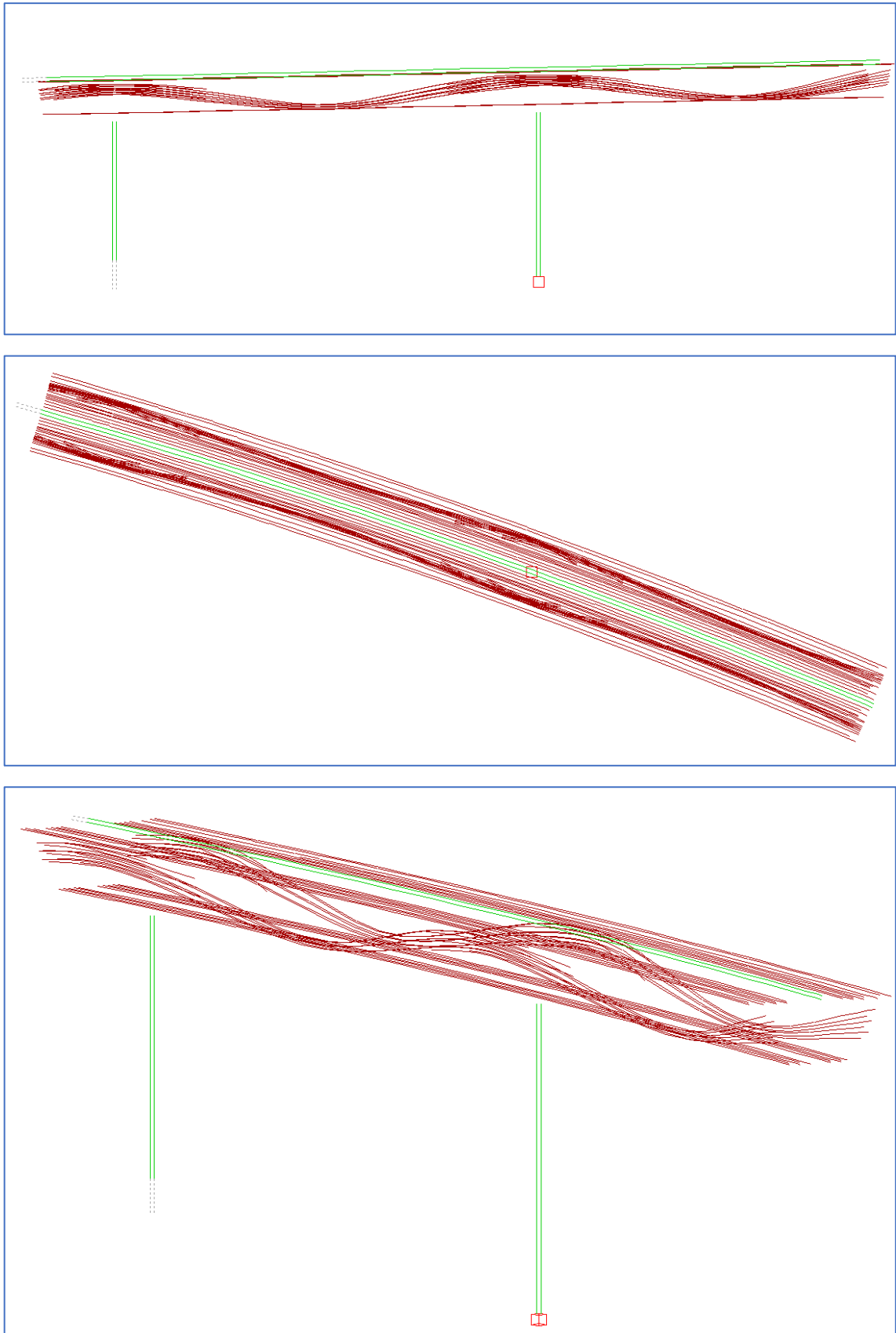
ΤΕΝΟΝΤΕΣ	ΠΛΗΘΟΣ	ΤΥΠΟΣ	ΔΥΝΑΜΗ ΤΑΝΥΣΗΣ (KN)
ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟΙ ΑΝΩ ΠΛΑΚΑ	106	19Φ15.7mm (19T15)	3000
ΕΥΘΥΓΡΑΜΜΟΙ ΚΑΤΩ ΠΛΑΚΑ	70	19Φ15.7mm (19T15)	3000
ΠΑΡΑΒΟΛΙΚΟΙ	84	18Φ15.7mm (18T15)	2955



Σχήμα 3.18 Άποψη των τενόντων προεντάσεως



Σχήμα 3.19 Απόψεις των τενόντων προεντάσεως



Σχήμα 3.20 Απόψεις των τενόντων προεντάσεως

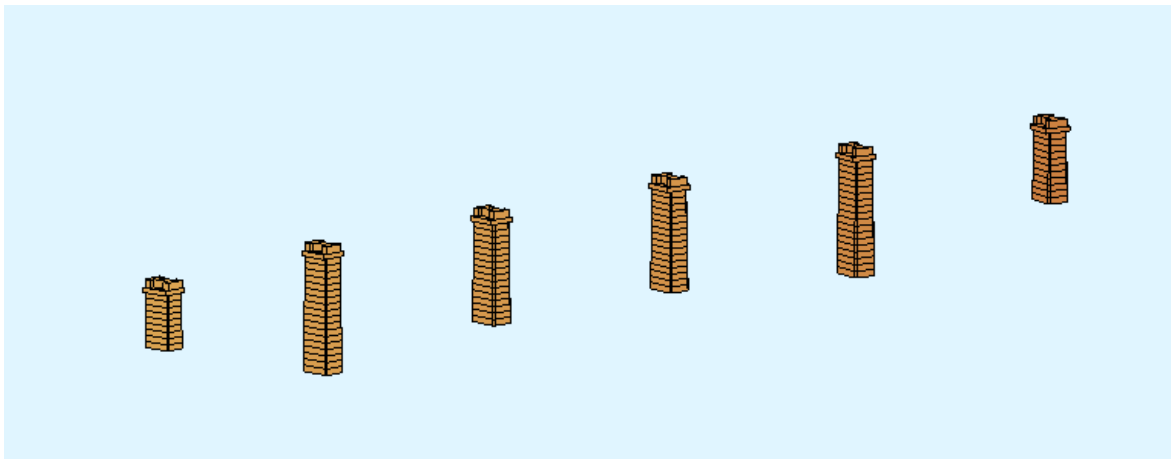
### 3.2.3 ΦΑΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στο προσομοίωμα έχουν ληφθεί υπόψη τα στάδια κατασκευής της γέφυρας μέχρι την διαμόρφωση του τελικού στατικού συστήματος. Αυτό είναι απαραίτητο για την ορθή αποτίμηση των μακροχρόνιων επιδράσεων του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος στην εντατική κατάσταση των σιδηροτροχιών και στους απαιτούμενους ελέγχους των μετακινήσεων.

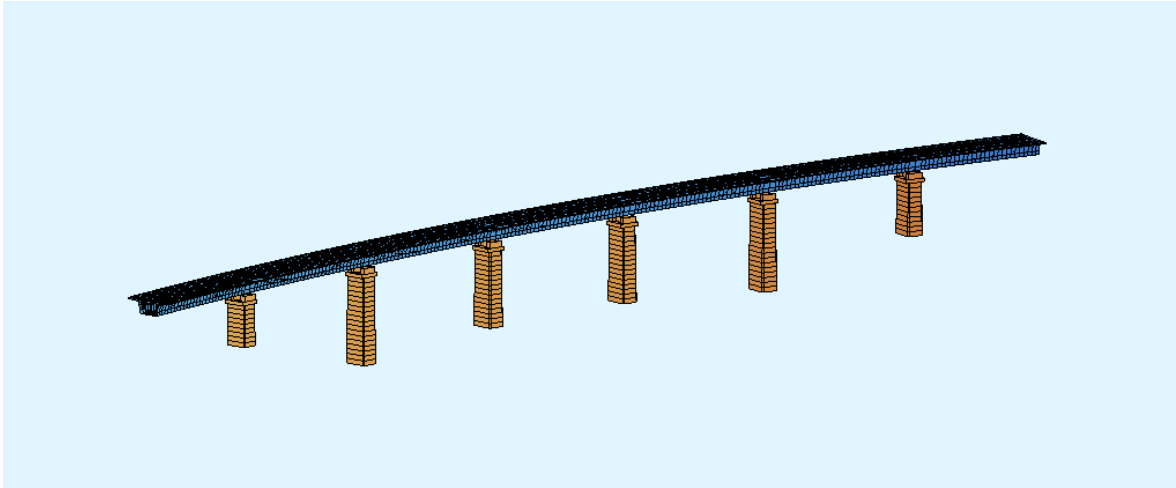
Η διαδικασία της ανέγερσης του φορέα έχει χωρισθεί στις παρακάτω φάσεις:

- ΦΑΣΗ 1: Ανέγερση μεσοβάθρων
- ΦΑΣΗ 2: Ανέγερση φορέα ανωδομής (ίδιο βάρος σκυροδέματος μόνο)
- ΦΑΣΗ 3: Επιβολή ευθύγραμμης προέντασης
- ΦΑΣΗ 4: Επιβολή παραβολικής προέντασης
- ΦΑΣΗ 5: Επιβολή πρόσθετων μόνιμων φορτίων ( 205.70 KN/m )
- ΦΑΣΗ 6 Τοποθέτηση σιδηροτροχιών

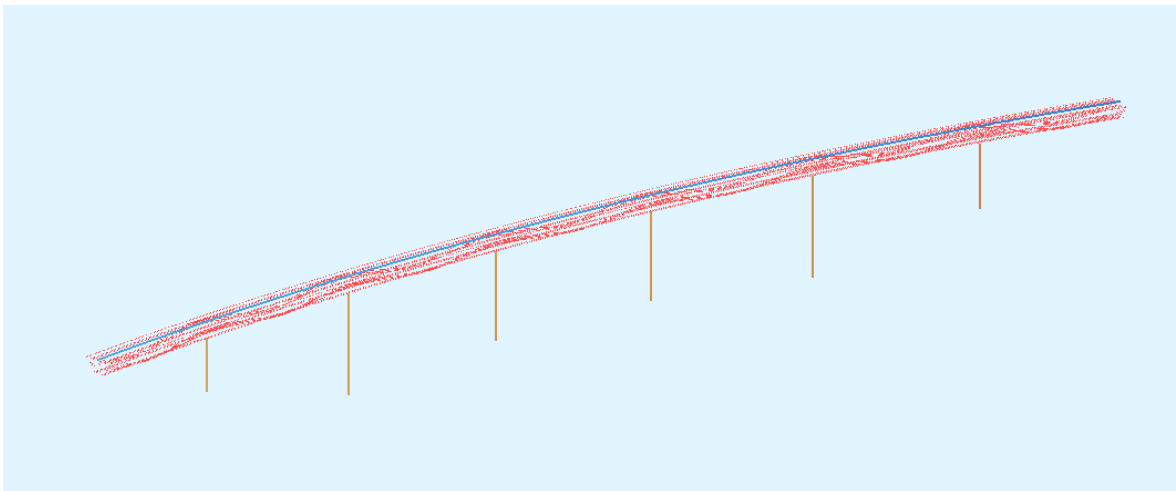
Γίνεται θεώρηση ότι η τοποθέτηση των σιδηροτροχιών πραγματοποιείται 500 ημέρες μετά της επιβολή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων στη γέφυρα.



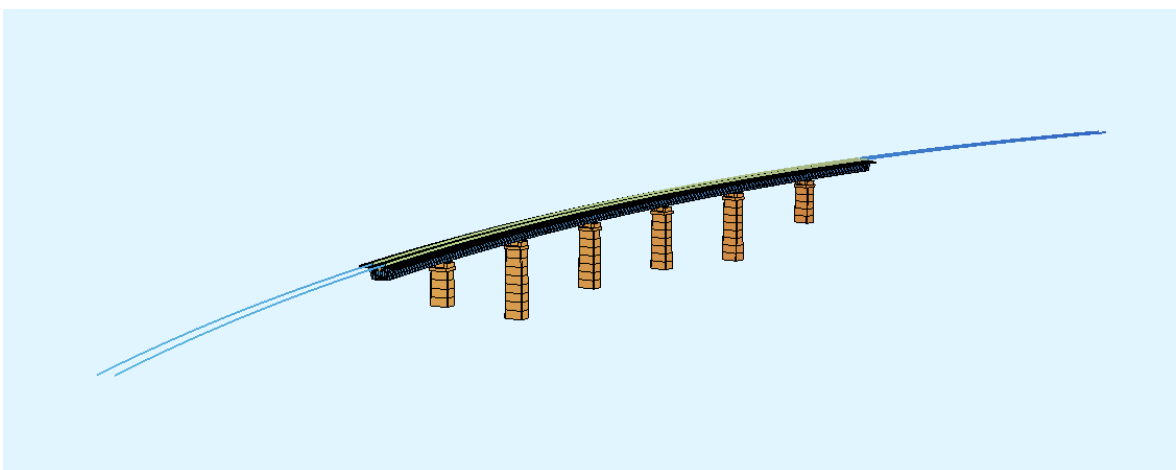
Σχήμα 3.21 Φάση 1



Σχήμα 3.22 Φάση 2



Σχήμα 3.23 Φάση 4



Σχήμα 3.24 Φάση 6

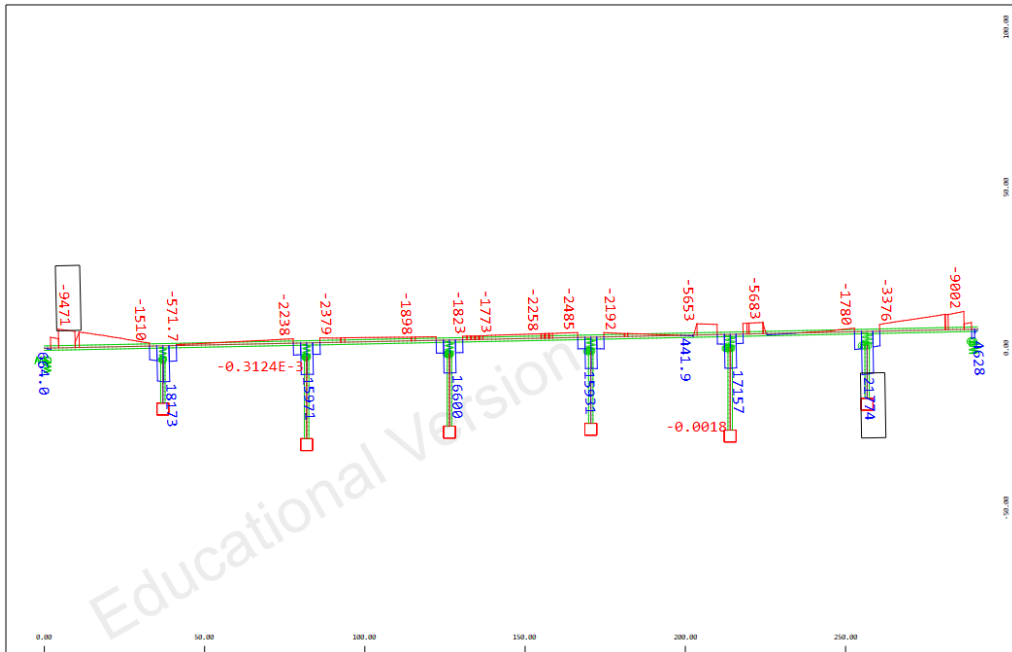


### 3.3 ΑΝΑΛΥΣΗ

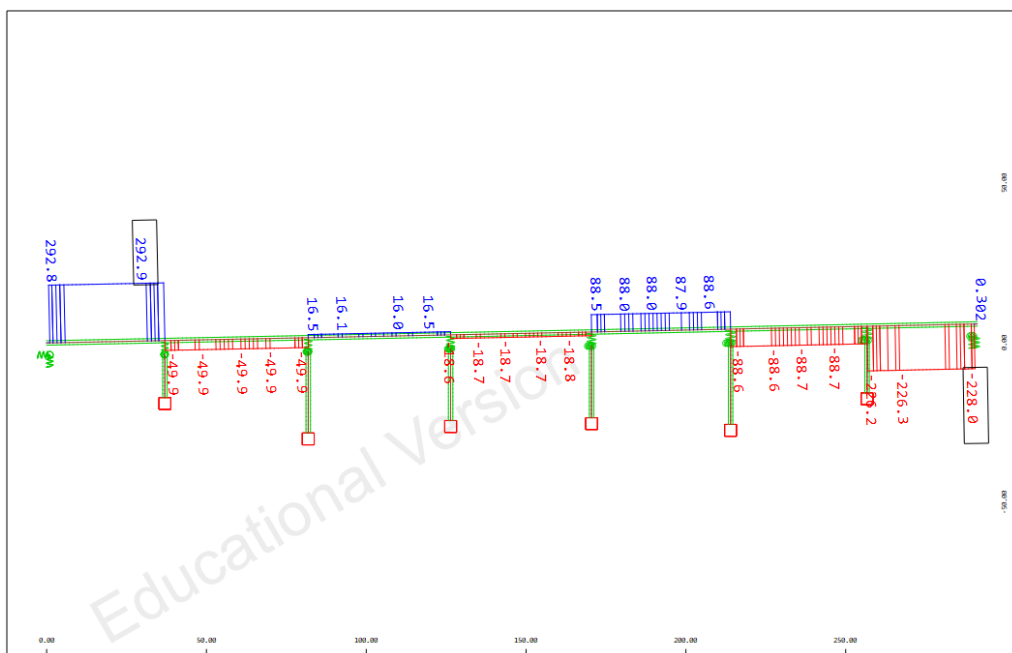
#### 3.3.1 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΛΟΓΩ ΠΡΟΕΝΤΑΣΗΣ

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 κάμψης ( $M_y$ ), καθώς και των τάσεων της άνω και κάτω ίνας της διατομής κατά μήκος του φορέα.

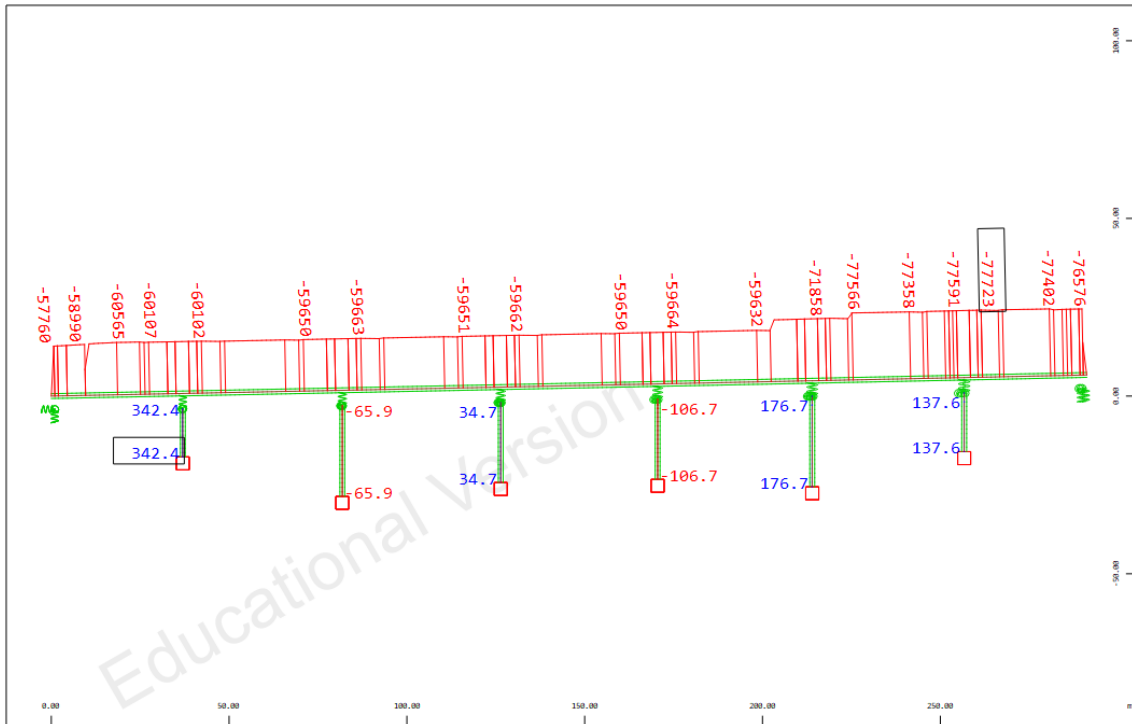
##### ■ ευθύγραμμη προένταση



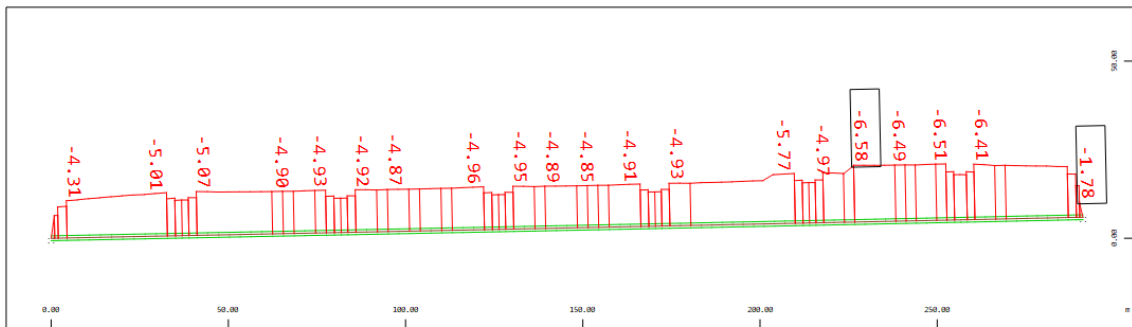
Σχήμα 3.25 Ροπές κάμψης ( $M_y$ ) – ευθύγραμμη προένταση



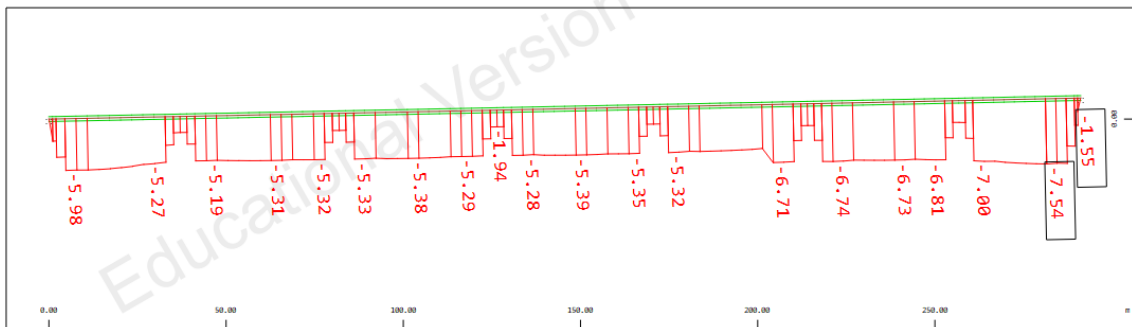
Σχήμα 3.26 Τέμνουσα δύναμη ( $V_z$ ) – ευθύγραμμη προένταση



Σχήμα 3.27 Αξονική δύναμη (Nk) – ευθύγραμμη προέκταση



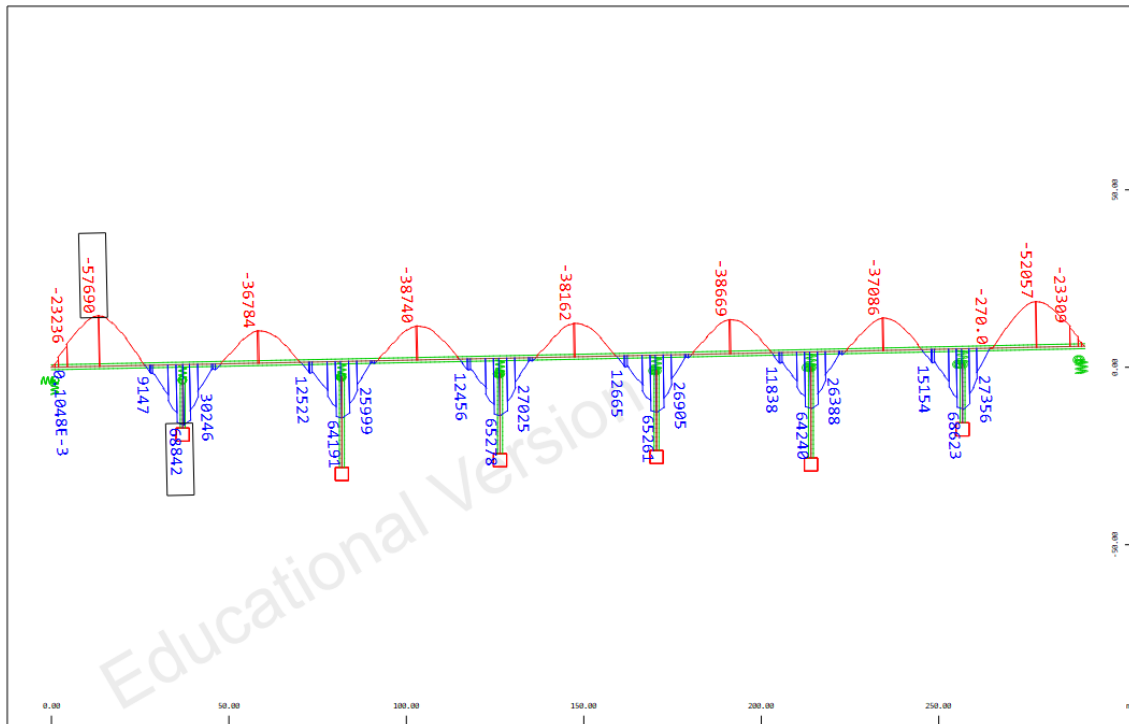
Sector of system Group 1  
 Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 9011 straight, Material 1 C 45/55 (EN 1992) , 1 cm 30 = 5.00 MPa (Min=-6.58) (Max=1.2818e-07) H 1 : 1219



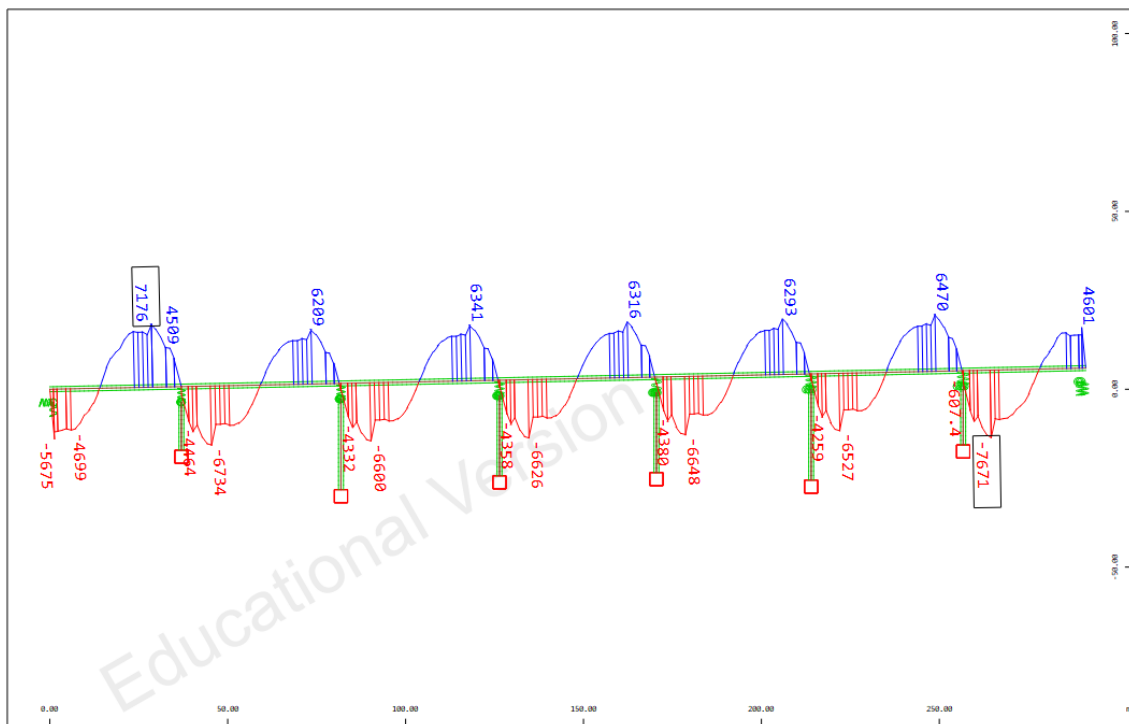
Sector of system Group 1  
 Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 9011 straight, Material 1 C 45/55 (EN 1992) , 1 cm 30 = 5.00 MPa (Min=-7.54) (Max=-6.1770e-08) H 1 : 1219

Σχήμα 3.28 Τάσεις άνω και κάτω ίνας της διατομής – ευθύγραμμη προέκταση

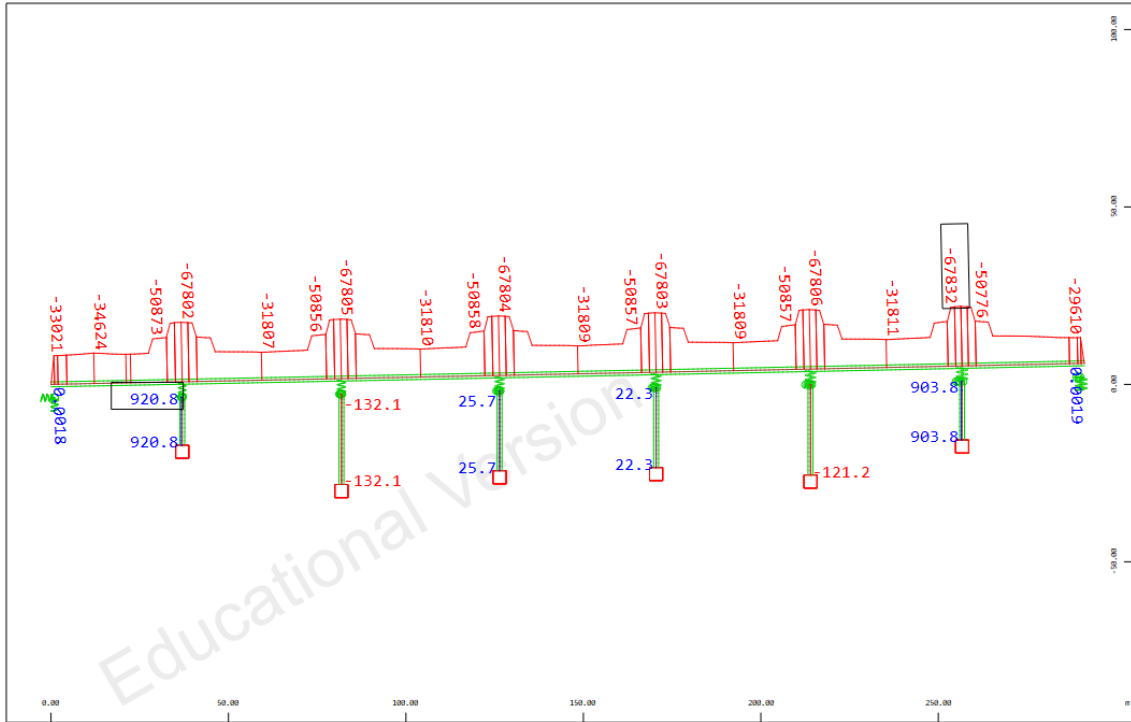
■ παραβολική προένταση



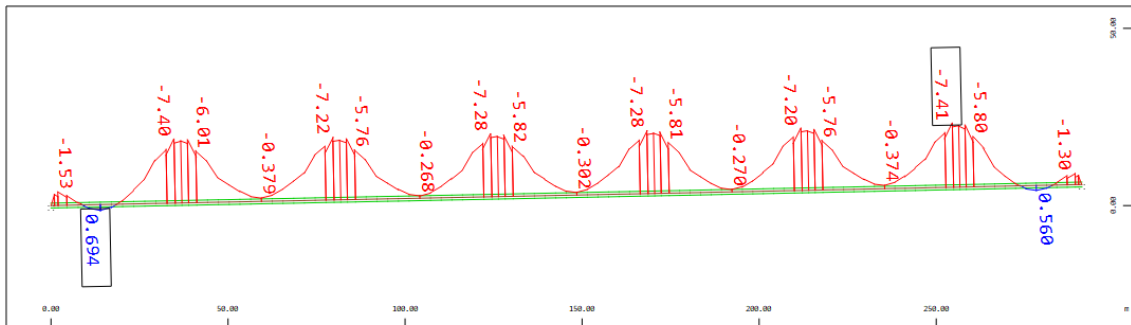
Σχήμα 3.29 Ροπές κάμψης (Μγ) – παραβολική προένταση



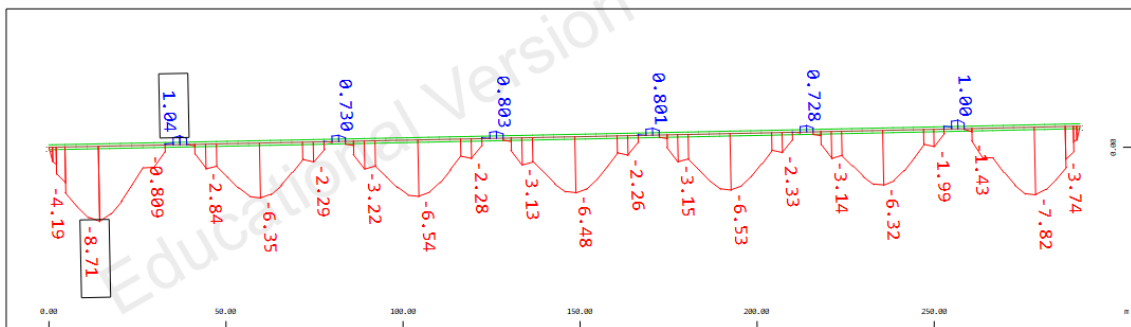
Σχήμα 3.30 Τέμνουσα δύναμη (Vz) – παραβολική προένταση



Σχήμα 3.31 Αξονική δύναμη (Nx) – παραβολική προένταση



Sector of system Group 1  
Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 9021 parabolic, Material 1 C 45/55 (EN 1992) , 1 cm 30 = 5.00 MPa (Min=-7.41) (Max=0.694) M 1 : 1219



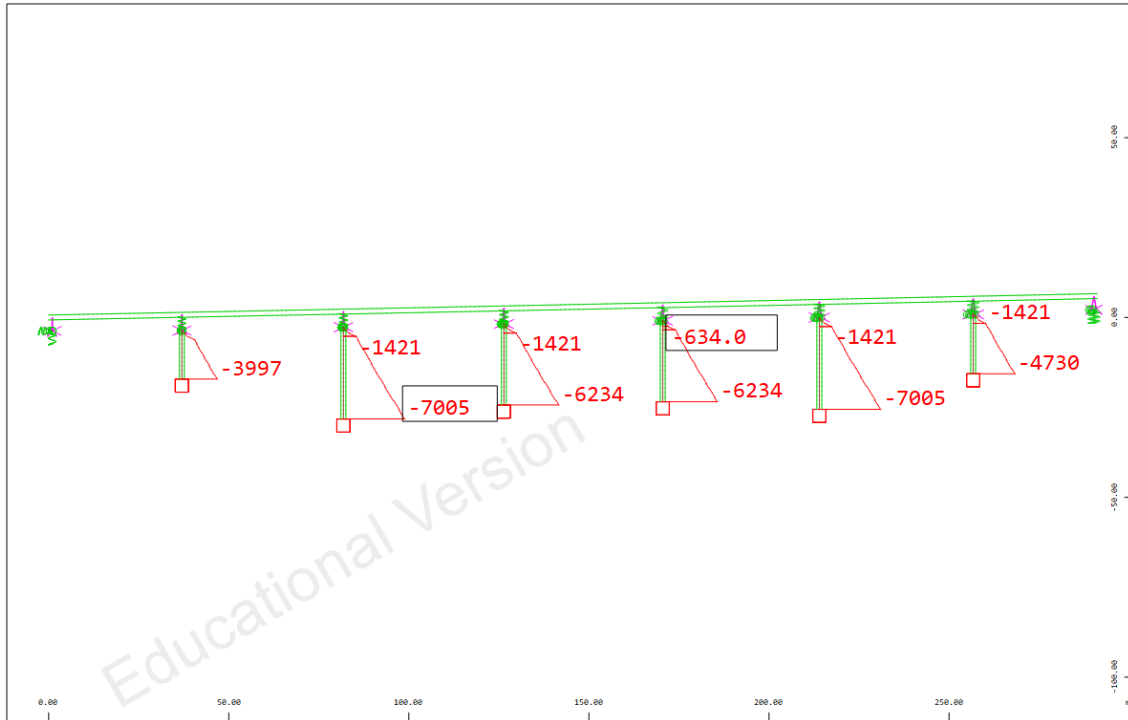
Sector of system Group 1  
Beam Elements , Uniaxial bottom stress, Design Case 9021 parabolic, Material 1 C 45/55 (EN 1992) , 1 cm 30 = 5.00 MPa (Min=-8.71) (Max=1.04) M 1 : 1219

Σχήμα 3.32 Τάσεις άνω και κάτω ίνας της διατομής – παραβολική προένταση

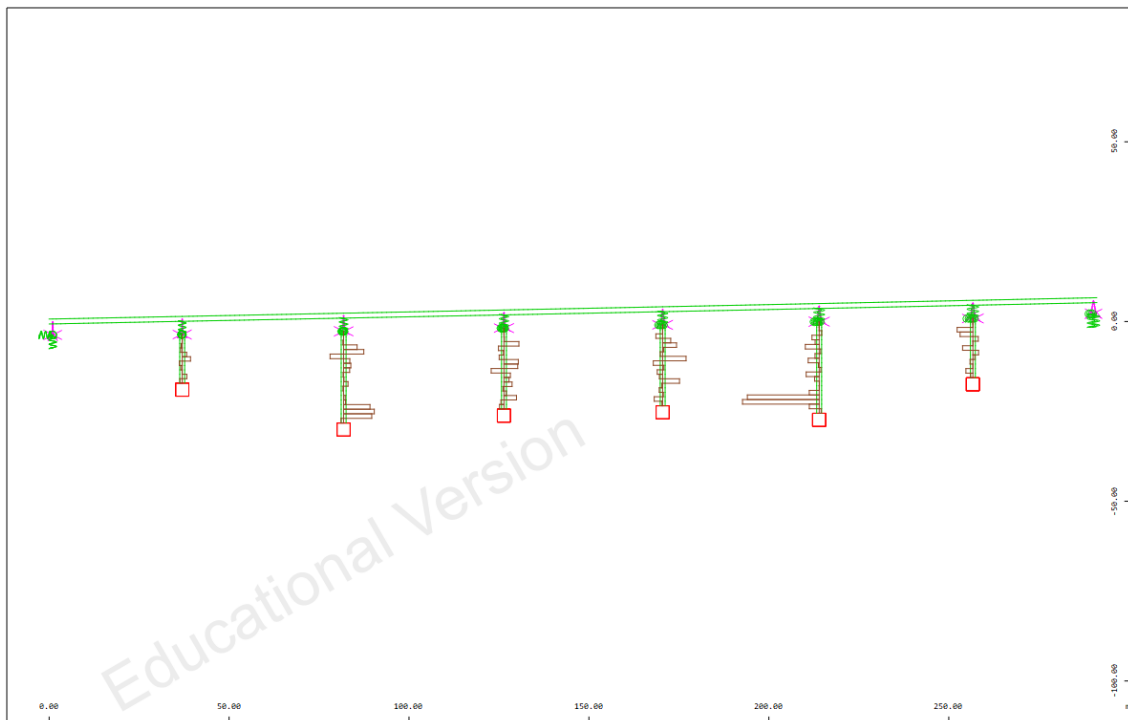
### 3.3.2 ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΦΑΣΕΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στο σημείο αυτό παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη του φορέα κατά τα διαδοχικά στάδια της ανέγερσής του.

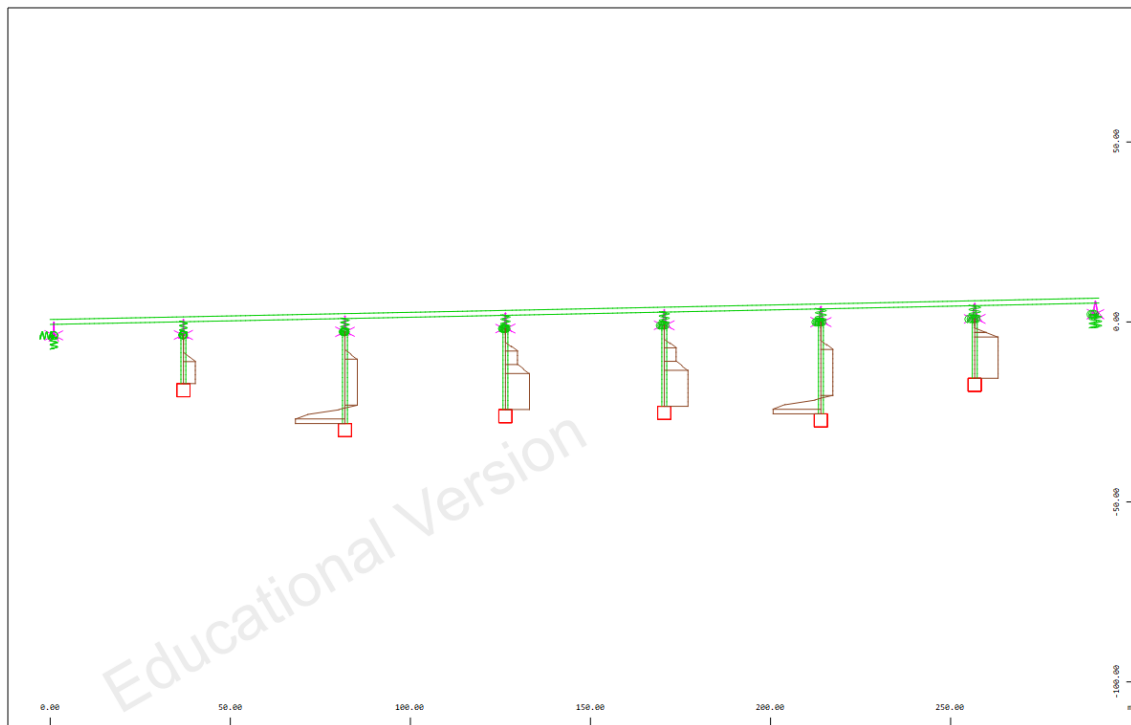
- **Φάση 1 (ανέγερση μεσοβάθρων)**



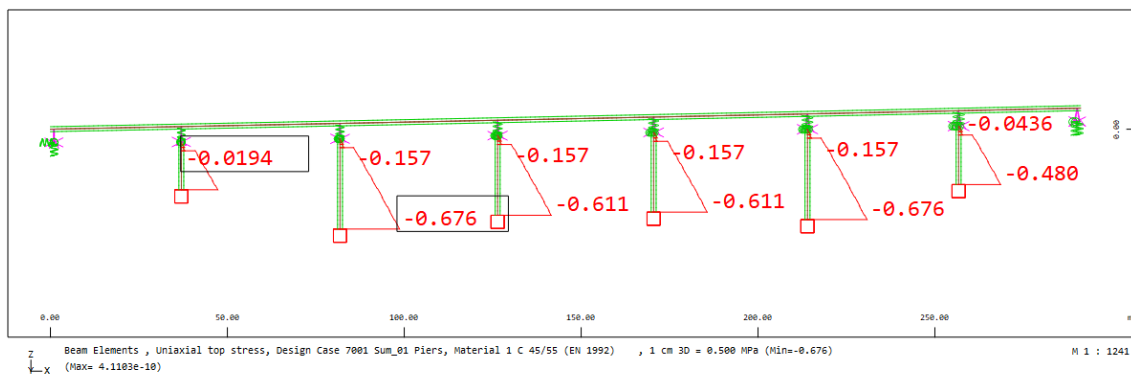
Σχήμα 3.33 Αξονική δύναμη ( $N_x$ ) – Φάση 1



Σχήμα 3.34 Τέμνουσα δύναμη ( $V_z$ ) – Φάση 1

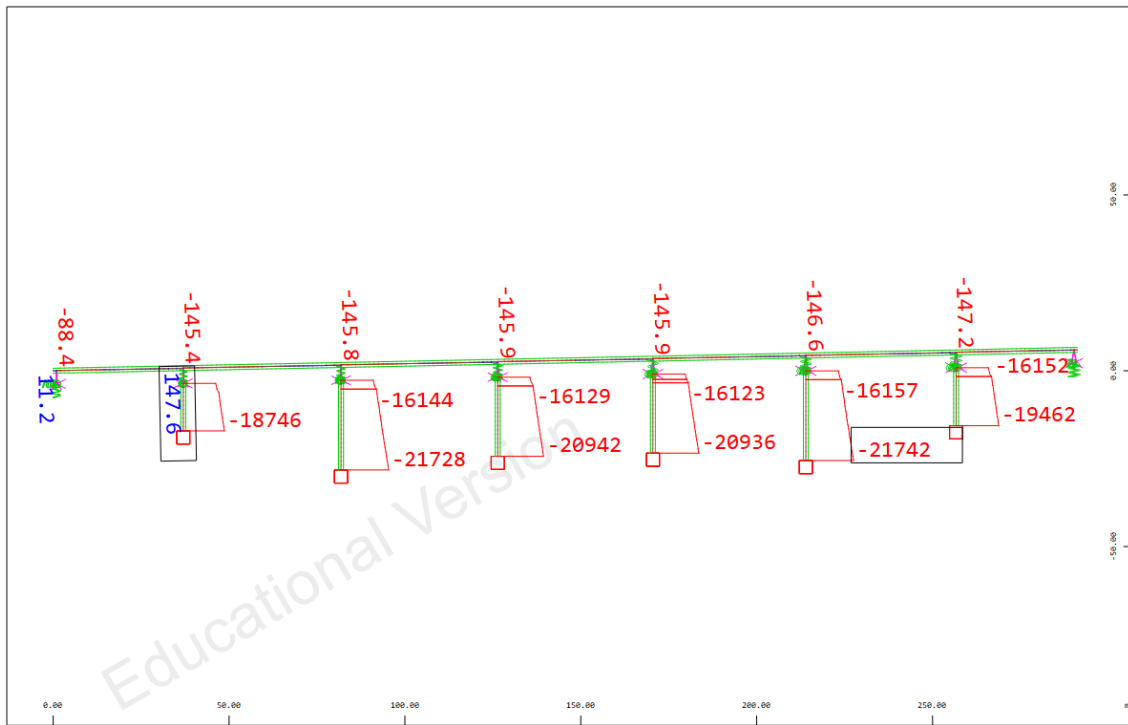


Σχήμα 3.35 Ροπές κάμψης (Mγ) – Φάση 1

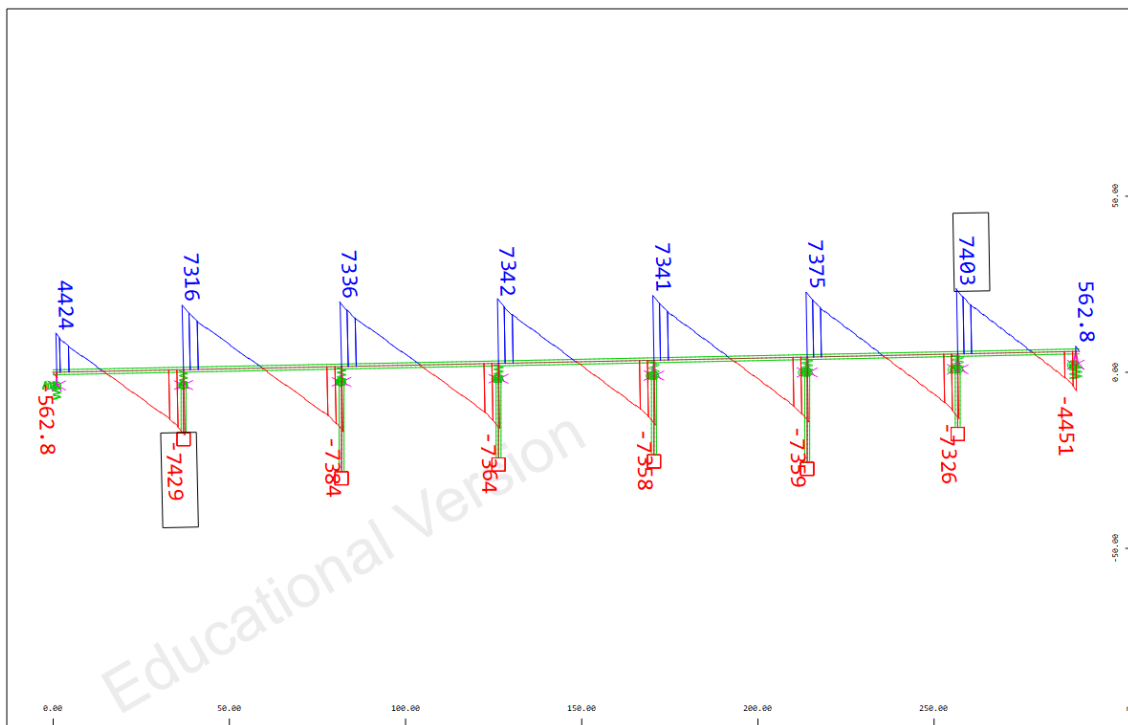


Σχήμα 3.36 Τάσεις άνω και κάτω ίνας της διατομής – Φάση 1

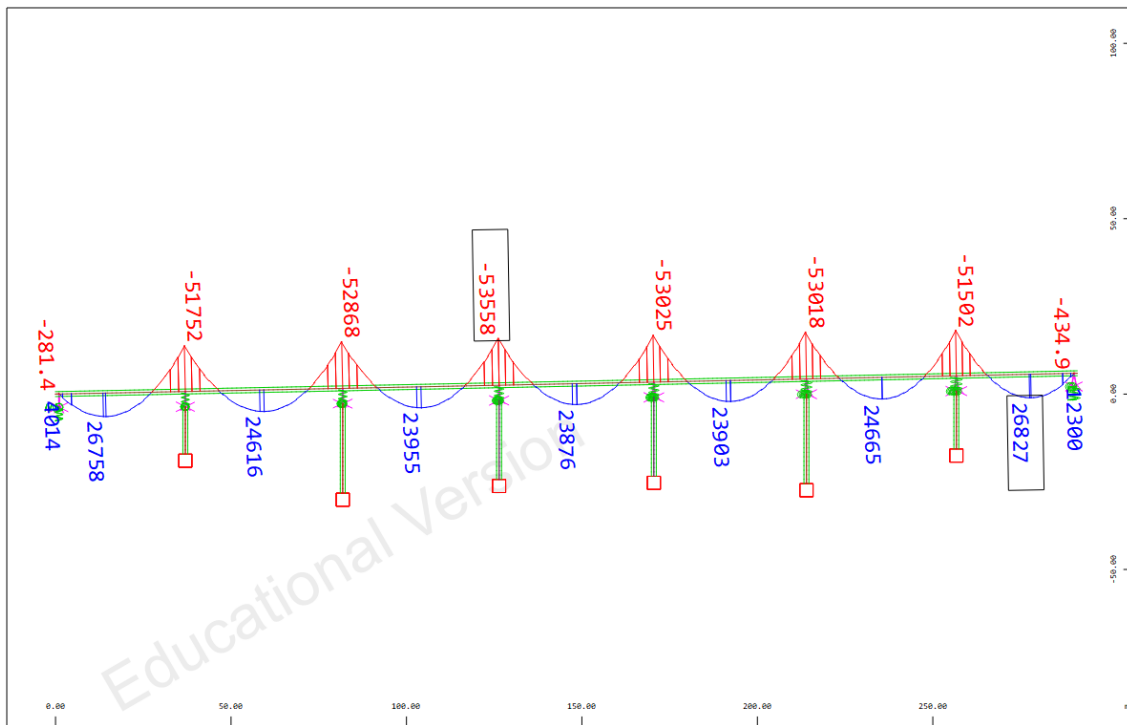
▪ **Φάση 2 (κατάστρωμα – ίδιο βάρος)**



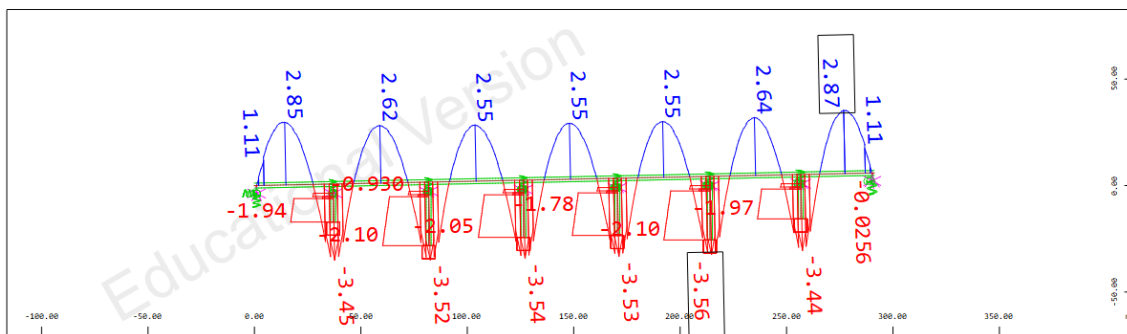
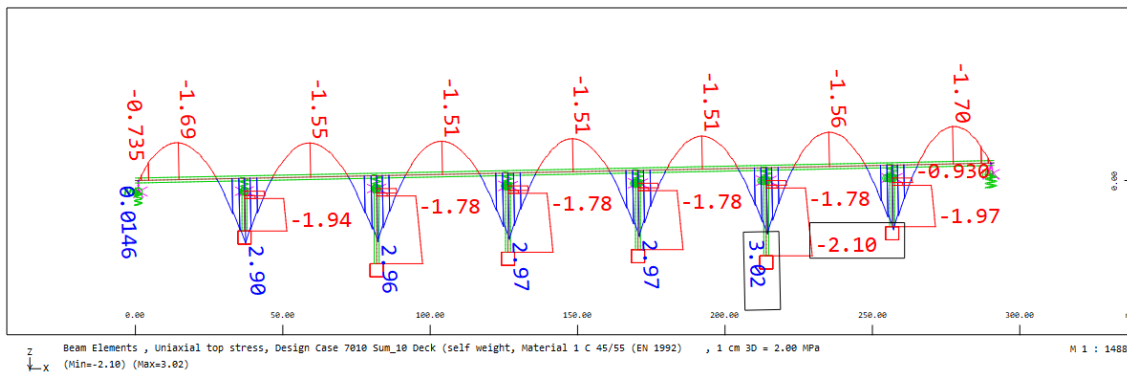
Σχήμα 3.37 Αξονική δύναμη (N<sub>x</sub>) – Φάση 2



Σχήμα 3.38 Τέμνουσα δύναμη (V<sub>z</sub>) – Φάση 2



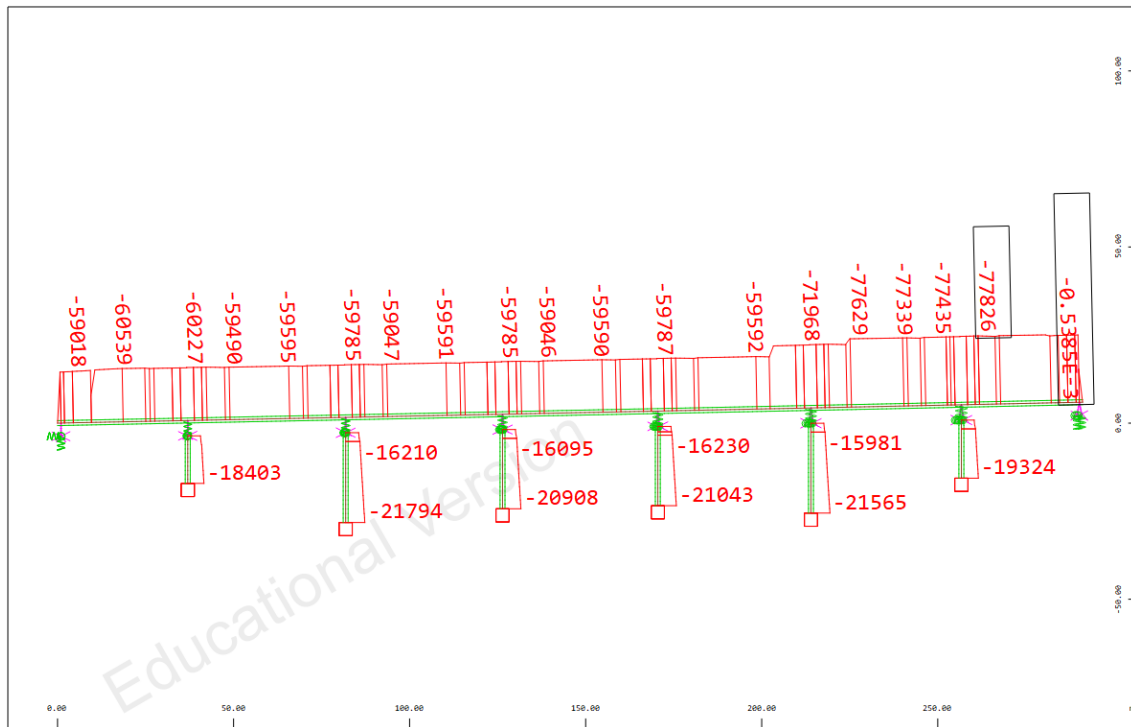
Σχήμα 3.39 Ροπές κάμψης (Μγ) – Φάση 2



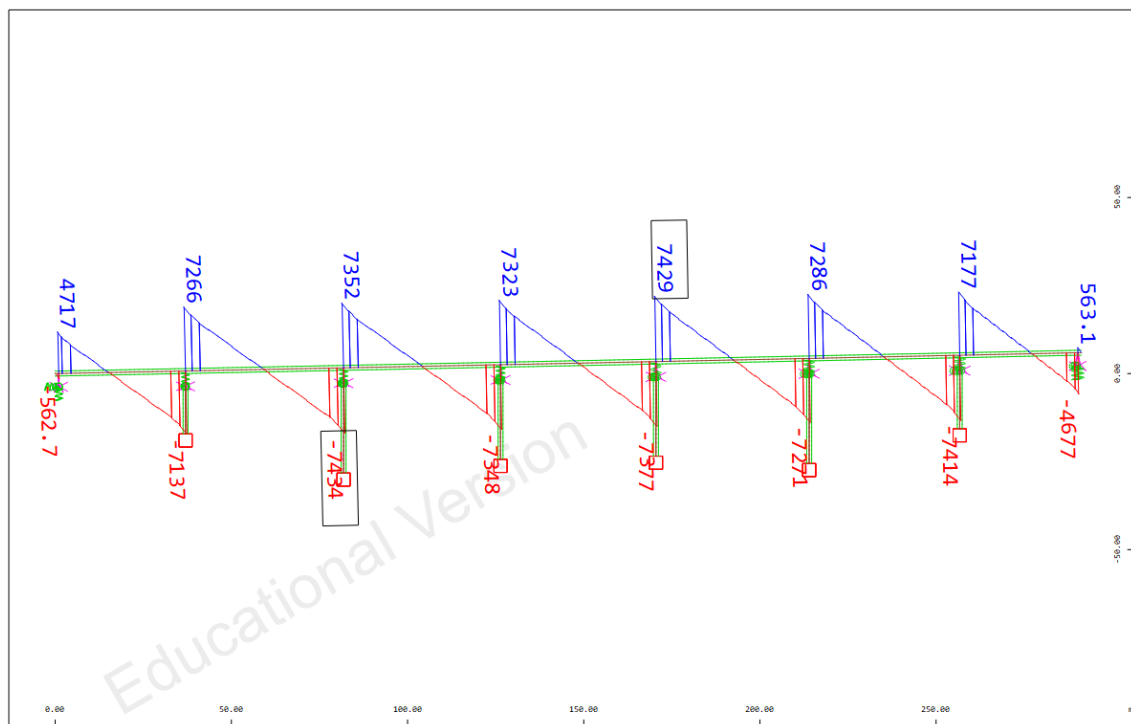
Σχήμα 3.40 Τάσεις άνω και κάτω ίνας της διατομής – Φάση 2



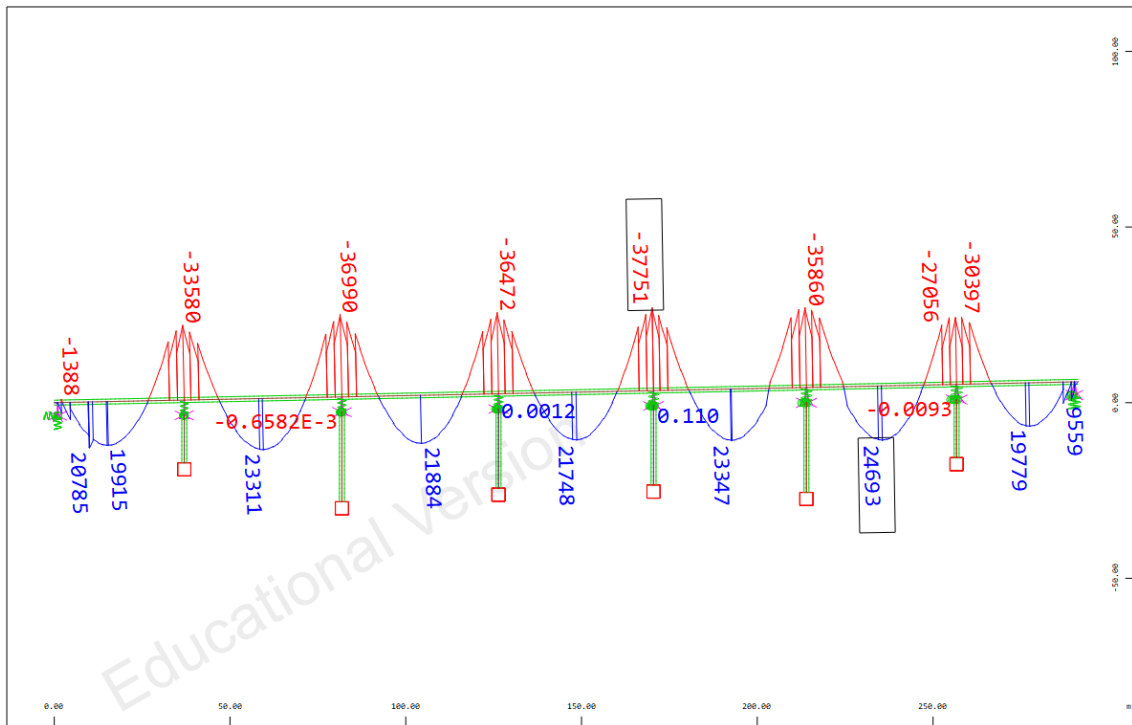
▪ **Φάση 3 (ευθύγραμμη προέκταση)**



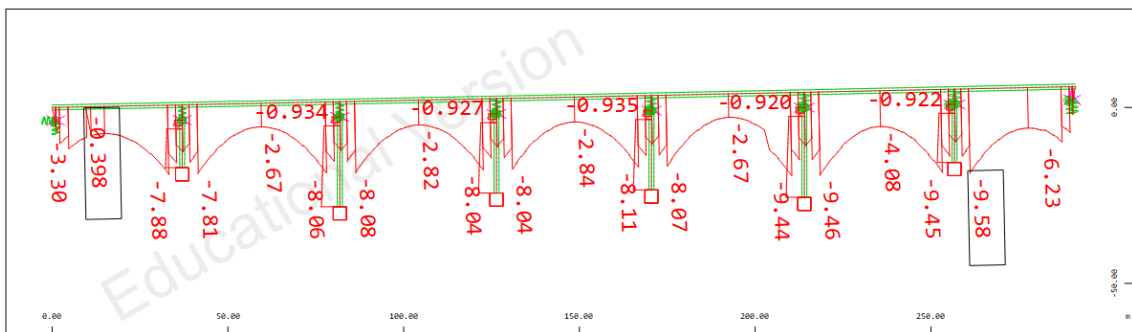
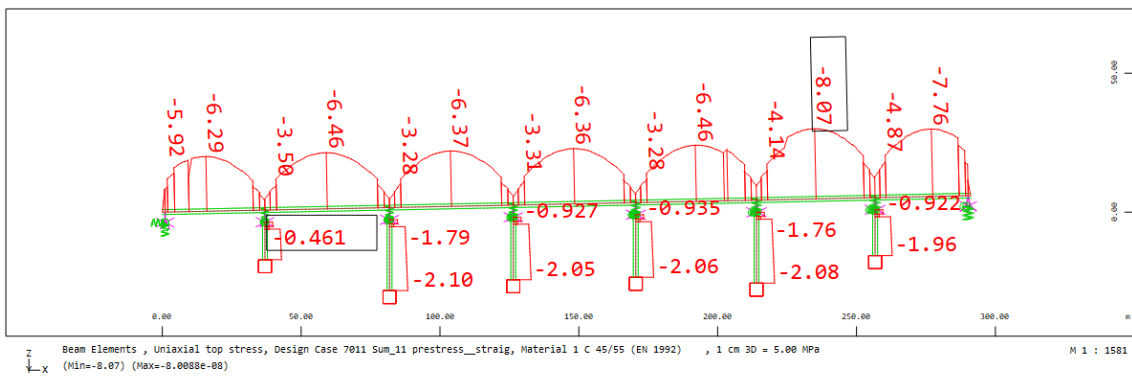
Σχήμα 3.41 Αξονική δύναμη (N<sub>x</sub>) – Φάση 3



Σχήμα 3.42 Τέμνουσα δύναμη (V<sub>z</sub>) – Φάση 3

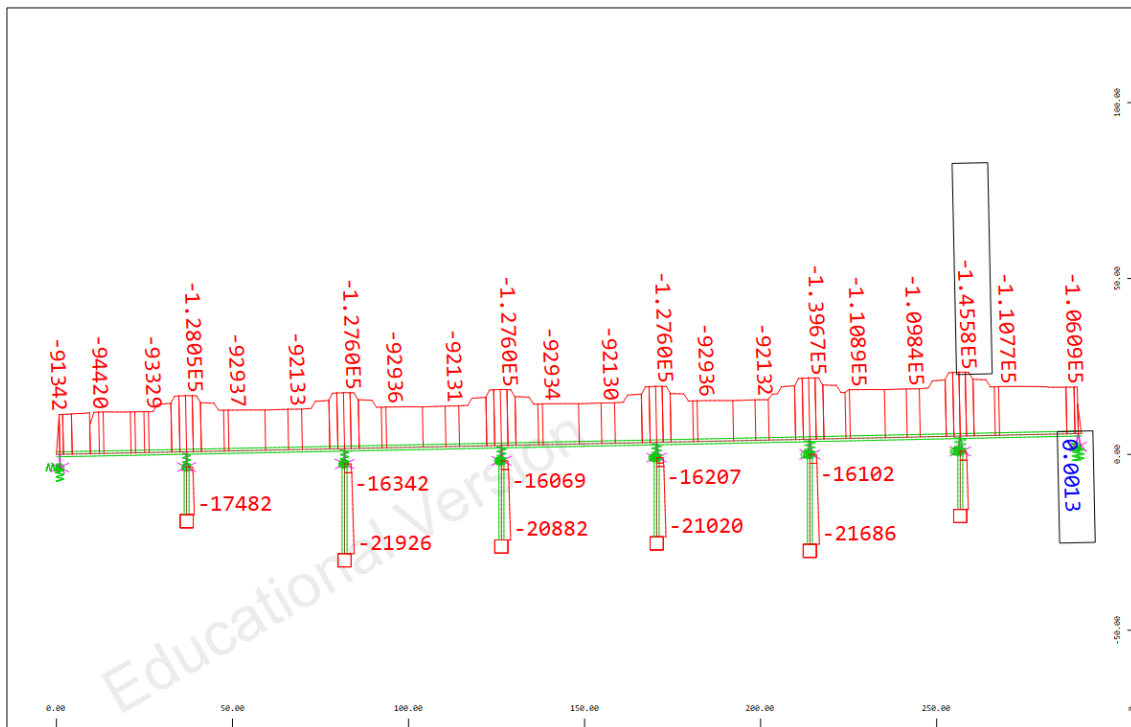


Σχήμα 3.43 Ροπές κάμψης (Μγ) – Φάση 3

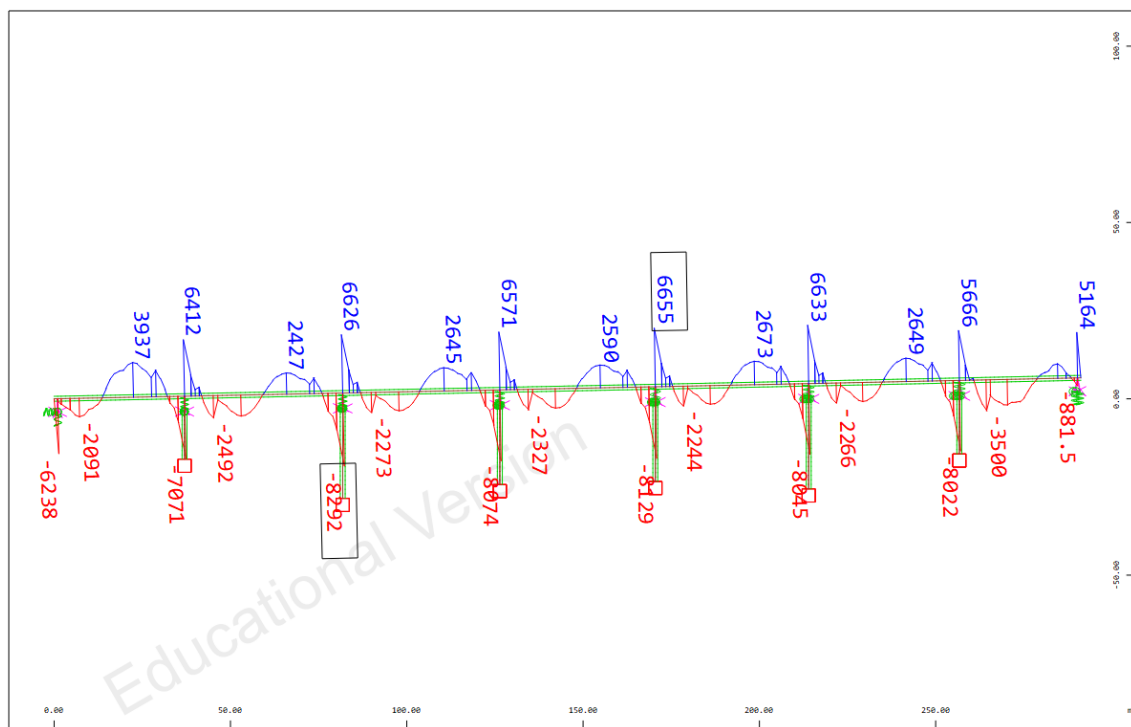


Σχήμα 3.44 Τάσεις άνω και κάτω ίνας της διατομής – Φάση 3

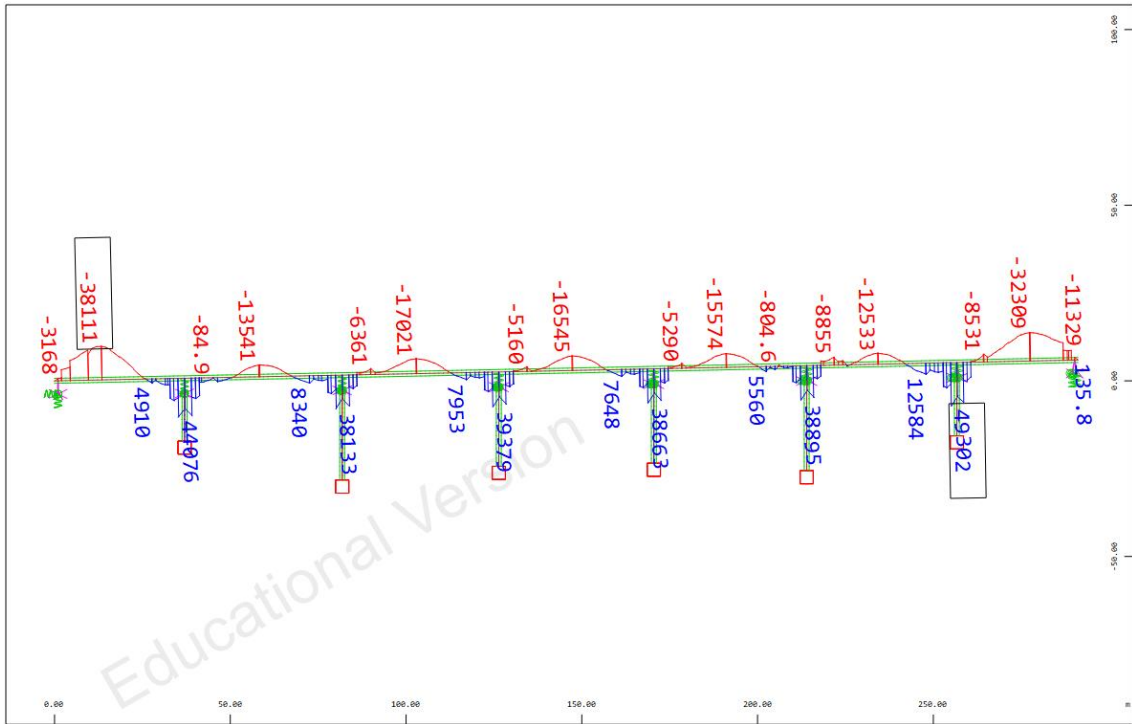
▪ **Φάση 4 (παραβολική προέκταση)**



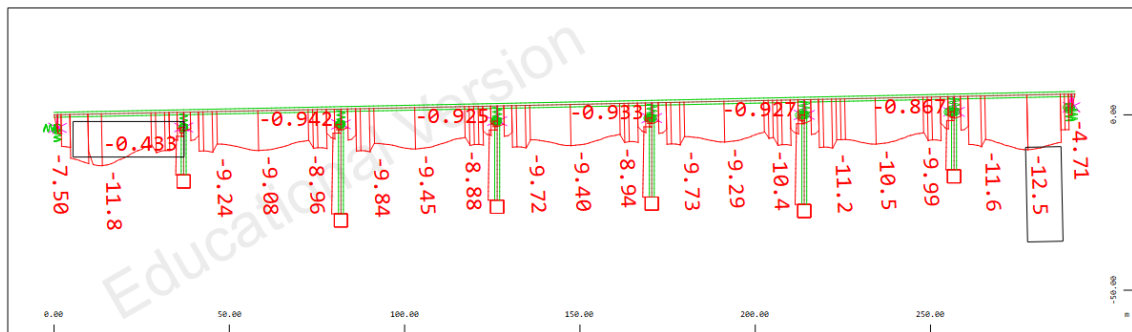
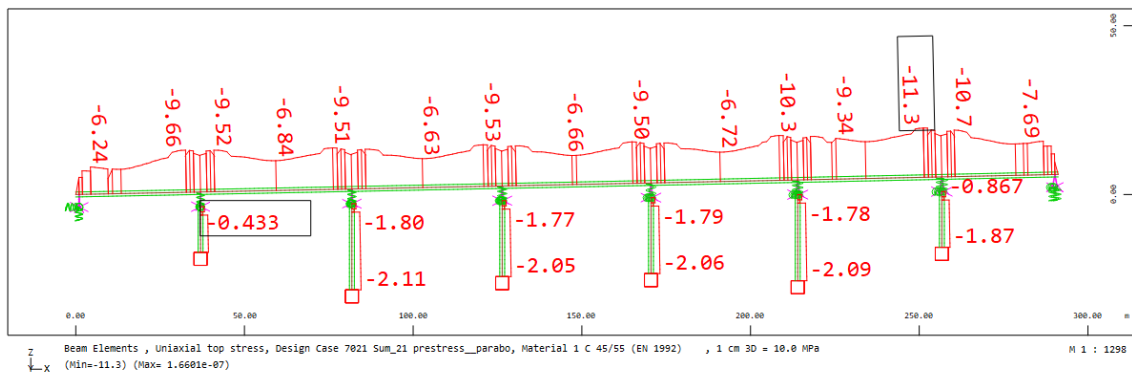
Σχήμα 3.45 Αξονική δύναμη (Nx) – Φάση 4



Σχήμα 3.46 Τέμνουσα δύναμη (Vz) – Φάση 4

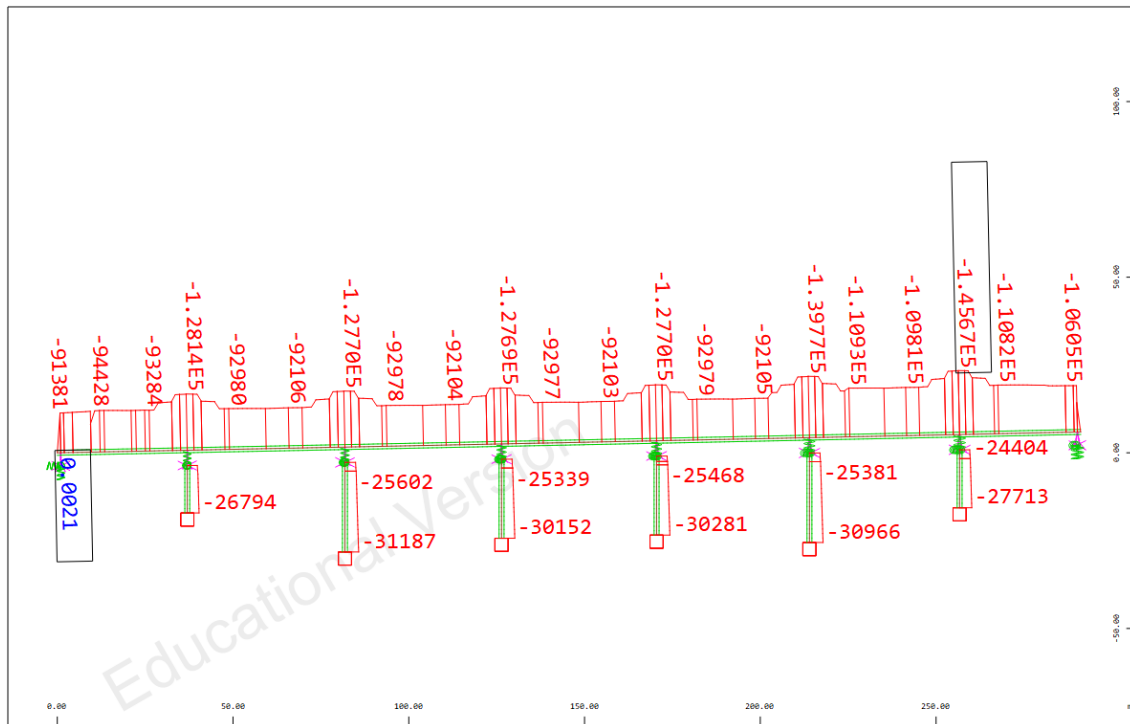


Σχήμα 3.47 Ροπές κάμψης (Μγ) – Φάση 4

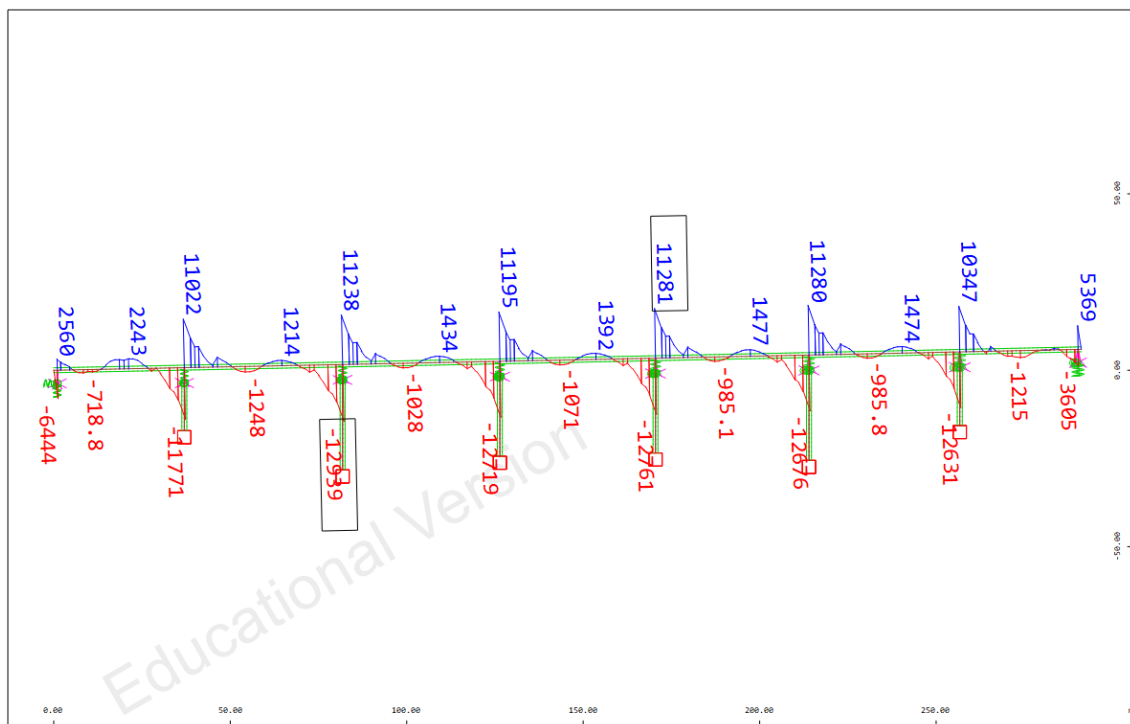


Σχήμα 3.48 Τάσεις άνω και κάτω ίνας της διατομής – Φάση 4

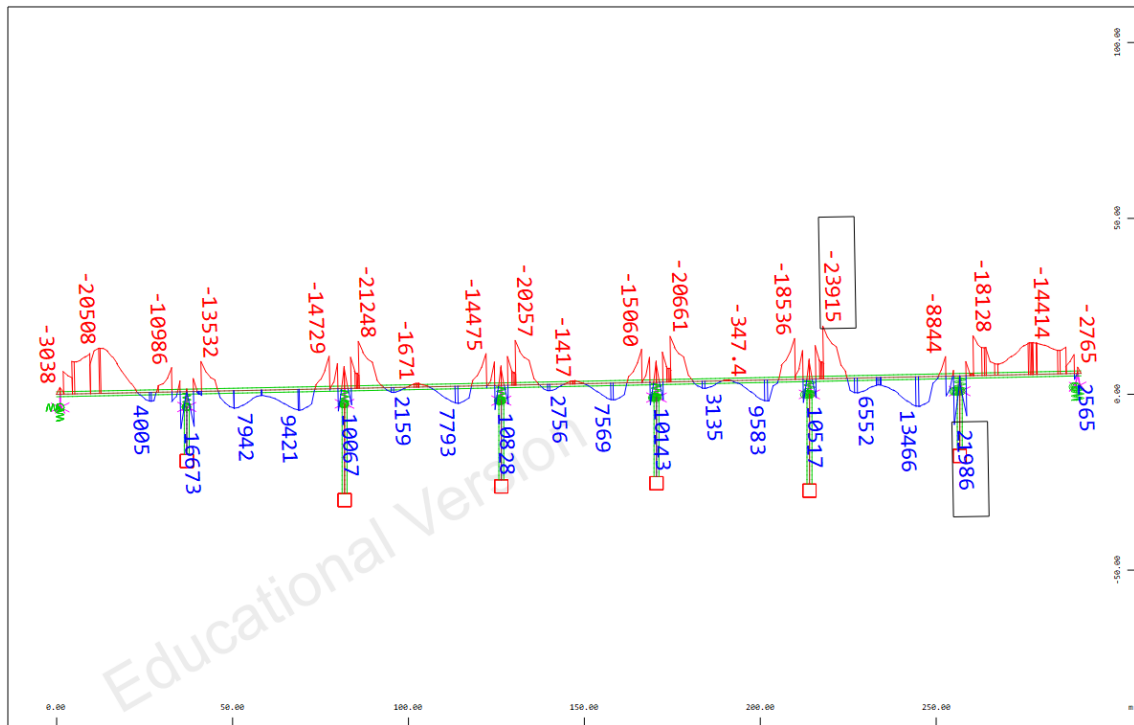
▪ **Φάση 5 (επιβολή πρόσθετων μόνιμων φορτίων – 205.70 KN/m)**



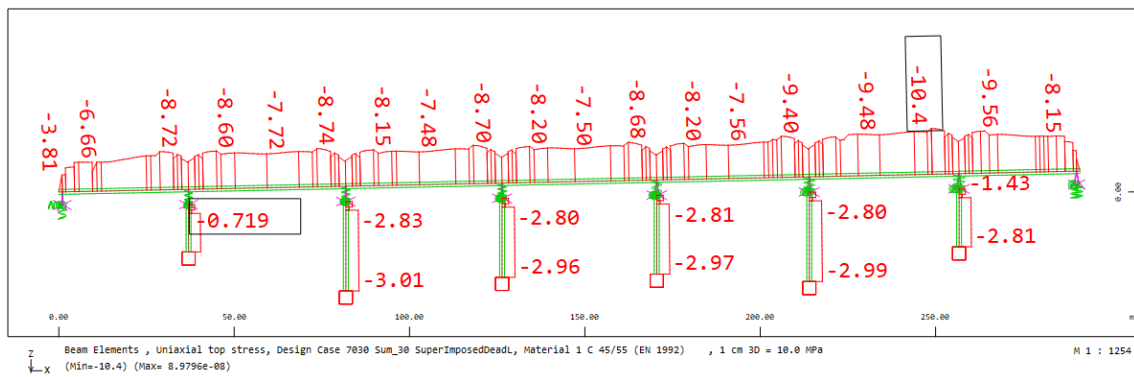
Σχήμα 3.49 Αξονική δύναμη (Nx) – Φάση 5



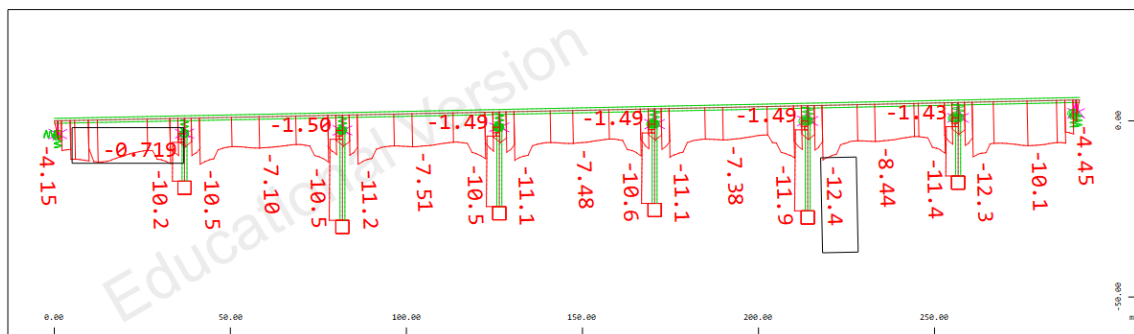
Σχήμα 3.50 Τέμνουσα δύναμη (Vz) – Φάση 5



Σχήμα 3.51 Ροπές κάμψης (M<sub>γ</sub>) – Φάση 5



Beam Elements , Uniaxial top stress, Design Case 7030 Sum\_30 SuperImposedDead1, Material 1 C 45/55 (EN 1992) , 1 cm 3D = 10.0 MPa H 1 : 1254  
 (Min=-10.4) (Max= 8.9796e-08)



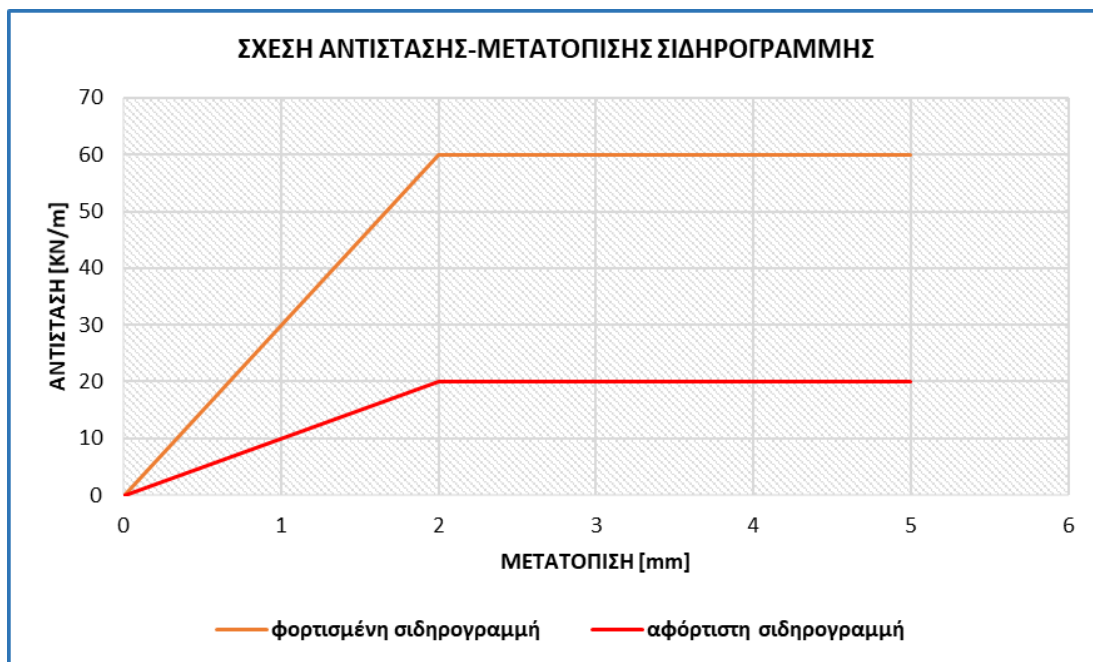
Σχήμα 3.52 Τάσεις άνω και κάτω ίνας της διατομής – Φάση 5

### 3.4 ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΣΙΔΗΡΟΓΡΑΜΜΗΣ

#### 3.4.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

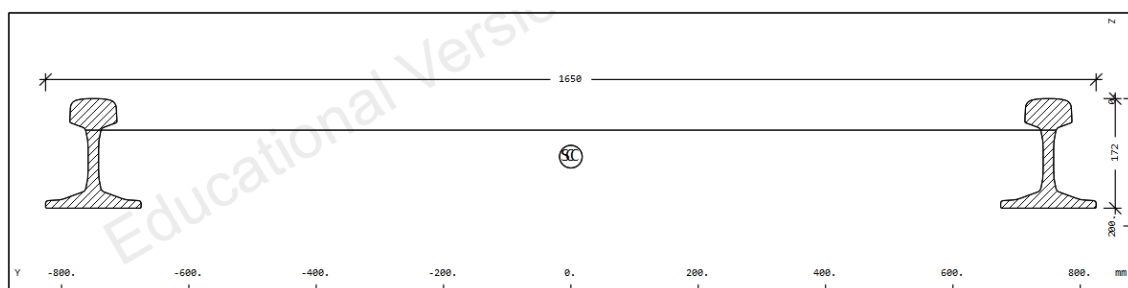
Για τη μόρφωση του προσομοιώματος με το οποίο θα γίνει η αποτίμηση της αλληλεπίδρασης γέφυρας και σιδηρογραμμής ακολουθείται η διαδικασία που δόθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Η γέφυρα είναι ερματισμένη, άρα χρησιμοποιούνται τα παρακάτω διαγράμματα διαμήκους αντίστασης και μετακίνησης της σιδηρογραμμής:

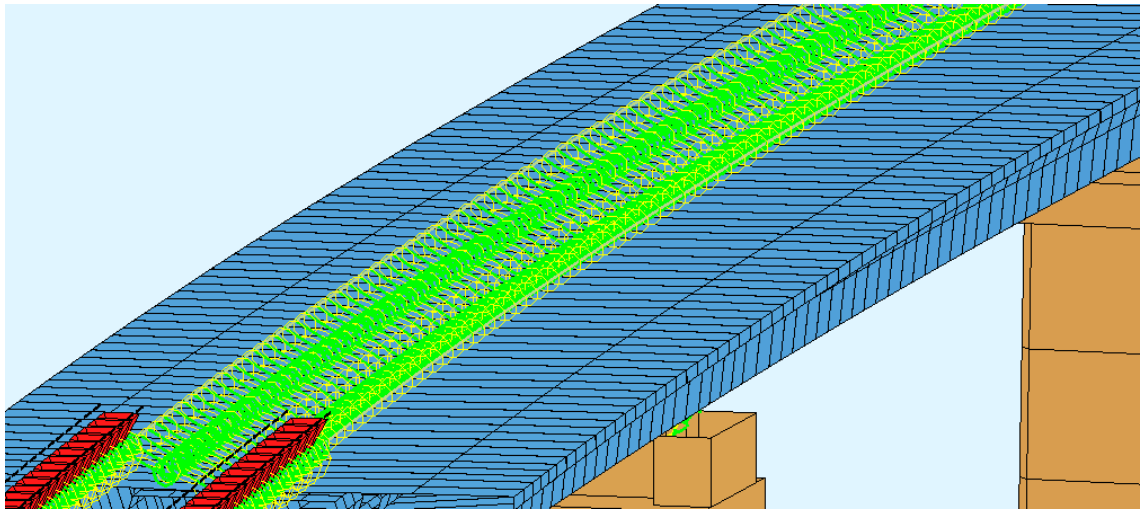


Σχήμα 3.53. Προσομοίωση της σύνδεσης καταστρώματος – σιδηρογραμμής

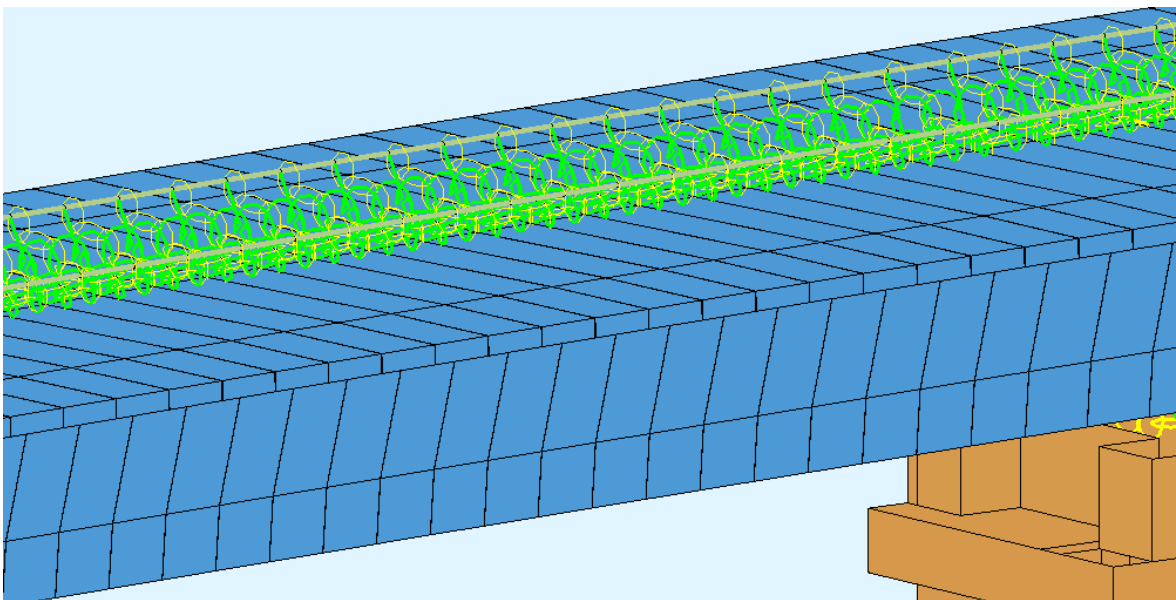
Η σιδηροτροχίες είναι τύπου UIC 60E1 με τα χαρακτηριστικά που έχουν ήδη παρατεθεί σε προηγούμενο σημείο της παρούσας εργασίας.



Σχήμα 3.54 Γεωμετρία σιδηροτροχιών



Σχήμα 3.55



Σχήμα 3.56 Σύνδεση καταστρώματος και σιδηρογραμμής (άκαμπτα στοιχεία και στοιχεία ελατηρίου)



### 3.4.2 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Τα κριτήρια που αφορούν την εξεταζόμενη περίπτωση διαφοροποιούνται από αυτά που ενδεικτικά δόθηκαν στο πρώτο κεφάλαιο (τα οποία αφορούσαν την περίπτωση συνεχούς συγκολλημένης σιδηροτροχιάς), καθώς τοποθετούνται διατάξεις διαστολής των σιδηροτροχιών στα δύο άκρα της γέφυρας.

#### ΤΑΣΕΙΣ

Όσον αφορά τους ελέγχους των αναπτυσσόμενων τάσεων στις σιδηροτροχιές οι οριακές τιμές αυτών παραμένουν ίδιες:

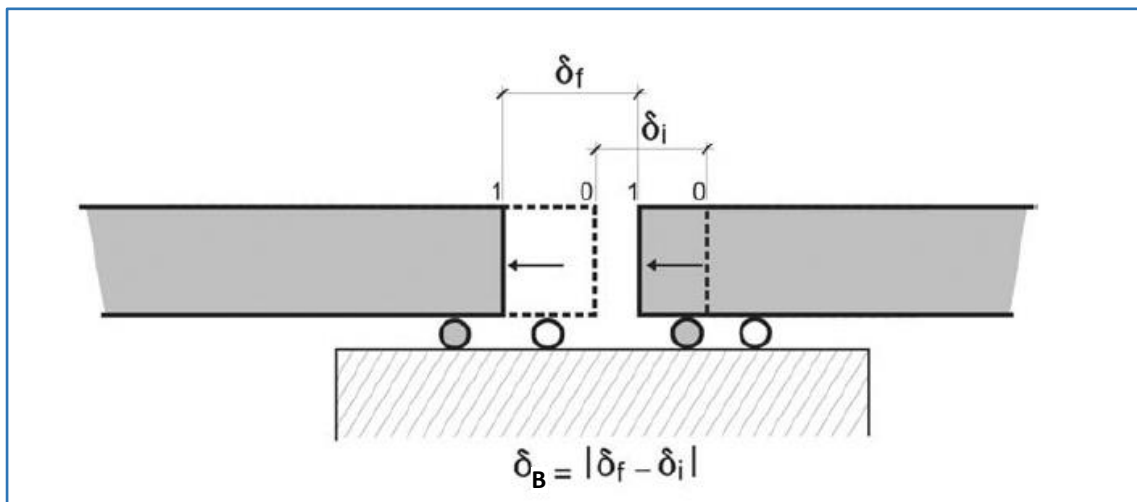
- θλιπτική τάση:  $\sigma_{op,θλιπτική}=72 \text{ MPa}$
- εφελκυστική τάση:  $\sigma_{op,εφελκυστική}=92 \text{ MPa}$

#### ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ

Οι μετακινήσεις που πρέπει να ελεγχθούν στη συγκεκριμένη περίπτωση λαμβάνοντας υπόψη της αλληλεπίδραση της γέφυρας και της σιδηρογραμμής είναι:

- λόγω έλξης και πέδησης το  $\delta_B$  [mm] δεν θα υπερβαίνει την τιμή:  
**30 mm**

όπου  $\delta_B$  είναι η απόλυτη οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος



Σχήμα 3.57 Απόλυτη διαμήκης μετακίνηση καταστρώματος ( $\delta_B$ )

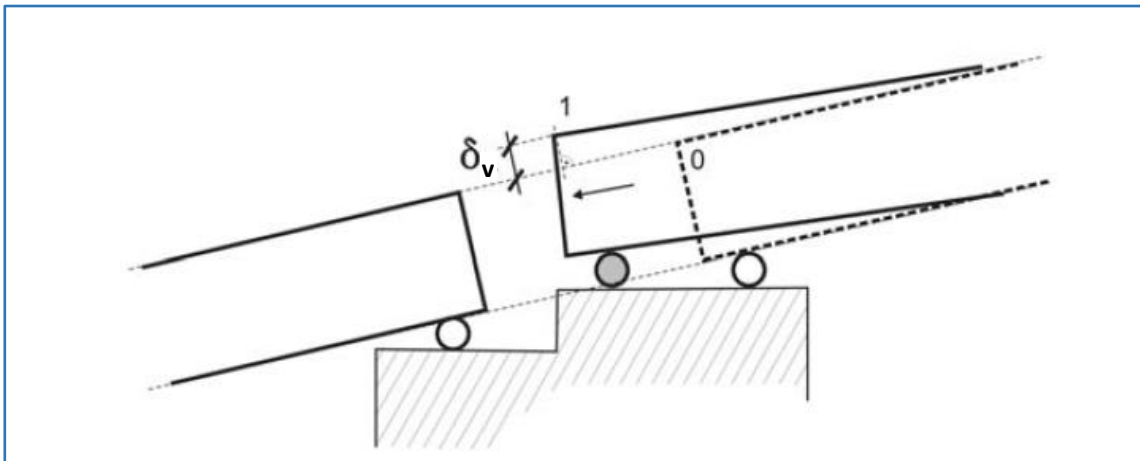
- η κατακόρυφη μετακίνηση  $\delta_v$  της άνω επιφάνειας ενός καταστρώματος σε σχέση με την προσκείμενη κατασκευή δεν θα υπερβαίνει την τιμή:

**3 mm**

για μέγιστη ταχύτητα γραμμής έως 160 km/hr

**2 mm**

για μέγιστη ταχύτητα γραμμής μεγαλύτερη των 160 km/hr



Σχήμα 3.58 Σχετική κατακόρυφη μετακίνηση ( $\delta_v$ )

### 3.4.3 ΔΡΑΣΕΙΣ

Στο προσομοίωμα εισάγονται οι θερμοκρασιακές δράσεις και τα φορτία σιδηροδρομικής κυκλοφορίας που χρησιμοποιήθηκαν στη μελέτη του έργου. Όπως έχει εξηγηθεί στο πρώτο κεφάλαιο, αφού οι σιδηρογραμμές δεν είναι συνεχείς θα πρέπει να ληφθούν υπόψη ταυτόχρονα με τις θερμοκρασιακές μεταβολές του καταστρώματος, αντίστοιχες μεταβολές θερμοκρασίας των σιδηροτροχιών.

Σύμφωνα με την στατική μελέτη της γέφυρας έχουμε τις εξής θερμοκρασιακές μεταβολές του καταστρώματος:

$$\Delta T_{deck,exp} = +25^{\circ}\text{C}$$

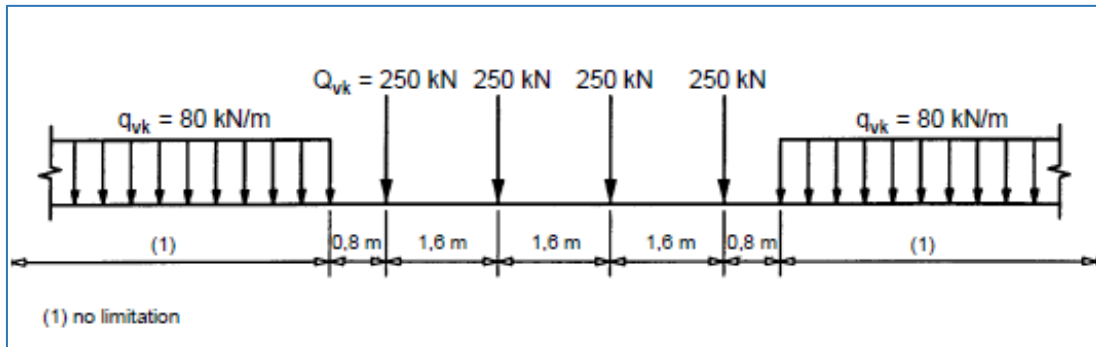
$$\Delta T_{deck,con} = -30^{\circ}\text{C}$$

Λαμβάνοντας υπόψη την ταυτόχρονη συστολοδιαστολή ( $\pm 20^{\circ}\text{C}$ ) των σιδηροτροχιών προκύπτουν οι παρακάτω περιπτώσεις φορτίσεων:

- 1)  $\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=+45^{\circ}\text{C}$
- 2)  $\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=+5^{\circ}\text{C}$
- 3)  $\Delta T_{deck}=-30^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=-10^{\circ}\text{C}$
- 4)  $\Delta T_{deck}=-30^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=-50^{\circ}\text{C}$

Ως δράση σιδηροδρομικής κυκλοφορίας λαμβάνεται υπόψη η φόρτιση UIC 71 (EN1991-2) με τα εξής χαρακτηριστικά:

### κατακόρυφα φορτία



Σχήμα 3.59 Γεωμετρία φόρτισης UIC71

Ο συντελεστής κατηγοριοποίησης λήφθηκε υπόψη με τιμή  $\alpha=1.2544$

Ο δυναμικός συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1.00.

### φορτία επιτάχυνσης (έλξης) και πέδησης

$$P_{\text{επιτ.}} = 33 \times 299 = 9965.70 \text{ KN} > 1000 \text{ KN} \rightarrow P_{\text{επιτ.}} = 1000 \text{ KN} \rightarrow p_{\text{επιτ.}} = 3.34 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{πέδηση}} = 20 \times 299 = 5980.00 \text{ KN} < 6000 \text{ KN} \rightarrow p_{\text{πέδηση}} = 20 \text{ KN/m}$$

### 3.4.4 ΑΝΑΛΥΣΗ

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

$$\Delta T + F_{\text{κατακ.φορτία}} + F_{\text{οριζ.φορτία}}$$

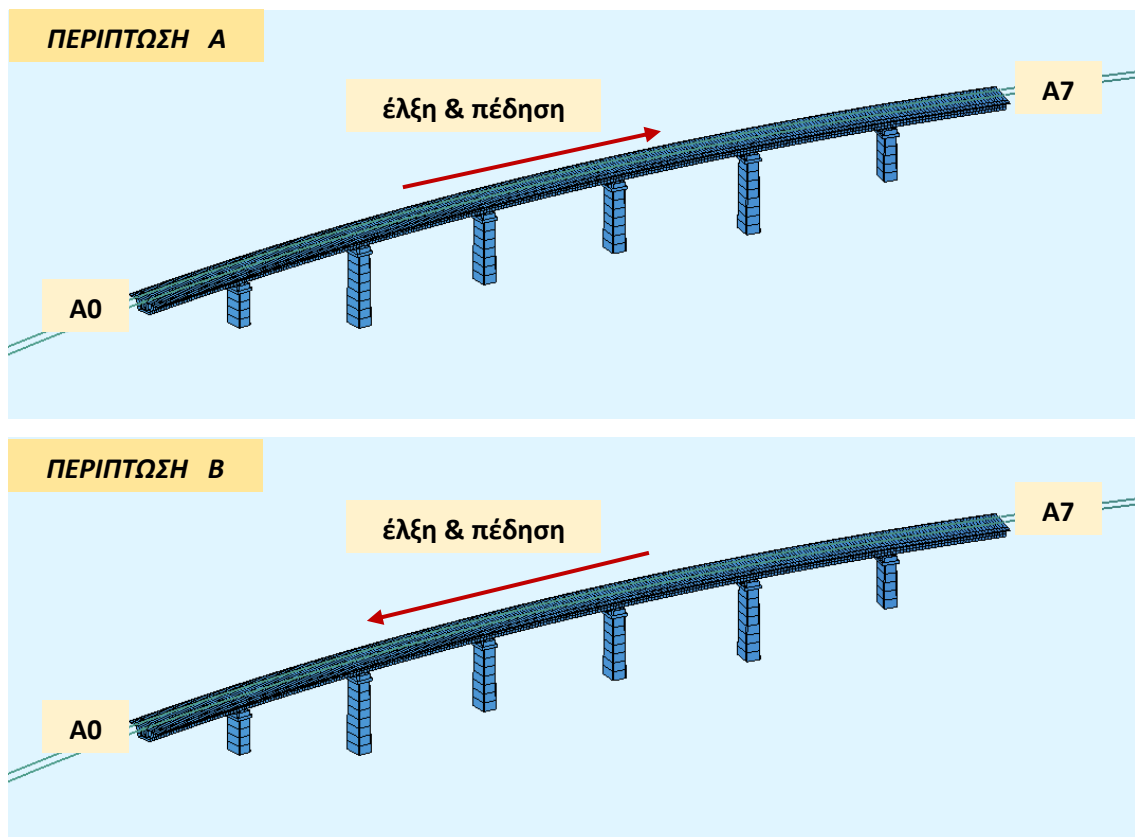
$$\Delta T + F_{\text{κατακ.φορτία}}$$

Το φορτίο του συρμού (κατακόρυφο & έλξη/πέδηση) εφαρμόζεται σε 100 διαφορετικές θέσεις κατά μήκος του φορέα, έτσι ώστε να λάβουμε τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη στα υπό εξέταση στοιχεία.

Η εφαρμογή των μακροχρόνιων δράσεων στον φορέα (δηλαδή οι μεταβολές θερμοκρασίας και η επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης) γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τη δυσκαμψία της αφόρτιστης σιδηρογραμμής, ενώ για τις δράσεις κυκλοφορίας του συρμού αυτή της φορτισμένης σιδηρογραμμής.

Όσον αφορά την επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, θεωρήθηκε ότι η εγκατάσταση των σιδηροτροχιών πάνω στη γέφυρα γίνεται 500 ημέρες μετά την εφαρμογή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων, όπως εξηγήθηκε και προηγουμένως. Τα αποτελέσματα θα δοθούν τόσο για τον χρόνο εγκατάστασης των σιδηροτροχιών ( $t=0$ ), όσο και για τις 10000 ημέρες ( $t=\infty$ ).

Επειδή η γέφυρα φέρει δύο σιδηρογραμμές, έγινε συνδυασμός των δυνάμεων έλξης στη μία με τις δυνάμεις πέδησης στην άλλη, έτσι ώστε να προκύψει η μέγιστη δυνατή οριζόντια δύναμη με την ίδια κατεύθυνση. Κατά αυτόν τον τρόπο προκύπτουν δύο περιπτώσεις οριζόντιας φόρτισης, η μία με κατεύθυνση από το ακρόβαθρο Α0 προς το Α7 (περίπτωση Α), και η άλλη με κατεύθυνση από το Α7 στο Α0 (περίπτωση Β).

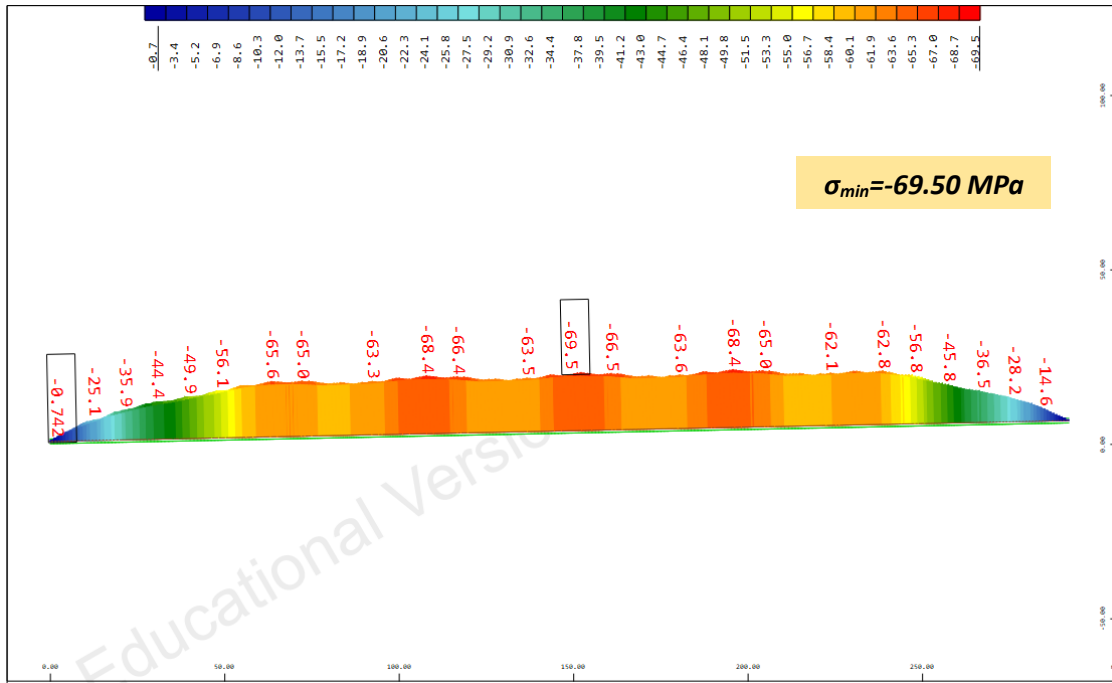


Σχήμα 3.60 Περιπτώσεις φόρτισης του καταστρώματος

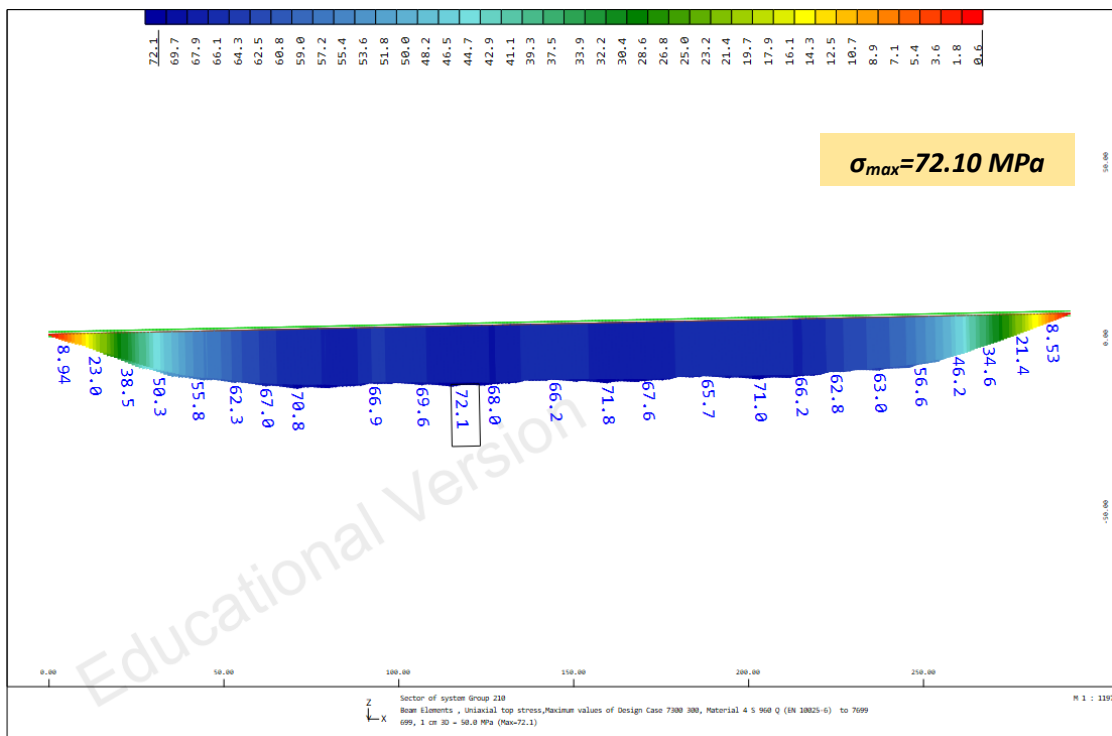
Από τις αναλύσεις προέκυψαν οι μέγιστες θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στις σιδηροτροχιές, καθώς και τα μεγέθη των παραμορφώσεων που απαιτούνται για τους ελέγχους σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις.

A) ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΣΕΩΝ

ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ Α – (t=0)

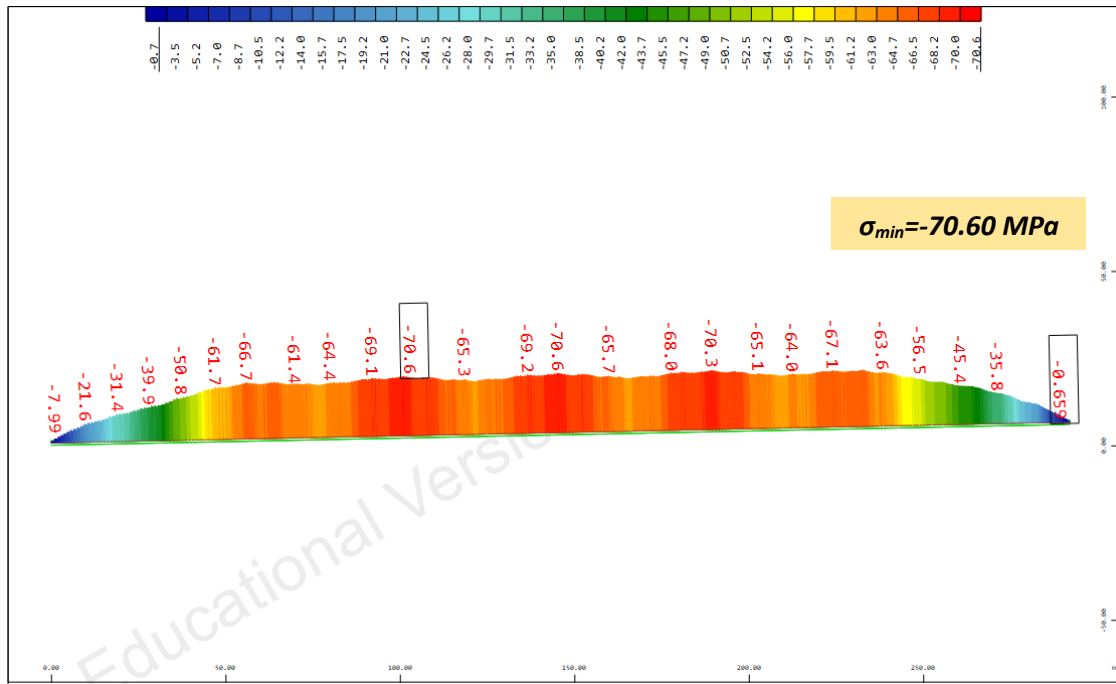


Σχήμα 3.61 Μέγιστες θλιπτικές τάσεις στις σιδηροτροχιές (t=0) - ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Α

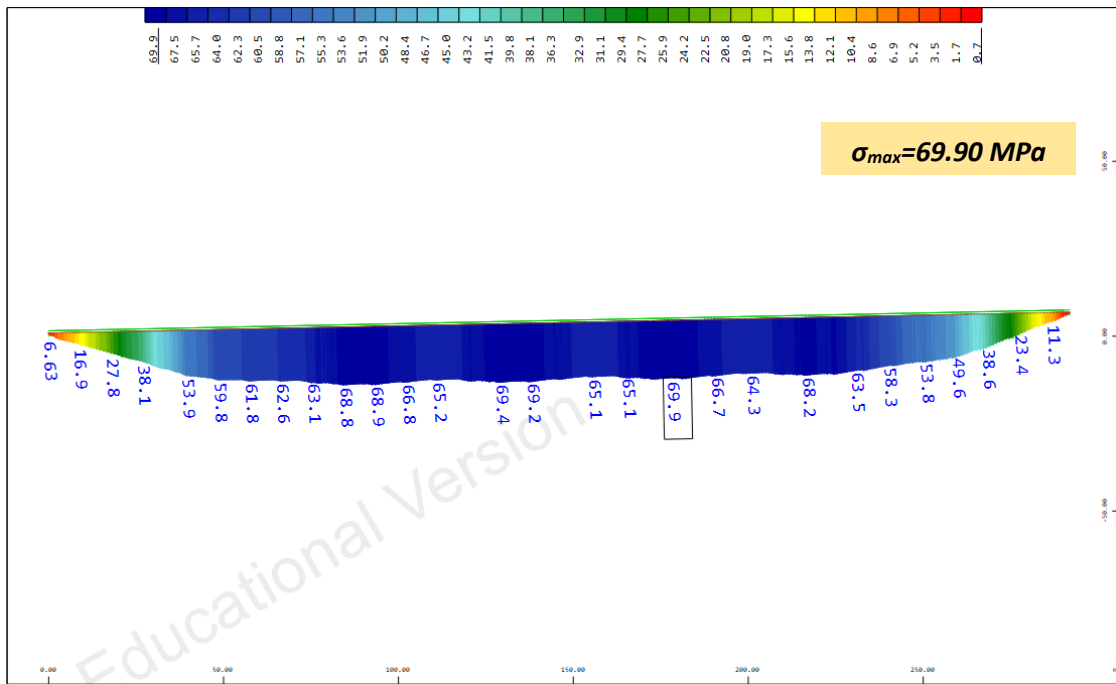


Σχήμα 3.62 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στις σιδηροτροχιές (t=0) – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Α

**ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ Β – (t=0)**

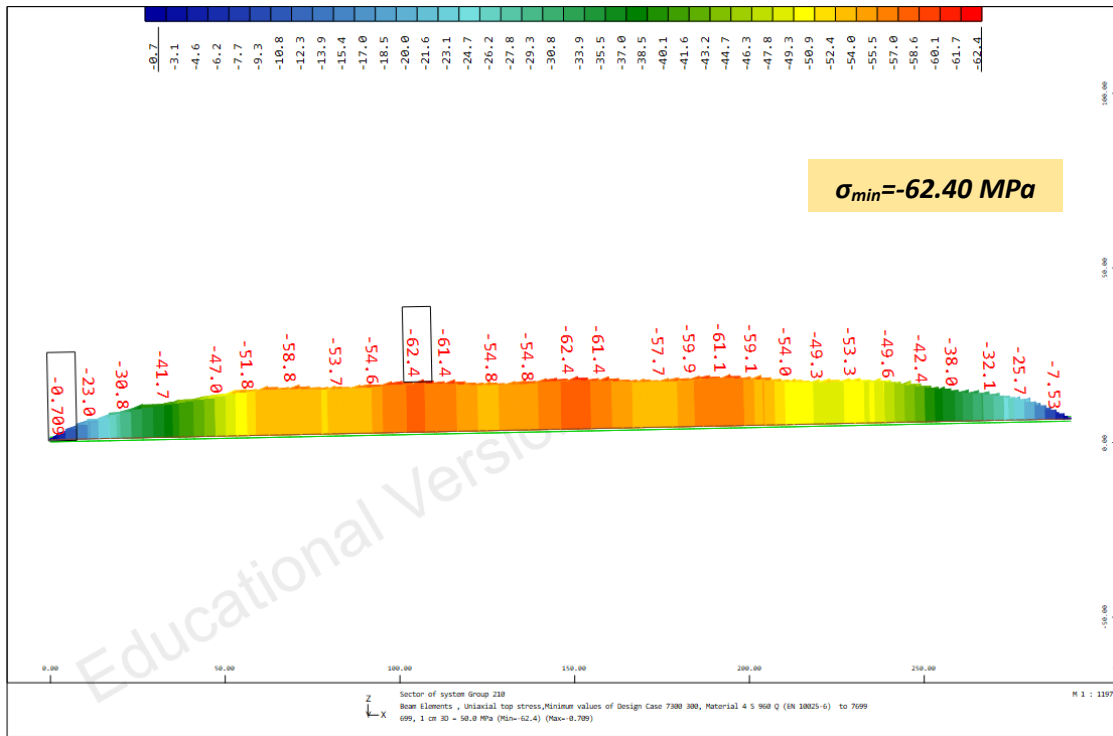


Σχήμα 3.63 Μέγιστες θλιπτικές τάσεις στις σιδηροτροχιές (t=0) - ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β

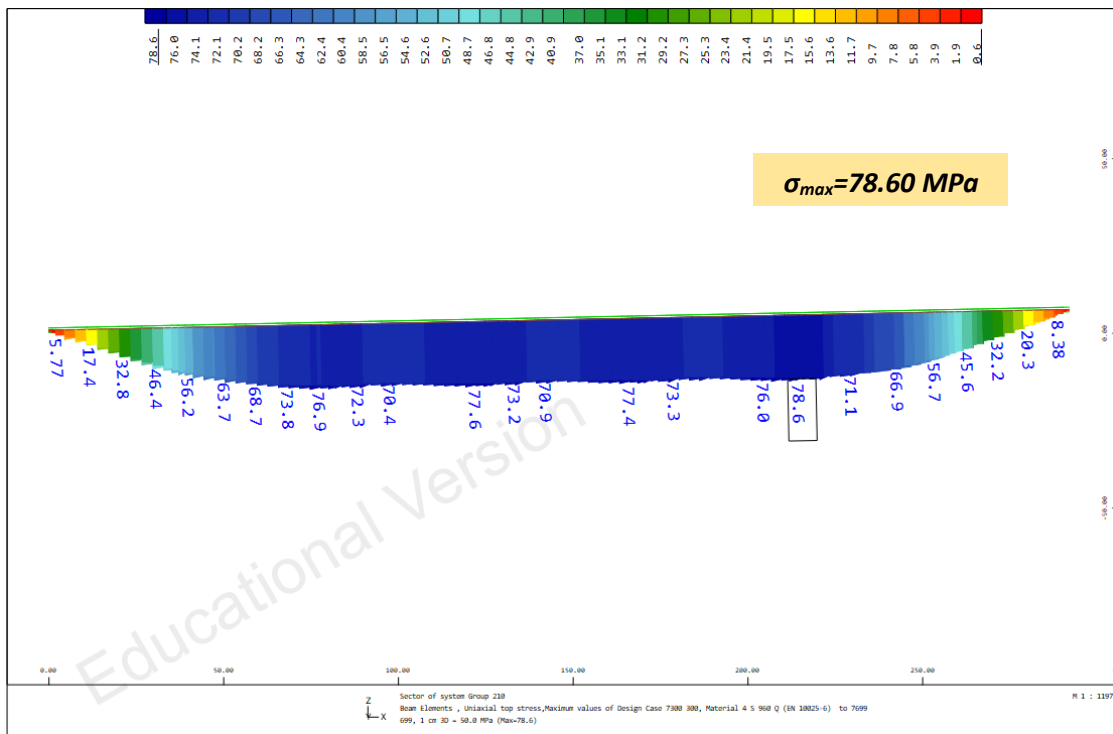


Σχήμα 3.64 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στις σιδηροτροχιές (t=0) – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β

**ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ Α – (t=∞)**

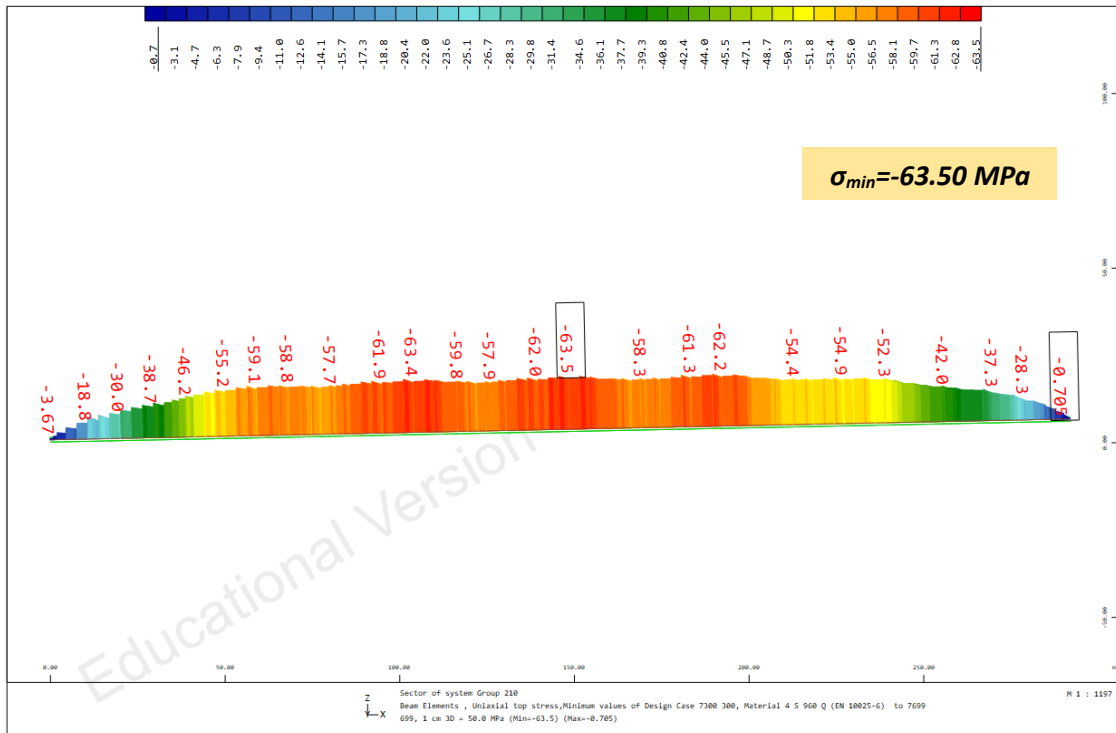


Σχήμα 3.65 Μέγιστες θλιπτικές τάσεις στις σιδηροτροχιές (t=∞) - ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Α

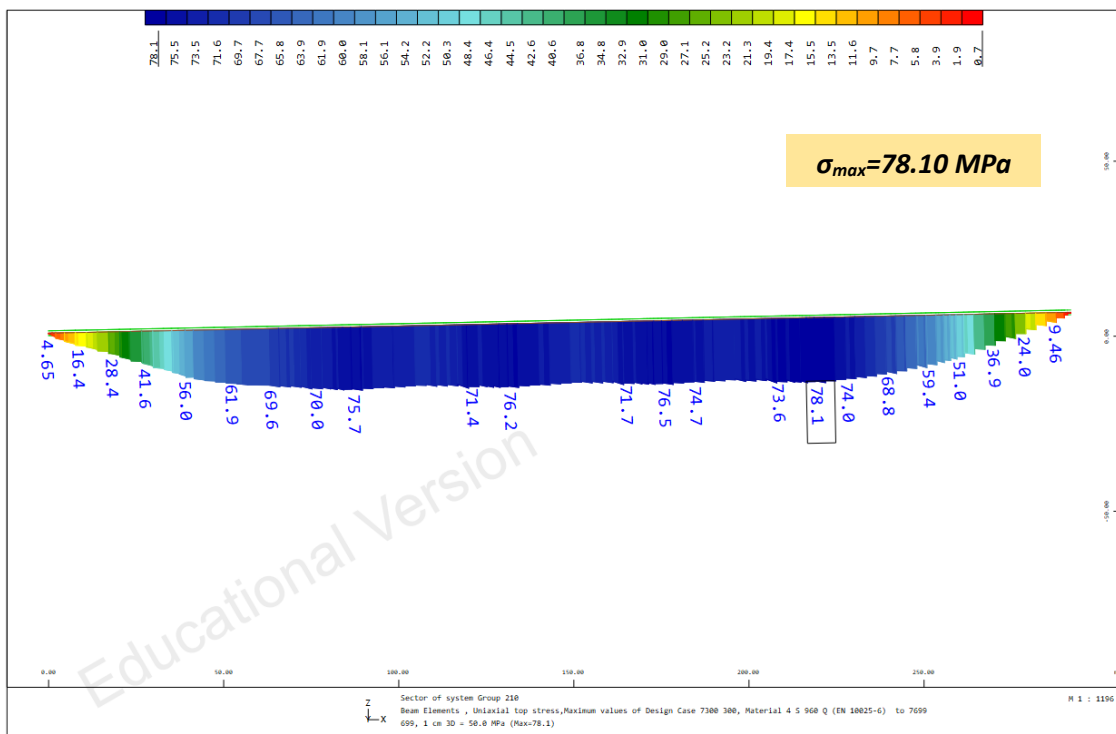


Σχήμα 3.66 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στις σιδηροτροχιές (t=∞) – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Α

**ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΦΟΡΤΙΣΗΣ Β – (t=∞)**



Σχήμα 3.67 Μέγιστες θλιπτικές τάσεις στις σιδηροτροχιές (t=∞) - ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β



Σχήμα 3.68 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στις σιδηροτροχιές (t=∞) – ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β



	ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Α		ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ Β	
	$\sigma_{max}$ [MPa]	$\sigma_{min}$ [MPa]	$\sigma_{max}$ [MPa]	$\sigma_{min}$ [MPa]
$t=0$	72.10	-69.50	69.90	-70.60
$t=\infty$	78.60	-62.40	78.10	-63.50
Διαφορά $ t_{\infty}-t_0 /t_0$	+9%	-10%	+12%	-10%

Παρατηρούμε ότι οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις, αφού λάβουμε υπόψη την επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, είναι αυξημένες σε σχέση με αυτές που υπολογίζονται κατά την εγκατάσταση των σιδηροτροχιών, ενώ το ίδιο δεν συμβαίνει για τις θλιπτικές τάσεις. Η διαφοροποίηση για  $t=0$  και  $t=\infty$  είναι της τάξης του 10% σε όλες τις περιπτώσεις, όπως φαίνεται στον παραπάνω πίνακα.

Στο σημείο αυτό θα γίνει προσπάθεια για την ερμηνεία αυτών των αποτελεσμάτων και του κατά πόσο ανταποκρίνονται ή όχι στην πραγματικότητα. Θα εξετασθεί το σύστημα γέφυρας-σιδηρογραμμής υπό την επιρροή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, καθώς και των θερμοκρασιακών δράσεων. Τα φορτία κυκλοφορίας δεν λαμβάνονται υπόψη αφού αποτελούν το μικρότερο ποσοστό (βλέπε 3.5.2) της συνολικής έντασης.

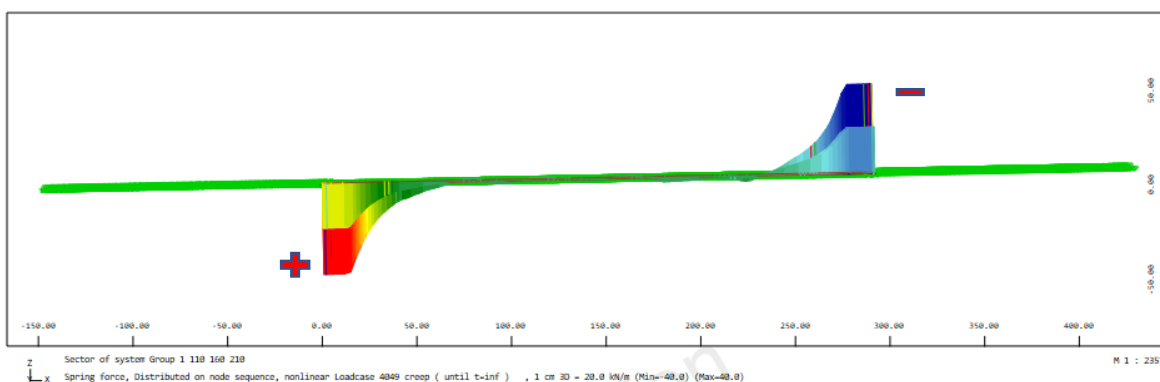
Αρχικά, πρέπει να γίνει κατανοητή η μη γραμμική συμπεριφορά της σύνδεσης καταστρώματος και σιδηρογραμμής υπό διαδοχικές φορτίσεις. Για το σκοπό αυτό θα ανατρέξουμε στα θεωρητικά στοιχεία της απλοποιημένης αλγεβρικής μεθόδου που παρουσιάστηκε στο πρώτο κεφάλαιο. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζουμε την αναπτυσσόμενη ένταση στις σιδηροτροχιές λαμβάνοντας υπόψη τις διαδοχικές φορτίσεις. Μέχρι τώρα ασχοληθήκαμε με τις θερμοκρασιακές μεταβολές ( $\Delta T$ ) και τα φορτία κυκλοφορίας. Ως προϋπάρχουσα εντατική κατάσταση του συστήματος θεωρούνταν αυτή που προέκυπτε από τις  $\Delta T$  και στη συνέχεια γινόταν επιβολή των δράσεων κυκλοφορίας και εκτίμηση της επιπρόσθετης αναπτυσσόμενης έντασης.

Για τον υπολογισμό της πρόσθετης αυτής έντασης απαραίτητη προϋπόθεση ήταν να γνωρίζουμε αν η νέα φόρτιση διατηρεί ή αντιστρέφει τη φορά της σχετικής ολίσθησης μεταξύ σιδηρογραμμής και καταστρώματος. Εάν η ολίσθηση διατηρούσε τη φορά της, η διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής έπαιρνε οριακή τιμή  $k'$ , ίση με  $k' = |k_{\sigma\delta\iota\omicron 1} - k_{\sigma\delta\iota\omicron 2}|$ . Στην περίπτωση που η σχετική ολίσθηση αντιστρεφόταν η διαμήκης αντίσταση της σιδηρογραμμής λάμβανε οριακή τιμή  $k'$ , ίση με  $k' = |k_{\sigma\delta\iota\omicron 1} + k_{\sigma\delta\iota\omicron 2}|$ . Αυτή η διαφοροποίηση της οριακής τιμής της διαμήκους αντίστασης κατά τη δεύτερη φόρτιση έχει σημασία στις διαμήκεις δυνάμεις που ασκούνται στις σιδηροτροχιές και στην επιφάνεια του καταστρώματος και που τελικά οδηγούν στην ανάπτυξη έντασης στα στοιχεία αυτά.

Στην περίπτωση που αντιστοιχεί διαφορετική καμπύλη διαμήκους αντίστασης για τις δύο φορτίσεις, τότε η επιβολή της δεύτερης θα επιφέρει μεταβολή στην ένταση λόγω της πρώτης. Εάν όμως στις δύο φορτίσεις αντιστοιχεί καμπύλη διαμήκους αντίστασης με την ίδια οριακή τιμή (όπως στην περίπτωση ερπυσμού και θερμοκρασιακών μεταβολών), τότε η νέα φόρτιση θα μεταβάλει πιθανόν τη σχετική ολίσθηση, αλλά δεν θα μεταβάλει την ένταση των σιδηροτροχιών, αφού δεν θα αλλάξει η δύναμη που ασκείται σε αυτές. Για την κατάσταση αυτή ισχύει  $k'=0$  (κατάσταση "soft" spring, σύμφωνα με το κείμενο του ευρωκώδικα όπου αναπτύσσεται η συγκεκριμένη μέθοδος).

Προσεγγιστικά λοιπόν, θα χρησιμοποιηθεί η μεθοδολογία του πρώτου κεφαλαίου έτσι ώστε να ερμηνευθούν τα παραπάνω αποτελέσματα. Όπως ήδη αναφέρθηκε θα αγνοηθεί η επιρροή των φορτίων κυκλοφορίας, ενώ και για τις δύο φορτίσεις ισχύει η ίδια οριακή τιμή διαμήκους αντίστασης της σιδηρογραμμής (αυτή της αφόρτιστης).

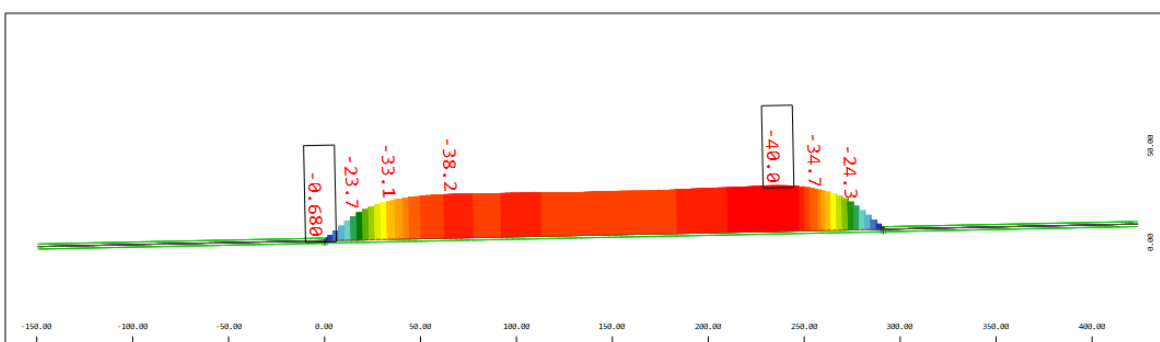
Σαν προϋπάρχουσα εντατική κατάσταση στο σύστημα λαμβάνεται αυτή που προκύπτει με την ολοκλήρωση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης του σκυροδέματος. Το διάγραμμα των δυνάμεων των μη-γραμμικών ελατηρίων που προσομοιώνουν τη σύνδεση σιδηρογραμμής-καταστρώματος είναι το εξής:



Σχήμα 3.69 Δυνάμεις ελατηρίων σύνδεσης καταστρώματος και σιδηρογραμμής λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης

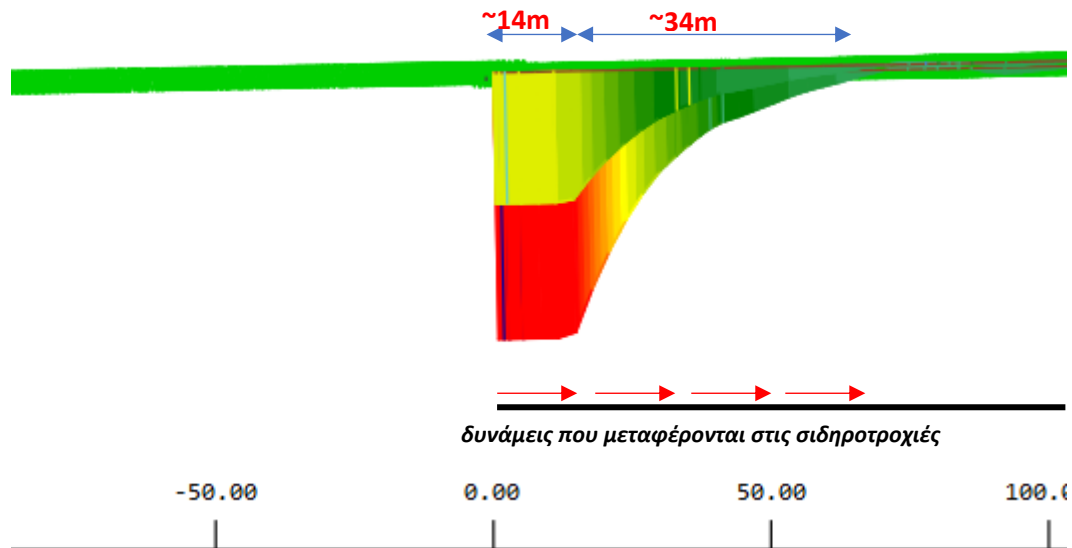
Στο διάγραμμα φαίνεται ότι στις ακραίες περιοχές γίνεται "πλαστικοποίηση" αυτών των ελατηρίων, ενώ ακόμα ότι η σχετική ολίσθηση (δηλαδή το "τέντωμα" των ελατηρίων) στη μία περιοχή είναι ετερόσημη της ολίσθησης στην άλλη περιοχή.

Η ένταση που αναπτύσσεται στις σιδηροτροχιές δίνεται στο επόμενο σχήμα:



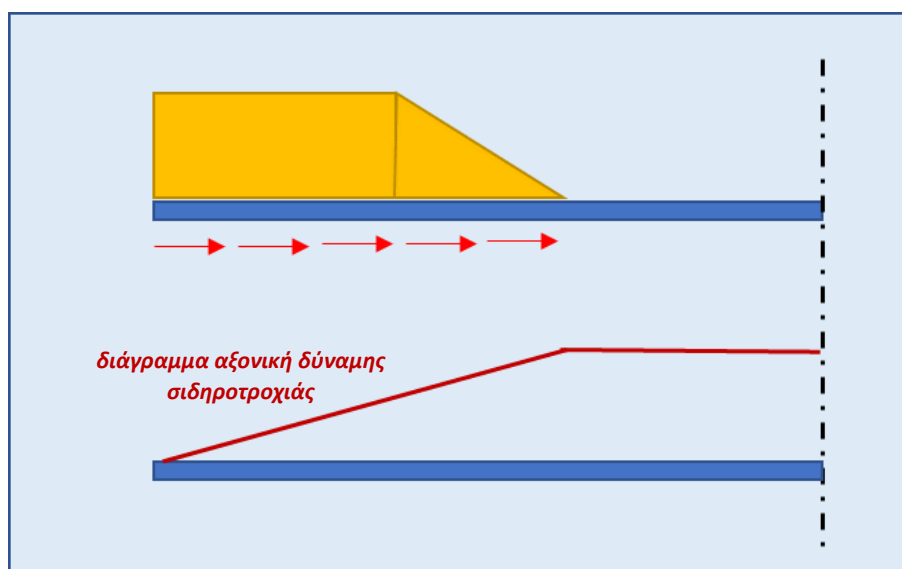
Σχήμα 3.70 Αναπτυσσόμενη ένταση στις σιδηροτροχιές λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης

Στο σημείο αυτό περιγράφεται σχηματικά η μεταφορά των δυνάμεων στις σιδηροτροχιές και η μορφή του διαγράμματος αξονικών δυνάμεων που αναπτύσσεται. Εξετάζεται το ένα άκρο της σιδηροτροχιάς.



Σχήμα 3.71 Λεπτομέρεια του διαγράμματος δυνάμεων των ελατηρίων – περιοχή “πλαστικοποίησης”

Από το διάγραμμα της δύναμης των ελατηρίων εξαγάγεται το διάγραμμα φόρτισης των σιδηροτροχιών:



Σχήμα 3.72 Μεταφορά δυνάμεων στις σιδηροτροχιές και αναπτυσσόμενη ένταση

Για τιμή διαμήκουσ αντίστασης της σιδηρογραμμής ίση με 20 KN/m (αφόρτιστη σιδηρογραμμή-μακροχρόνιες δράσεις) και για το μήκος της περιοχής πλαστικοποίησης που προσδιορίζεται από το διάγραμμα του Sofistik, μπορεί να επαληθευθεί η ένταση που αναπτύσσεται στις σιδηροτροχιές λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, ως εξής:

$$N_{rail} = 14 * 20 + \frac{1}{2} * 20 * 34 = 620 \text{ KN (θλιπτική)}$$

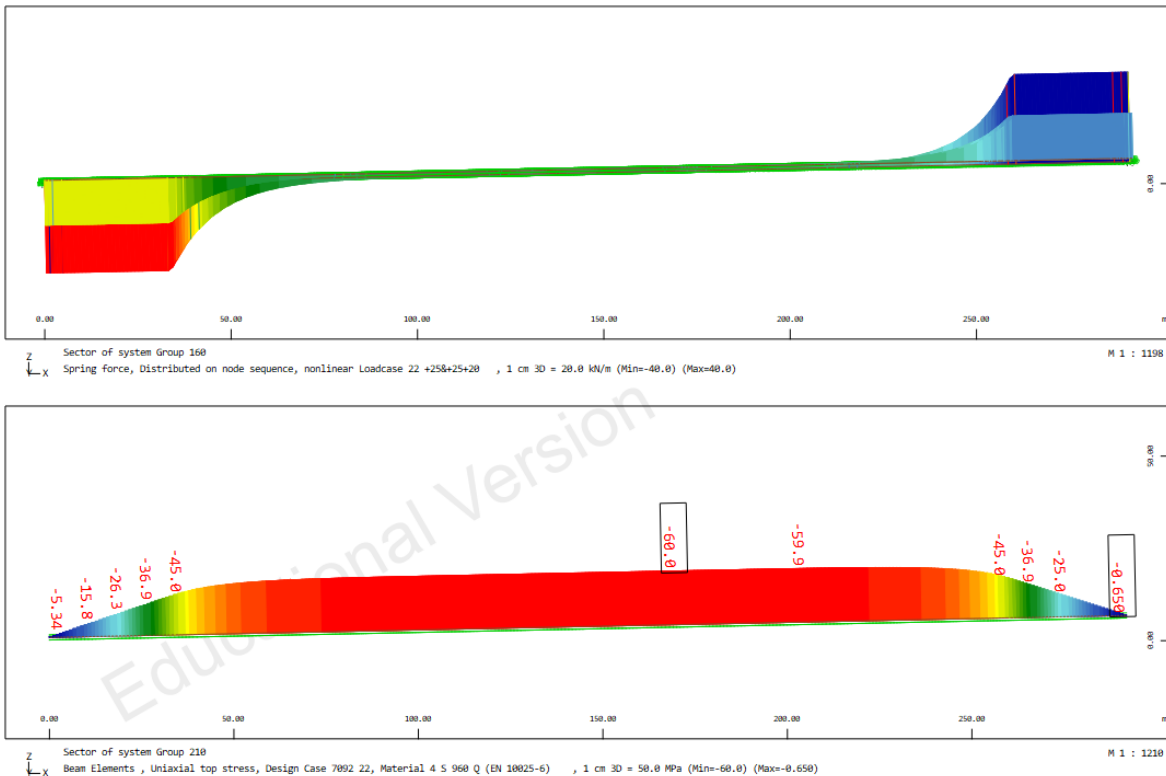
$$\sigma_{rail} = \frac{620}{0.01535} = 40 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

Η τιμή αυτή συμφωνεί με την τιμή που λαμβάνεται από το αντίστοιχο διάγραμμα του Sofistik που δίνεται νωρίτερα.

Στη συνέχεια θα μελετηθεί η επιπρόσθετη φόρτιση με τις θερμοκρασιακές δράσεις. Εξετάζεται αρχικά η πρώτη περίπτωση, δηλαδή:

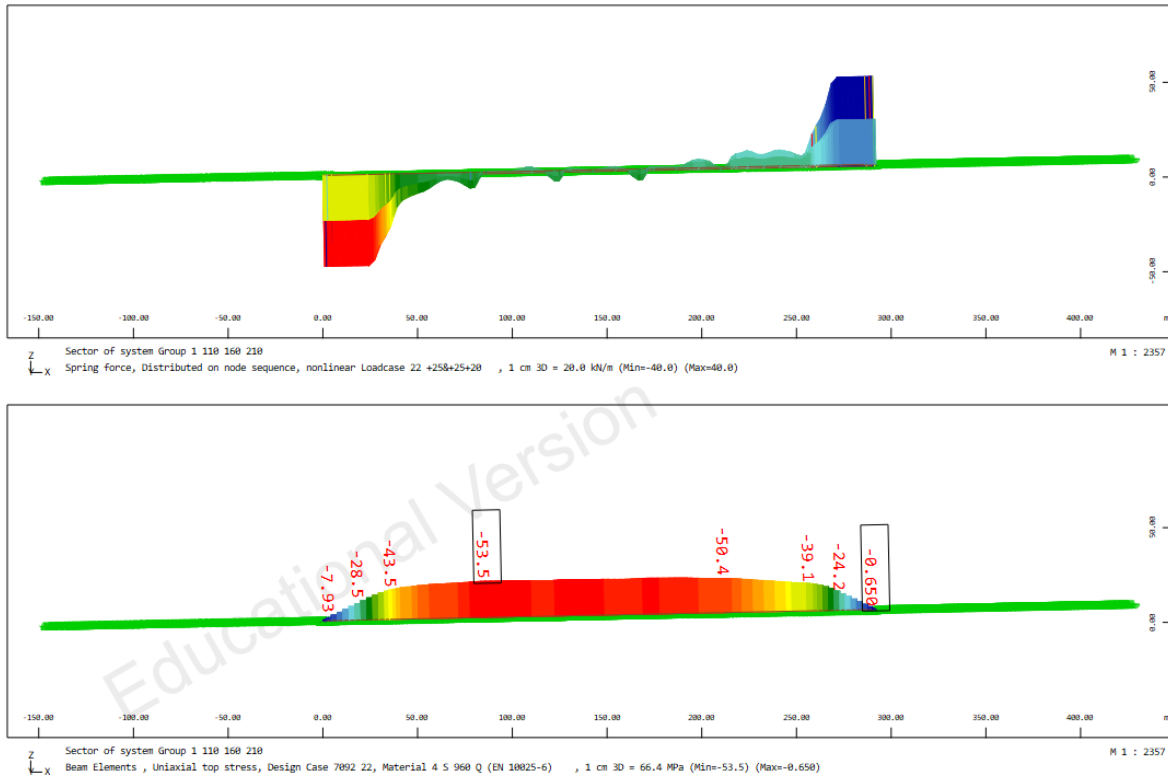
$$\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=+45^{\circ}\text{C}$$

Εάν αυτή η φόρτιση εφαρμοζόταν μόνη της στο σύστημα θα προέκυπτε το παρακάτω διάγραμμα δύναμης των ελατηρίων και η αντίστοιχη ένταση στις σιδηροτροχιές:



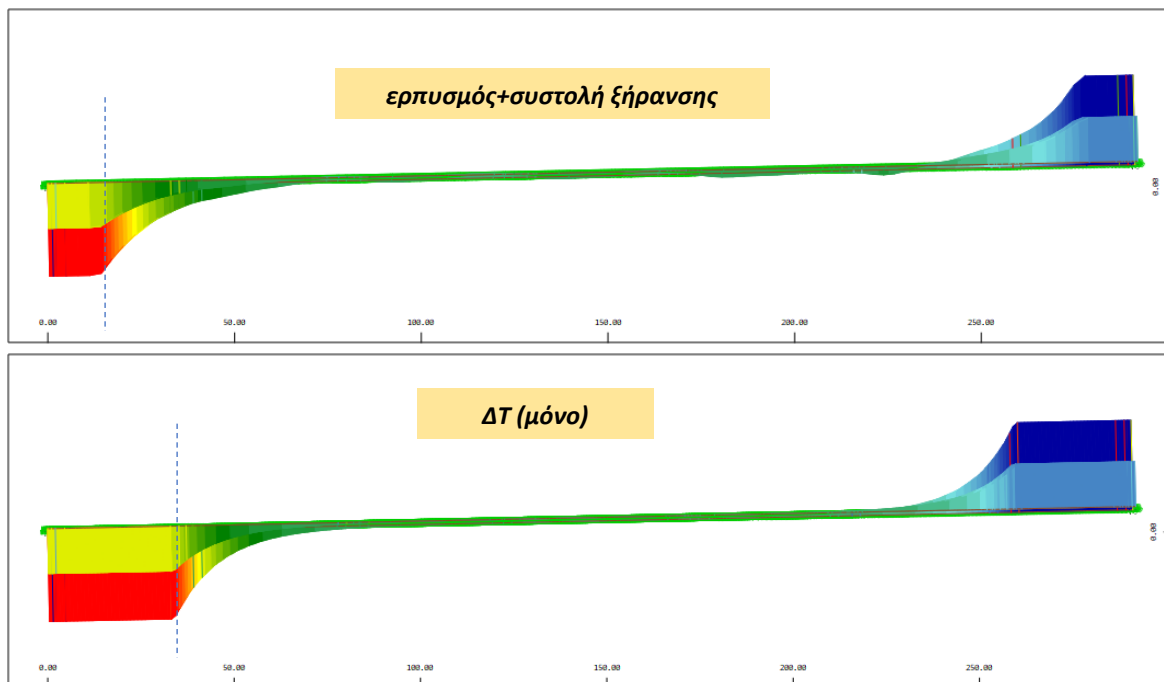
Σχήμα 3.73 Δυνάμεις ελατηρίων και ένταση σιδηροτροχιών λόγω  $\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=+45^{\circ}\text{C}$

Παρατηρείται ότι οι σχετικές ολισθήσεις στα άκρα είναι ομόσημες με αυτές που προκύπτουν από τη δράση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης. Άρα με βάση την απλοποιημένη αλγεβρική μέθοδο ισχύει  $k'=0$  ( $k_{\text{ερπυσμός}}=k_{\Delta T}=20\text{KN/m}$ ), δηλαδή η νέα φόρτιση δεν πρέπει να μεταβάλει την προϋπάρχουσα εντατική κατάσταση.



Σχήμα 3.74 Δυνάμεις ελατηρίων και συνολική ένταση σιδηροτροχιών λόγω (ερπυσμός & συστολή ξήρανσης +  $\Delta T$ )

Ωστόσο, από το προηγούμενο σχήμα διαπιστώνεται ότι η τάση  $\sigma=-40.00\text{ MPa}$  που αναπτύσσεται λόγω του ερπυσμού αυξάνεται στην τιμή  $\sigma=-53.50\text{ MPa}$ . Αυτό ίσως εξηγείται από το γεγονός ότι οι δύο φορτίσεις "πλαστικοποιούν" διαφορετικό μέγεθος της περιοχής της σύνδεσης σιδηρογραμμής-καταστρώματος, όπως φαίνεται στα διαγράμματα της επόμενης σελίδας:



Σχήμα 3.75 Σύγκριση περιοχών πλαστικοποίησης για τις δύο φορτίσεις

Η φόρτιση του συστήματος με τις δράσεις ΔΤ “πλαστικοποιεί” εμφανώς μεγαλύτερο μέρος των ελατηρίων στα άκρα, για αυτόν το λόγο οδηγεί και σε μεγαλύτερη ένταση των σιδηροτροχιών από μόνη της.

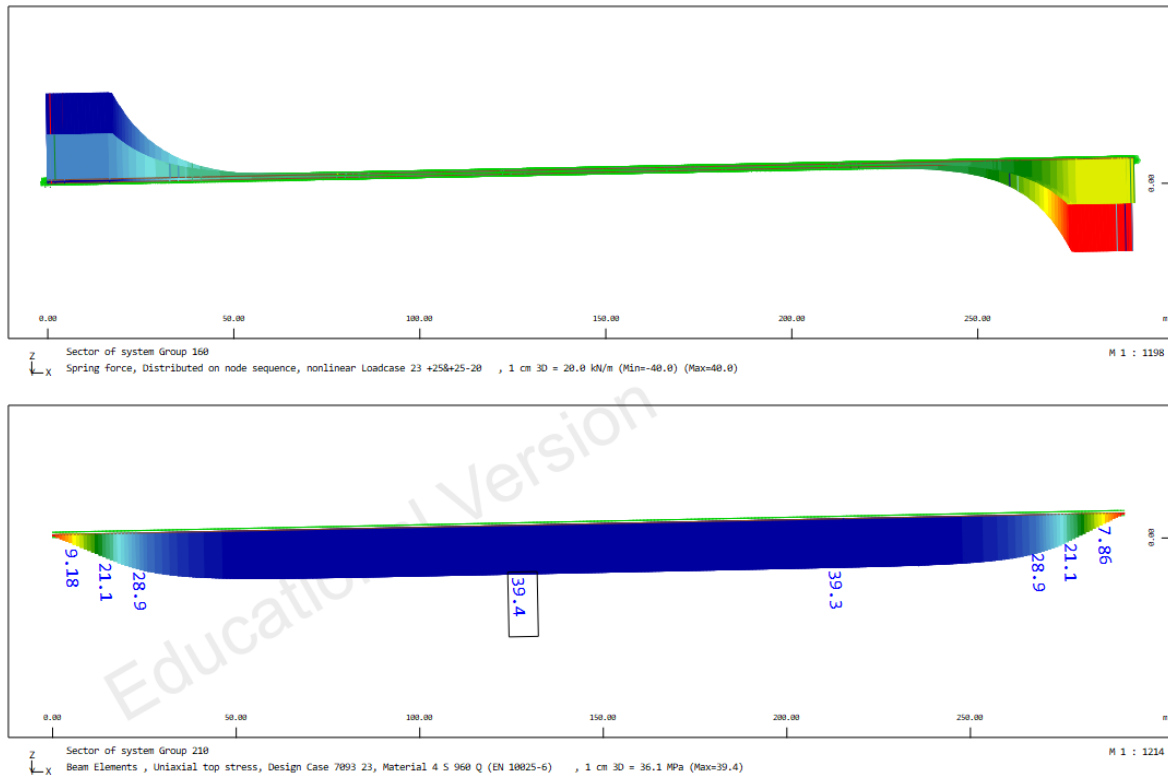
Εάν ληφθεί υπόψη η διαδοχική φόρτιση γίνεται αντιληπτό ότι λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης πλαστικοποιείται αρχικά ένα τμήμα των ακραίων περιοχών και αναπτύσσεται ένταση ίση με  $\sigma = -40 \text{ MPa}$ . Η εφαρμογή της ΔΤ προκαλεί νέες σχετικές ολισθήσεις μεταξύ σιδηρογραμμής και καταστρώματος, αλλά οι δυνάμεις των ήδη πλαστικοποιημένων ελατηρίων δεν μεταβάλλονται. Επομένως, ένα τμήμα της έντασης που θα προκαλούσε η ΔΤ έχει ήδη “προσφερθεί” από τη δράση του ερπυσμού (τα  $-40 \text{ MPa}$ ). Η επιπρόσθετη ένταση (από  $-40 \text{ MPa}$  σε  $-53.50 \text{ MPa}$ , δηλαδή  $-13.50 \text{ MPa}$ ) προκύπτει από τα ελατήρια που πλαστικοποιούνται λόγω της ΔΤ και που βρίσκονται εκτός της αρχικά πλαστικοποιημένης περιοχής.

Για αυτό το λόγο, η ένταση μετά την εφαρμογή της ΔΤ ( $-53.50 \text{ MPa}$ ) πλησιάζει αυτή που θα αναπτυσσόταν χωρίς τη συμμετοχή του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης ( $-60.00 \text{ MPa}$ ).

Ακολουθεί στο σημείο αυτό η περίπτωση της φόρτισης:

$$\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=+5^{\circ}\text{C}$$

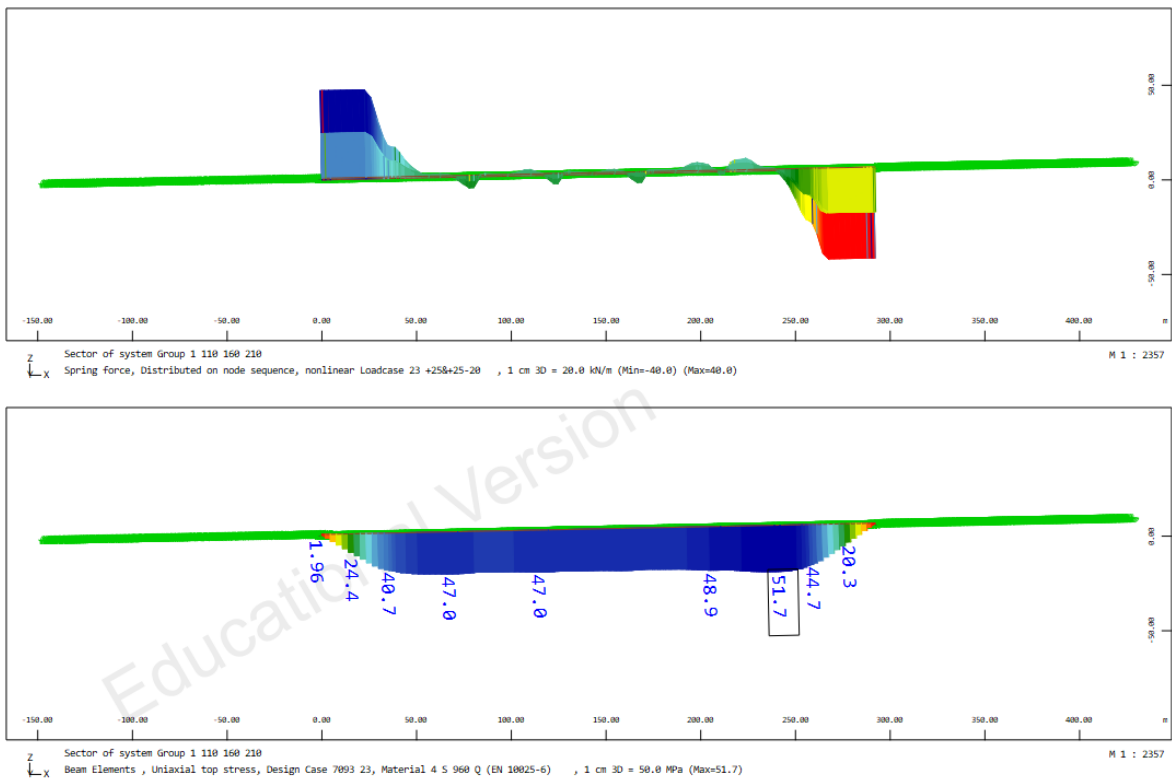
Εάν αυτή η φόρτιση εφαρμοζόταν μόνη της στο σύστημα θα προέκυπτε το παρακάτω διάγραμμα δύναμης των ελατηρίων και η αντίστοιχη ένταση στις σιδηροτροχιές:



Σχήμα 3.76 Δυνάμεις ελατηρίων και ένταση σιδηροτροχιών λόγω  $\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=+5^{\circ}\text{C}$

Παρατηρείται ότι οι σχετικές ολισθήσεις στα άκρα είναι ετερόσημες με αυτές που προκύπτουν από τη δράση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης, επομένως με βάση την απλοποιημένη αλγεβρική μέθοδο ισχύει  $k' = |k_1 + k_2| = 40 \text{ kN/m}$  ( $k_{\text{ερπυσμός}} = k_{\Delta T} = 20 \text{ kN/m}$ ).

Λαμβάνοντας υπόψη τον ερπυσμό και τη συστολή ξήρανσης εξάγονται τα παρακάτω διαγράμματα συνολικής έντασης, μετά την εφαρμογή της  $\Delta T$ :



Σχήμα 3.77 Δυνάμεις ελατηρίων και συνολική ένταση σιδηροτροχιών λόγω (ερπυσμός & συστολή ξήρανσης + ΔΤ)

Η τιμή της έντασης που φαίνεται στο παραπάνω διάγραμμα μπορεί να ερμηνευθεί κάνοντας την απλοποιητική παραδοχή ότι ισχύει η αρχή της επαλληλίας για τον συνδυασμό των αποτελεσμάτων (προφανώς, λόγω της μη-γραμμικότητας του νόμου των ελατηρίων, δεν ισχύει). Κατά αυτόν τον τρόπο, η αρχική ένταση λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης είναι ίση με  $\sigma_1 = -40 \text{ MPa}$ . Με βάση την απλοποιημένη αλγεβρική μέθοδο, για την επιπρόσθετη εφαρμογή της ΔΤ ισχύει  $k' = 40 \text{ kN/m}$ . Το διάγραμμα τάσεων ( $\sigma_2 = 39.40 \text{ MPa}$ ) που παρατέθηκε προηγουμένως και αφορά την εφαρμογή στο σύστημα μόνο της ΔΤ, προκύπτει από την ανάλυση για  $k = 20 \text{ kN/m}$ . Επομένως, προσεγγιστικά μπορεί να εκτιμηθεί η συνολική ένταση για τις διαδοχικές φορτίσεις ως εξής:

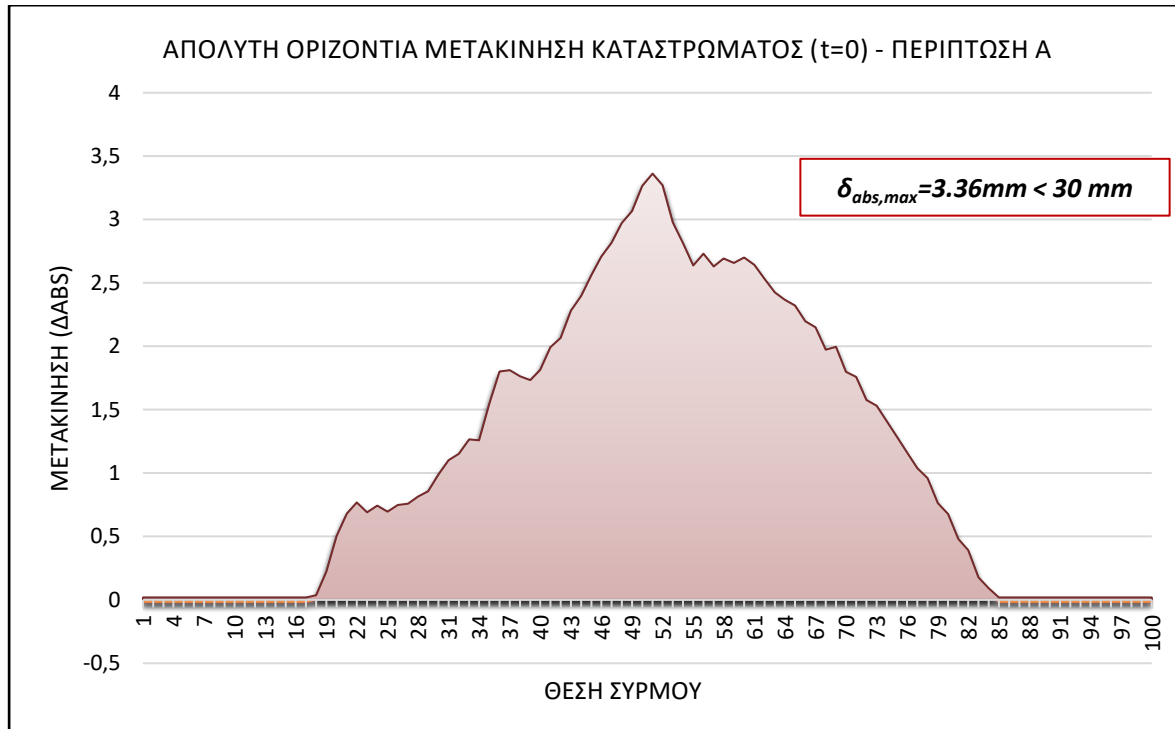
$$\sigma_{rail} = \sigma_1 + 2 * \sigma_2 = -40.00 + 2 * 39.40 = 38.80 \text{ MPa}$$

Η αντίστοιχη τιμή που εξάγεται από την ανάλυση με το Sofistik είναι  $\sigma_{rail} = 51.70 \text{ MPa}$ .

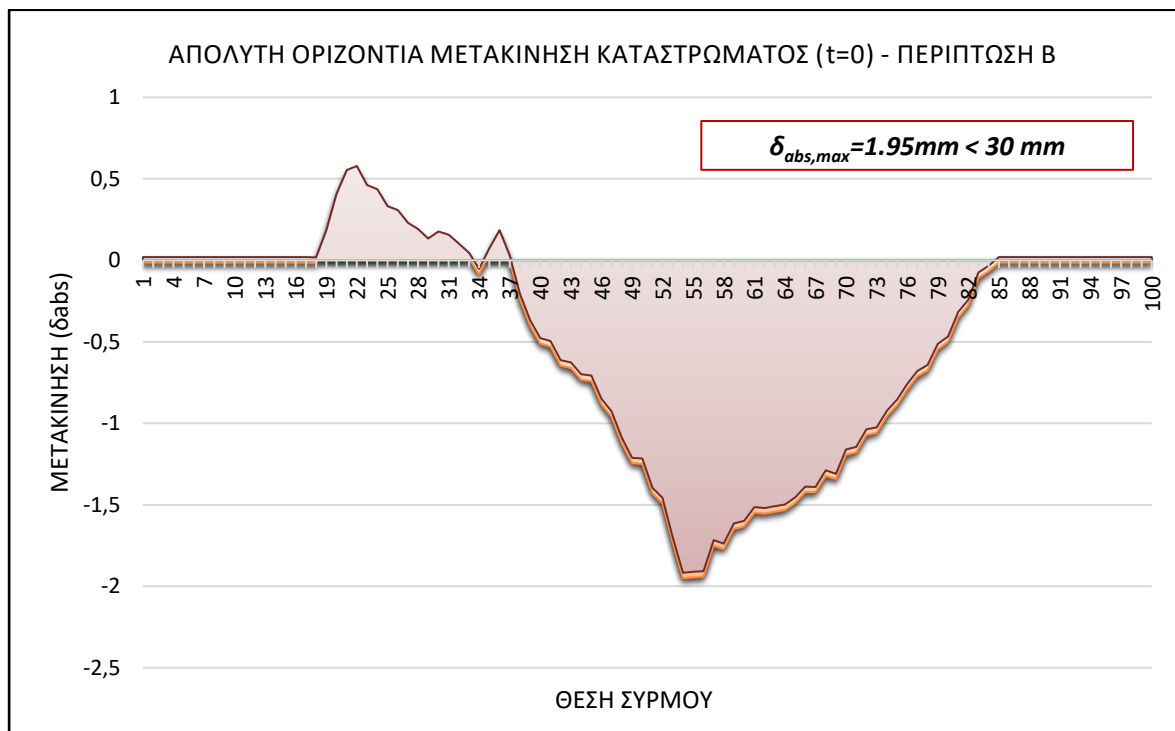
Με παρόμοιο τρόπο μπορούν να ερμηνευθούν τα αποτελέσματα και για τις άλλες δύο περιπτώσεις θερμοκρασιακών δράσεων.



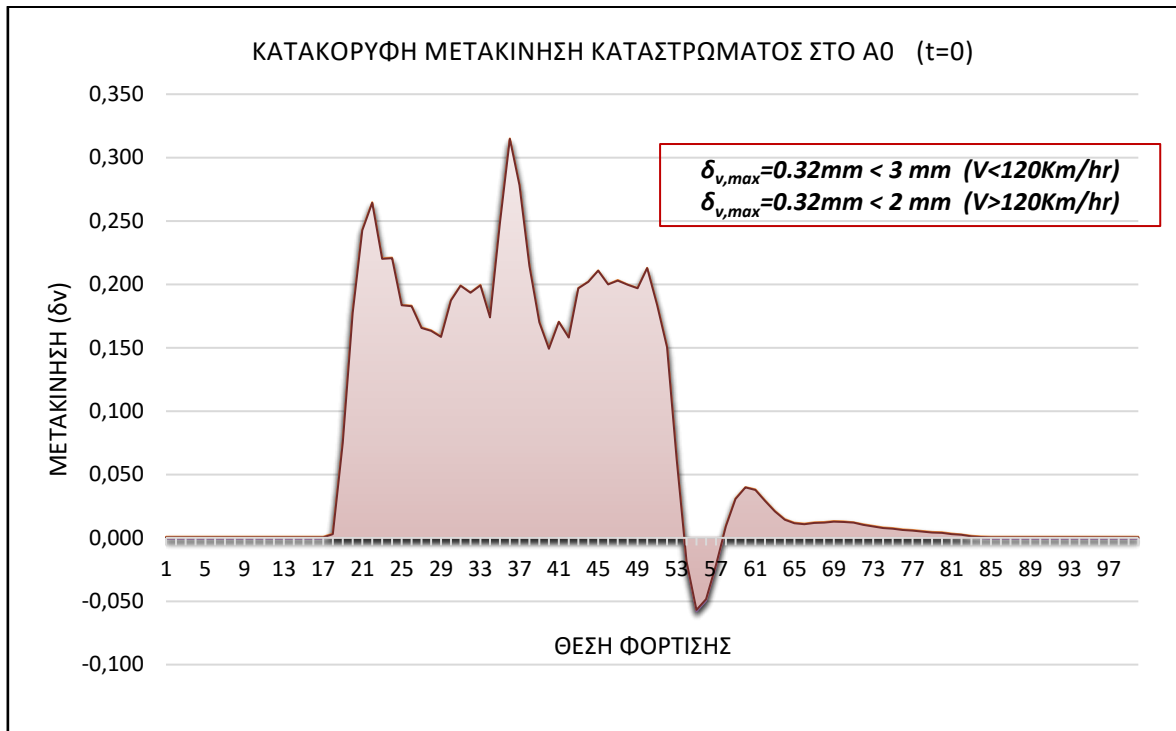
**B) ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ**



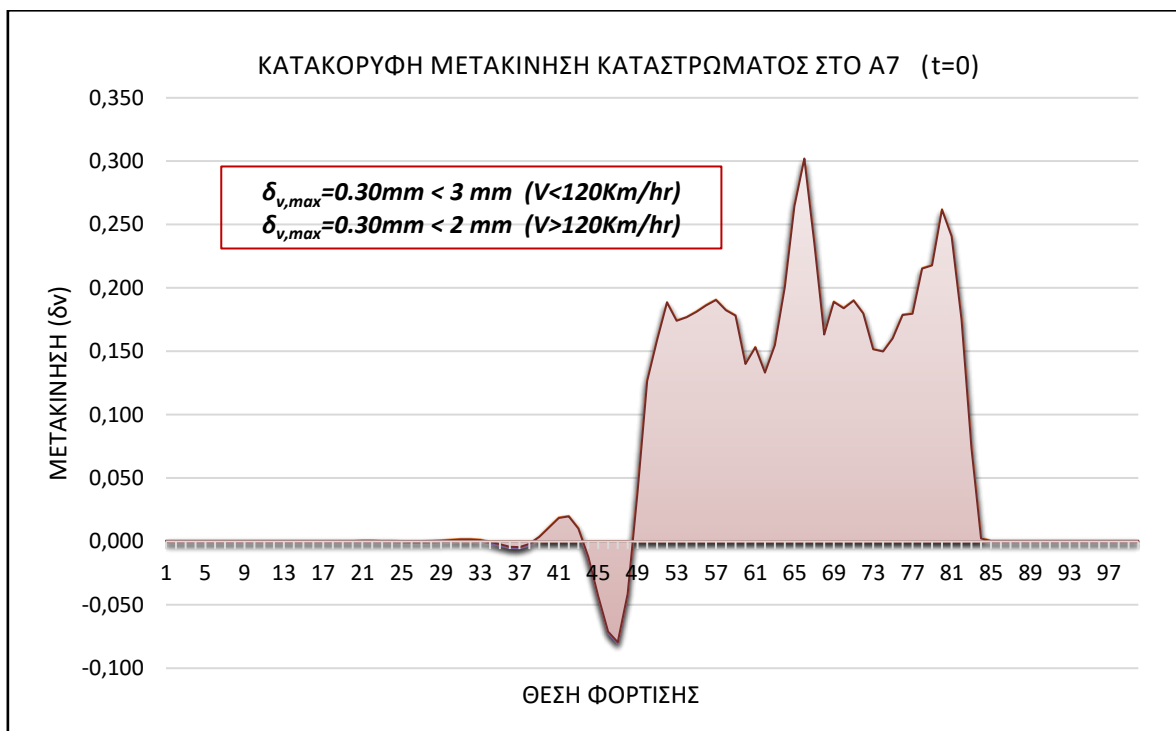
Σχήμα 3.78



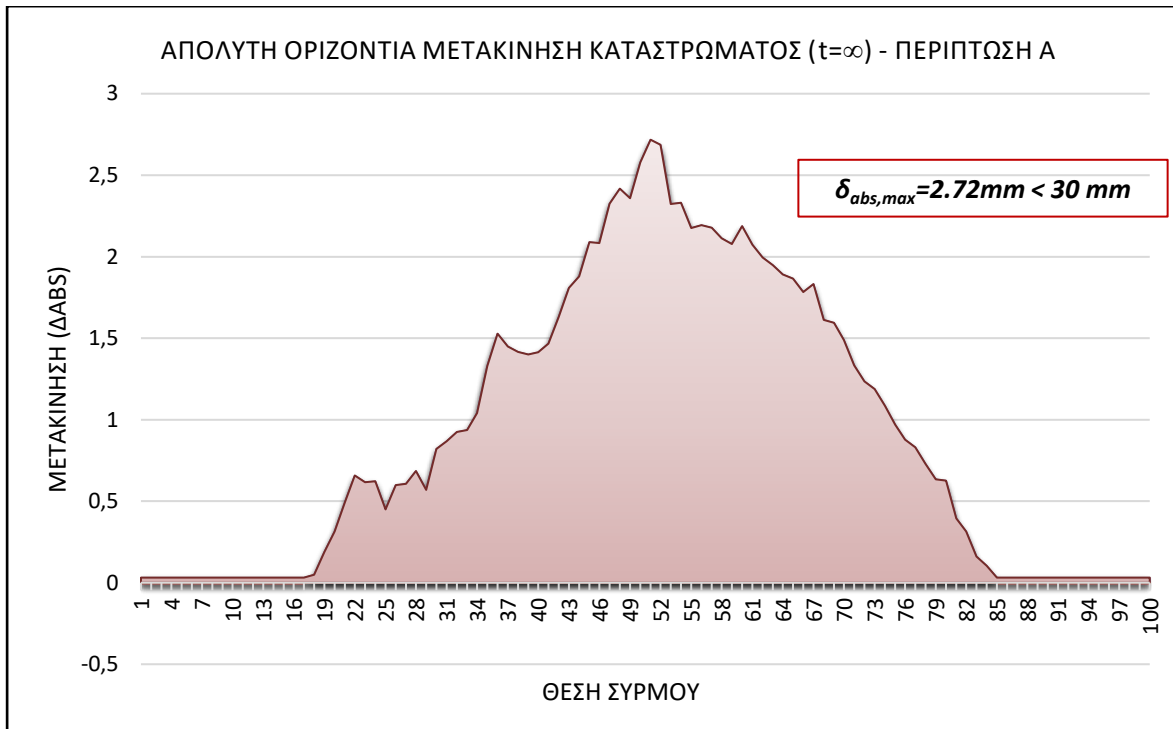
Σχήμα 3.79



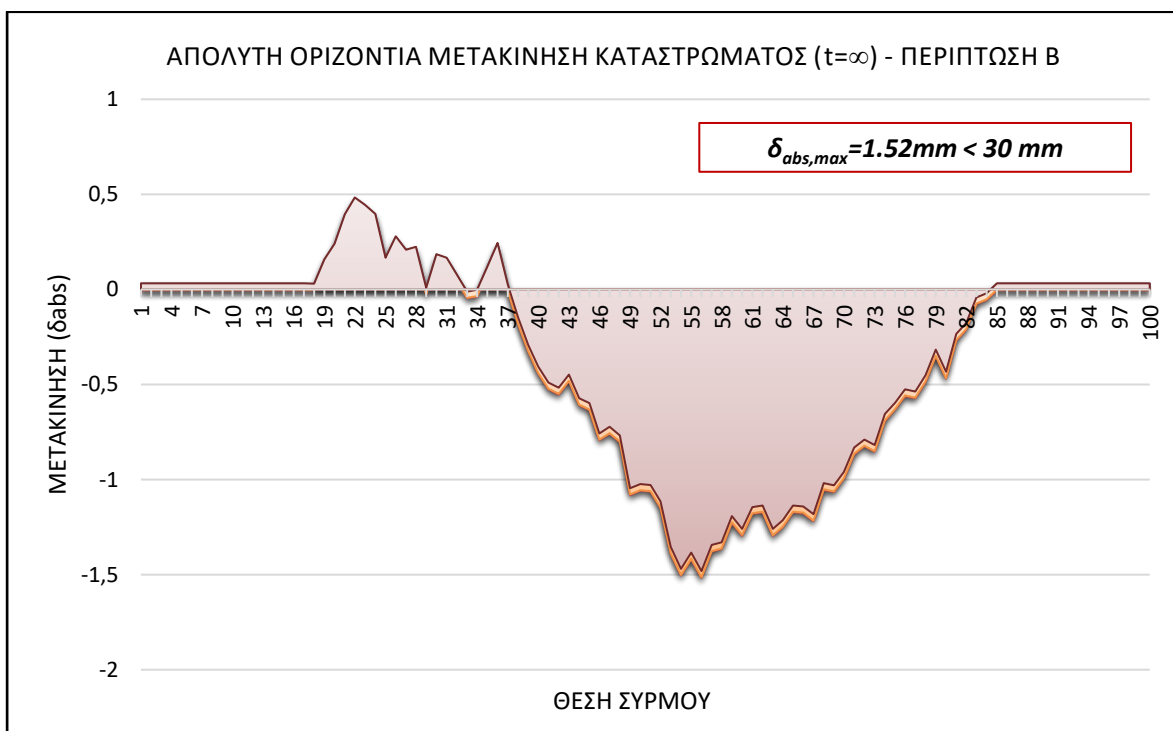
Σχήμα 3.80



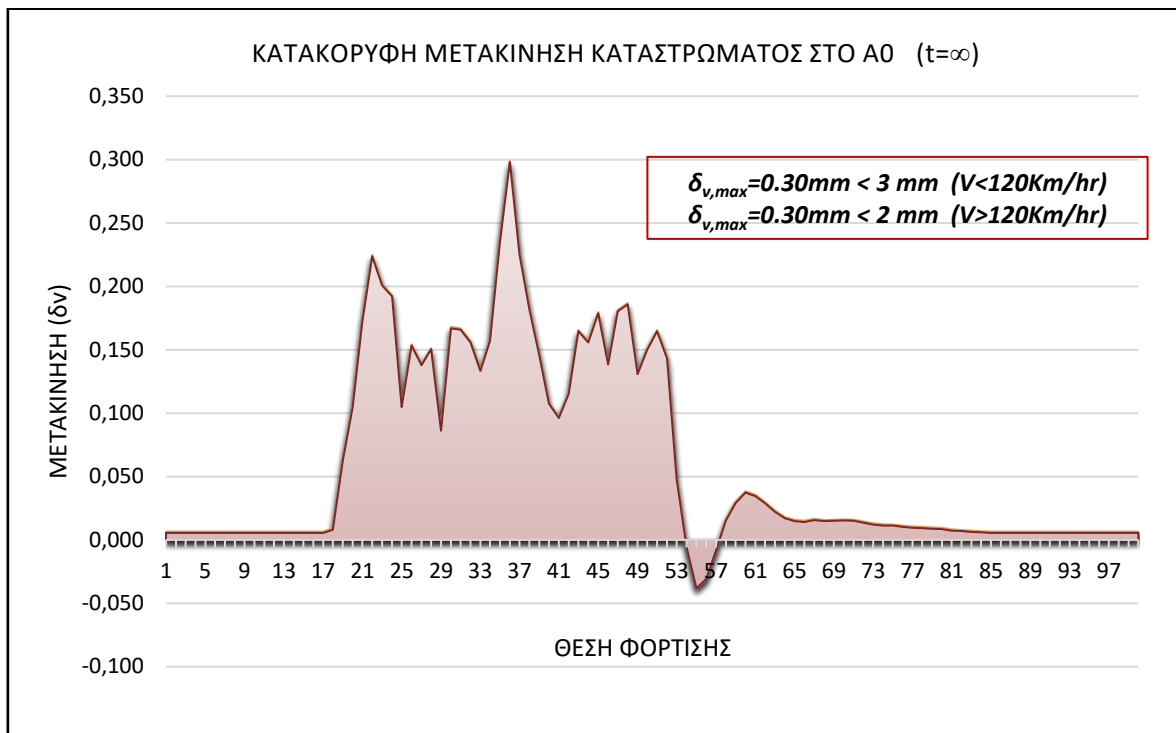
Σχήμα 3.81



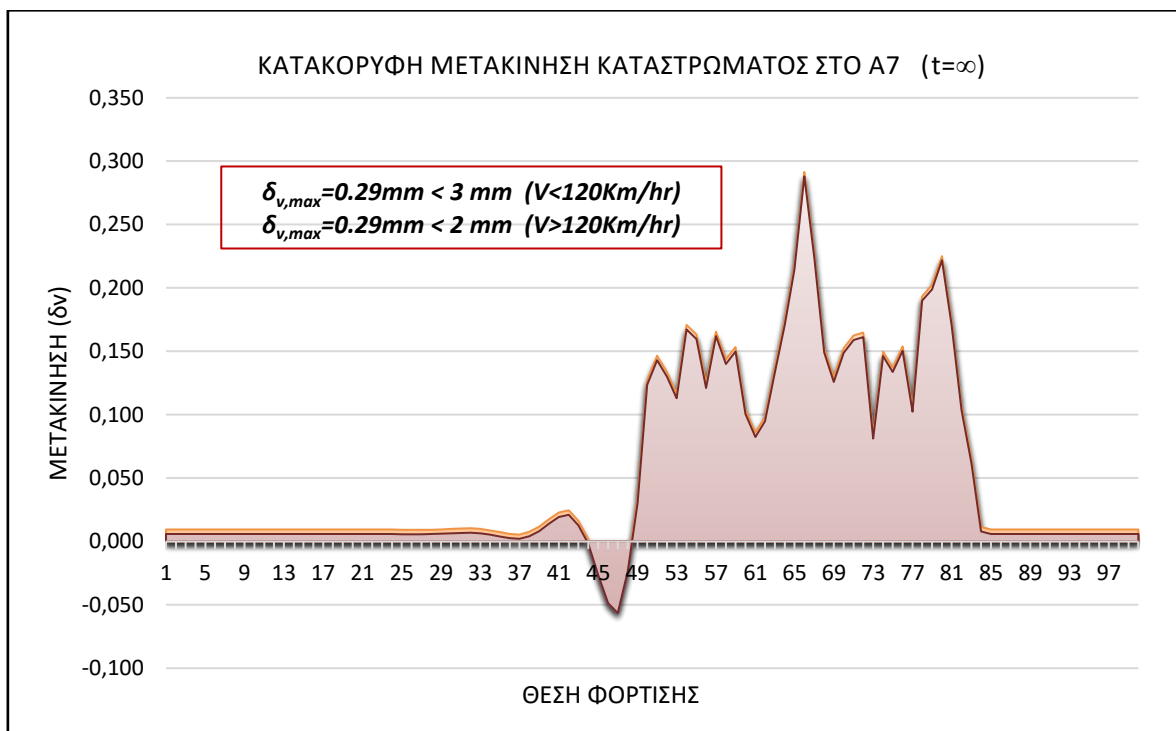
Σχήμα 3.82



Σχήμα 3.83



Σχήμα 3.84



Σχήμα 3.85

### 3.5 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ – ΠΟΙΟΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

#### 3.5.1 ΓΙΑΤΙ ΕΠΙΛΕΧΘΗΚΕ Η ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΔΙΑΤΑΞΕΩΝ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ ΣΤΑ ΔΥΟ ΑΚΡΑ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ;

Στην παράγραφο αυτή θα γίνει προσπάθεια να αποδειχθεί ότι η χρήση συνεχών συγκολλημένων σιδηροτροχιών χωρίς την εγκατάσταση διατάξεων διαστολής τους στις θέσεις των ακροβάθρων, δεν ήταν δυνατή στη συγκεκριμένη περίπτωση που εξετάζεται.

#### A) ΜΕΘΟΔΟΣ UIC 774-3R

Για τον υπολογισμό της έντασης των σιδηροτροχιών λόγω της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής του καταστρώματος, η περίπτωση που εξετάζεται μπορεί να αναχθεί σε αυτή μιας αμφιέριστης γέφυρας ίδιου συνολικού μήκους (L=297m). Επομένως, μπορούν να χρησιμοποιηθούν τα διαγράμματα του UIC 774-3R, για τα οποία θα γίνει η παραδοχή γραμμικής επέκτασης τους πέραν του μήκους L=110m, που είναι το μέγιστο που δίνεται σε αυτά.

Η εξεταζόμενη γέφυρα θεωρείται ακλόνητη οριζόντια στο ακρόβαθρο A0, άρα από τα διαγράμματα θα ληφθούν υπόψη οι τιμές τάσεων που προκύπτουν για τη μεγαλύτερη δυσκαμψία της στήριξης, δηλαδή για K<sub>20</sub>.

$$\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C}$$

#### Τάση σιδηροτροχιάς στο σταθερό άκρο – (ακρόβαθρο A0)

$$K_{20}/k_{20} \quad \sigma_{A0} = \frac{297}{110} * 30 * \left(\frac{25+10}{45}\right)^{\frac{1}{2}} = 71 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

#### Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο – (ακρόβαθρο A7)

$$K_{20}/k_{20} \quad \sigma_{A7} = \frac{297}{110} * 58 * \left(\frac{25+10}{45}\right)^{\frac{1}{2}} = 138 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

$$\Delta T_{deck} = -30^{\circ}\text{C}$$

**Τάση σιδηροτροχιάς στο σταθερό άκρο – (ακρόβαθρο A0)**

$$K_{20}/k_{20} \quad \sigma_{A0} = \frac{297}{110} * 30 * \left(\frac{30+10}{45}\right)^{\frac{1}{2}} = 76 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

**Τάση σιδηροτροχιάς στο κινητό άκρο – (ακρόβαθρο A7)**

$$K_{20}/k_{20} \quad \sigma_{A7} = \frac{297}{110} * 58 * \left(\frac{30+10}{45}\right)^{\frac{1}{2}} = 148 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

**B) ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΑΛΓΕΒΡΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1**

**Δεδομένα**

- $k=k_T=20 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση αφόρτιστης σιδηρογραμμής)
- $K \rightarrow \infty$  (δυσκαμψία της οριζόντιας στήριξης του φορέα)
- $\alpha=1.0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/}^{\circ}\text{C}$  (συντελεστής θερμικής διαστολής υλικού σιδηροτροχιών)
- $T=+25/-30^{\circ}\text{C}$  (ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή του καταστρώματος)
- $L=297 \text{ m}$
- $k''=k/EA$
- $A=2 \times 0.01535=0.0307 \text{ m}^2$  (το εμβαδόν της διατομής των σιδηροτροχιών)
- $E=210 \text{ GPa}$  (μέτρο ελαστικότητας χάλυβα)

Εφαρμόζοντας τη μεθοδολογία που ισχύει για την περίπτωση της αμφιέρειστης γέφυρας έχουμε:

$$s = \frac{-4aT - \frac{8k}{K} + \sqrt{\left(4aT + \frac{8k}{K}\right)^2 - 4k''\left(-2LaT - \frac{2Lk}{K}\right)}}{2k''}$$

Η σχέση αυτή για  $K \rightarrow \infty$  απλοποιείται σε:

$$s = \frac{-4aT + \sqrt{(4aT)^2 - 4k''(-2LaT)}}{2k''}$$

Για τα χαρακτηριστικά της γέφυρας που εξετάζουμε προκύπτουν:

$$T = 25^{\circ}\text{C} \rightarrow s = \frac{-4aT + \sqrt{(4aT)^2 - 4k''(-2LaT)}}{2k''} = 94 \text{ m} < \left(\frac{L}{3} = 99\text{m}\right)$$

(Σημείωση: Οριακά δεν ικανοποιείται η προϋπόθεση  $s > L/3$ )

Η τάση στη θέση του ακροβάθρου A7 είναι:

$$\sigma_{A7} = \frac{k_s}{A} = \frac{0.02 * 94.00}{0.01535} = 122.50 \text{ MPa (θλιπτική)}$$

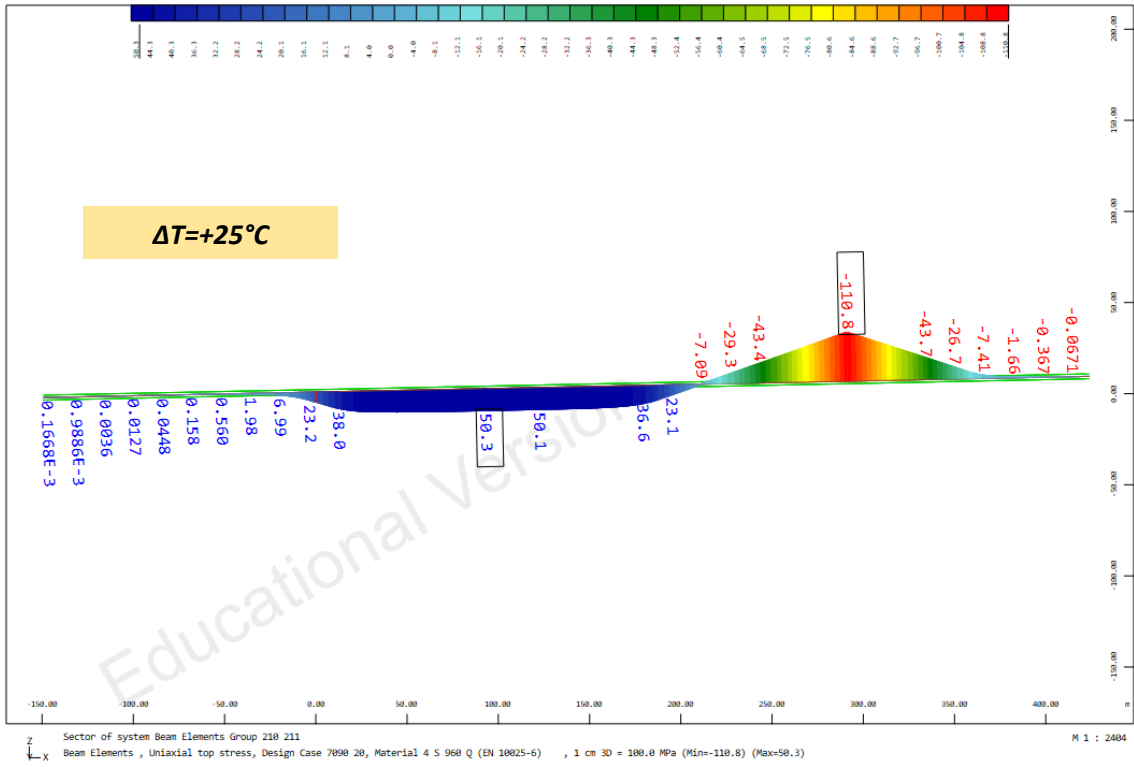
$$T = 30^{\circ}\text{C} \rightarrow s = \frac{-4aT + \sqrt{(4aT)^2 - 4k''(-2LaT)}}{2k''} = 99 \text{ m} (= \frac{L}{3} = 99\text{m})$$

Η τάση στη θέση του ακροβάθρου A7 είναι:

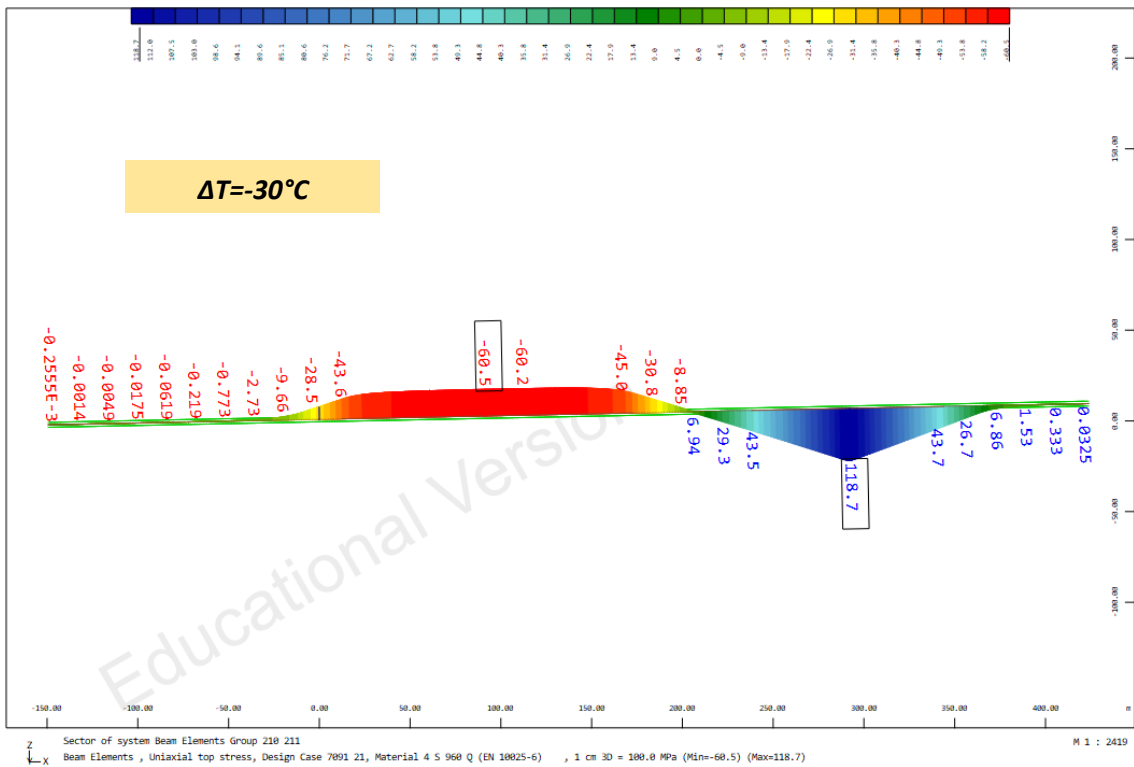
$$\sigma_{A7} = \frac{k_s}{A} = \frac{0.02 * 99.00}{0.01535} = 129.00 \text{ MPa (εφελκυστική)}$$

### Γ) ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ (SOFISTIK)

Παρόμοια είναι και τα αποτελέσματα που προκύπτουν από ακριβέστερες αναλύσεις με χρήση προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, όπως φαίνεται στα επόμενα σχήματα:



Σχήμα 3.86 Τάσεις σιδηροτροχιών για φόρτιση καταστρώματος ΔT=+25°C



Σχήμα 3.87 Τάσεις σιδηροτροχιών για φόρτιση καταστρώματος ΔT=-30°C



**Δ) ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ**

Παρατηρούμε, λοιπόν, ότι η αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές υπερβαίνουν τις επιτρεπόμενες (-72MPa & 92MPa), λόγω μόνο της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής του καταστρώματος ( $\Delta T$ ). Επομένως γίνεται κατανοητό ότι η εγκατάσταση συνεχών συγκολλημένων σιδηροτροχιών (CWR) απορρίπτεται για την συγκεκριμένη περίπτωση.

**3.5.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗ ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΛΕΓΧΟΥ ΤΩΝ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ**

Στην παράγραφο παρουσιάζεται διαδικασία ελέγχου των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις αναλύσεις με το Sofistik. Αρχικά γίνεται εκτίμηση της εντατικής κατάστασης λόγω των θερμοκρασιακών δράσεων σε κατάστρωμα και σιδηρογραμμή και στη συνέχεια λόγω εφαρμογής των δράσεων σιδηροδρομικής κυκλοφορίας.

**Α) ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑΚΕΣ ΜΕΤΑΒΟΛΕΣ ( $\Delta T_{deck}$  &  $\Delta T_{rail}$ )**

- |    |   |
|----|---|
| 1) | $\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=+45^{\circ}\text{C}$ |
| 2) | $\Delta T_{deck}=+25^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=+5^{\circ}\text{C}$  |
| 3) | $\Delta T_{deck}=-30^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=-10^{\circ}\text{C}$ |
| 4) | $\Delta T_{deck}=-30^{\circ}\text{C} / \Delta T_{rail}=-50^{\circ}\text{C}$ |

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση στις σιδηροτροχιές λόγω της ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής τους ταυτόχρονα με την ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή του καταστρώματος δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_{rail} = (\Delta T_{deck} a_{deck} - \Delta T_{rail} a_{rail}) E_s$$

Σημείωση

Γίνεται η παραδοχή ότι η σύνδεση σιδηροτροχιών και καταστρώματος δεν επιτρέπει της διαμήκη σχετική μετακίνηση τους.

Εάν εφαρμοζόταν ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή μόνο στο κατάστρωμα της γέφυρας, θα είχαμε:

$$\Delta L_{deck} = \alpha_{deck} \Delta T_{deck} L$$

την οποία διαφοροποίηση του μήκους θα είχε και η σιδηροτροχιά.

Εάν εφαρμοζόταν ομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή μόνο στις σιδηροτροχιές, θα είχαμε:

$$\Delta L_{rail} = \alpha_{rail} \Delta T_{rail} L$$

Λόγω της αδυναμίας διαμήκους σχετικής μετακίνησης, η σιδηροτροχιά αναγκαστικά θα ακολουθήσει την παραμόρφωση του καταστρώματος. Επομένως παρεμποδίζεται ή επιβάλλεται παραμόρφωση στην σιδηροτροχιά, που ισοδυναμεί με:

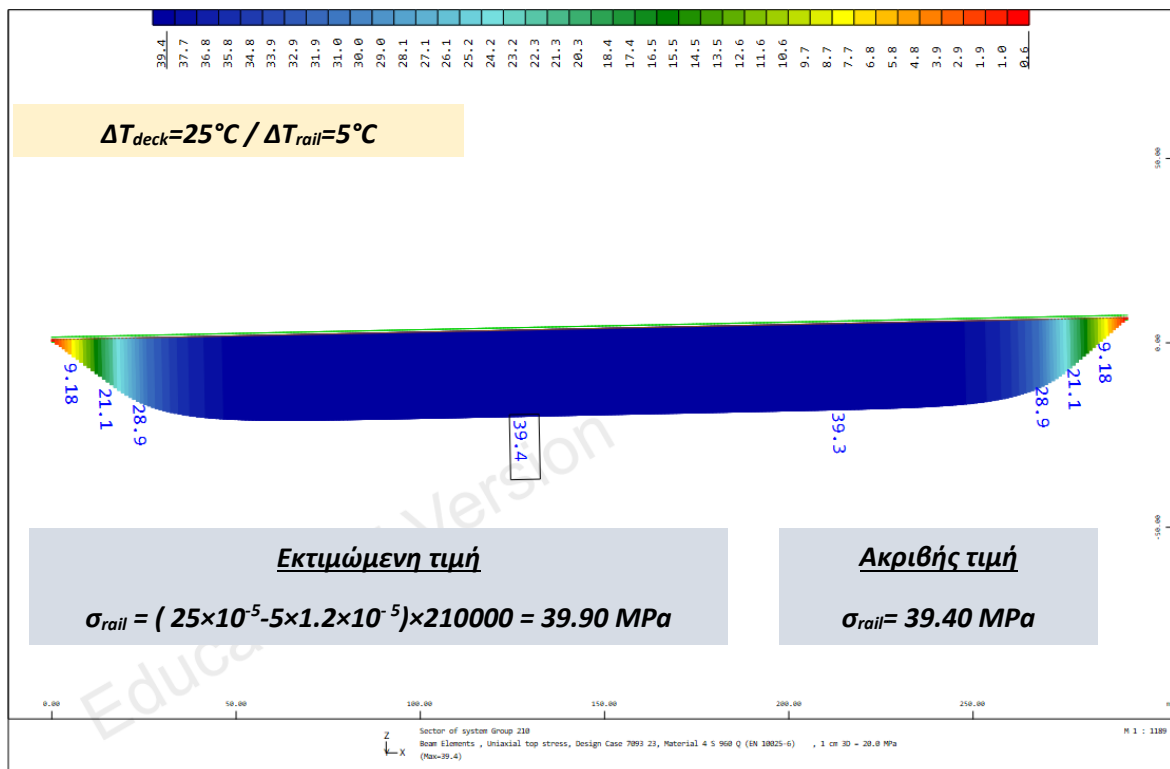
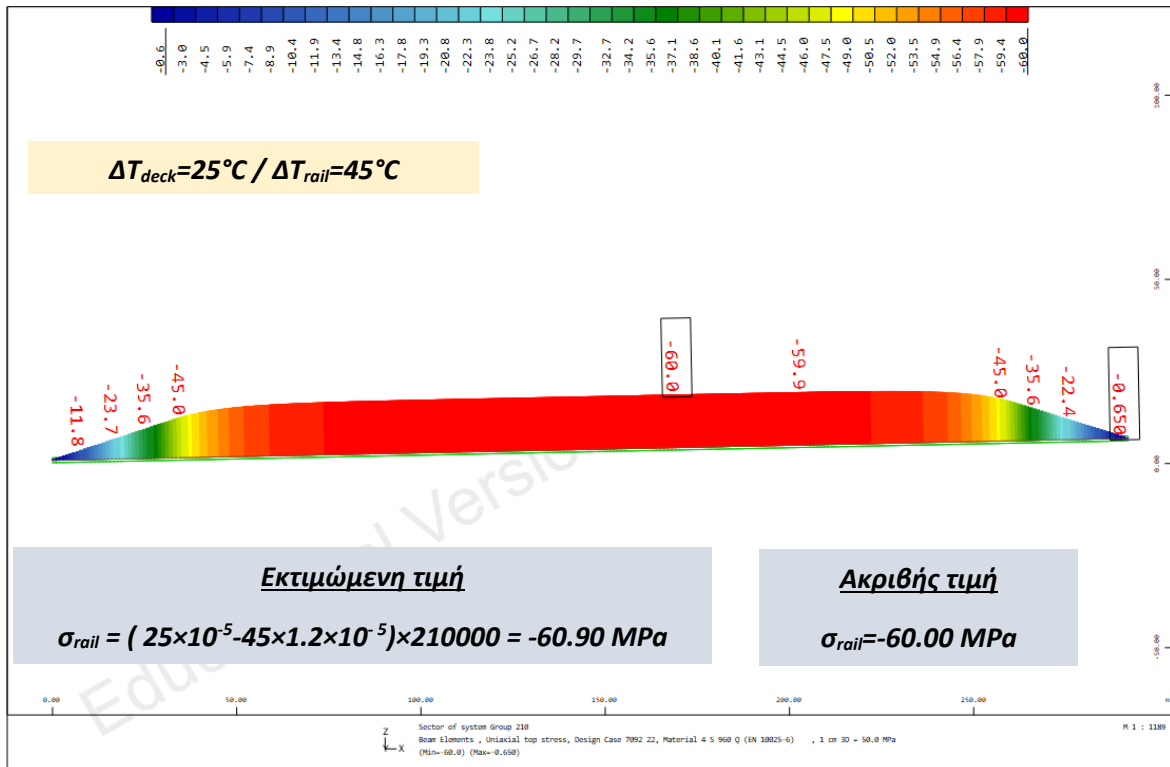
$$\delta L_{rail} = \Delta L_{deck} - \Delta L_{rail}$$

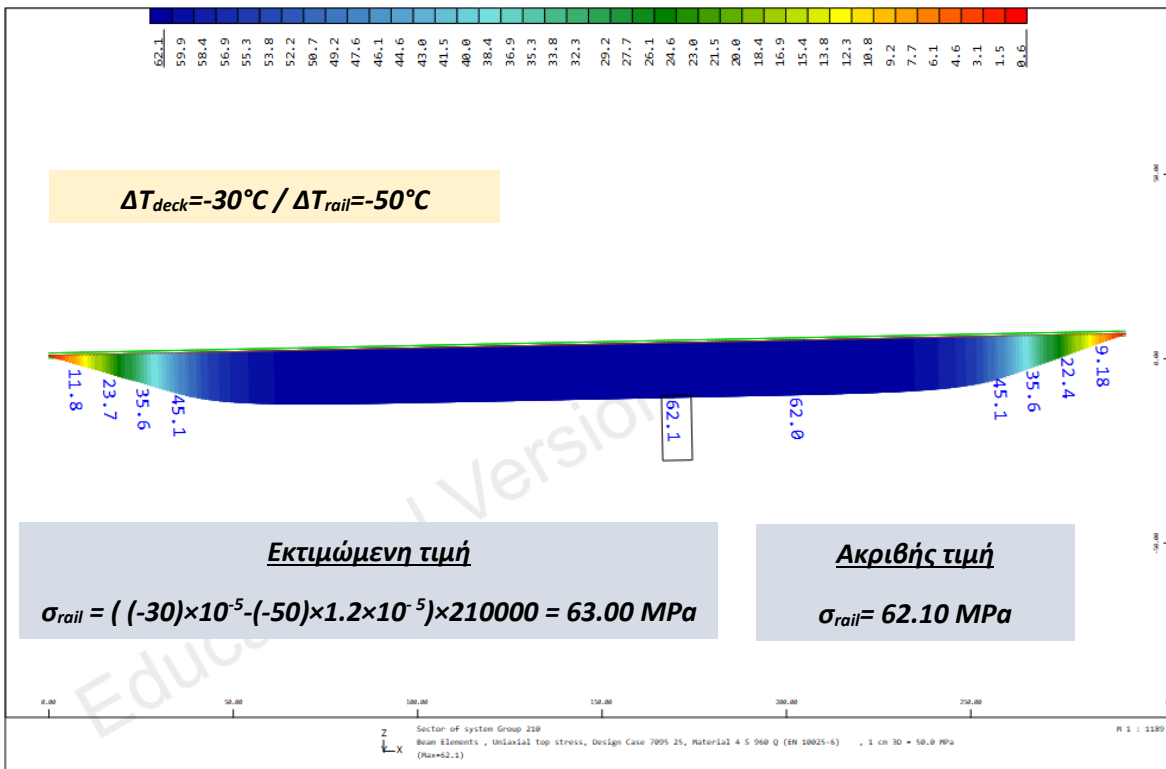
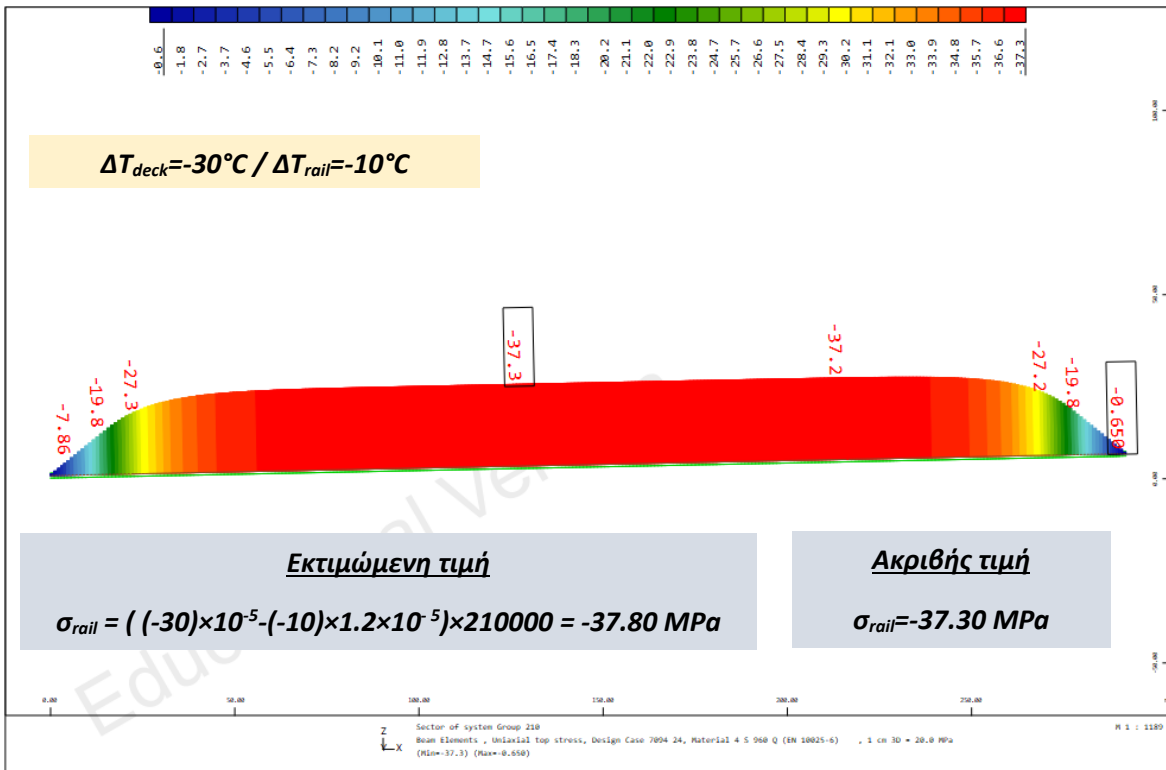
Η παραμόρφωση αυτή ισοδυναμεί με ομοιόμορφη μεταβολή της θερμοκρασίας:

$$\delta T_{rail} = \frac{\delta L_{rail}}{\alpha_{rail} L} = \frac{\Delta L_{deck} - \Delta L_{rail}}{\alpha_{rail} L} = \frac{\alpha_{deck} \Delta T_{deck} - \alpha_{rail} \Delta T_{rail}}{\alpha_{rail}}$$

Άρα:

$$\sigma_{rail} = \delta T_{rail} \alpha_{rail} E_s = (\Delta T_{deck} \alpha_{deck} - \Delta T_{rail} \alpha_{rail}) E_s$$





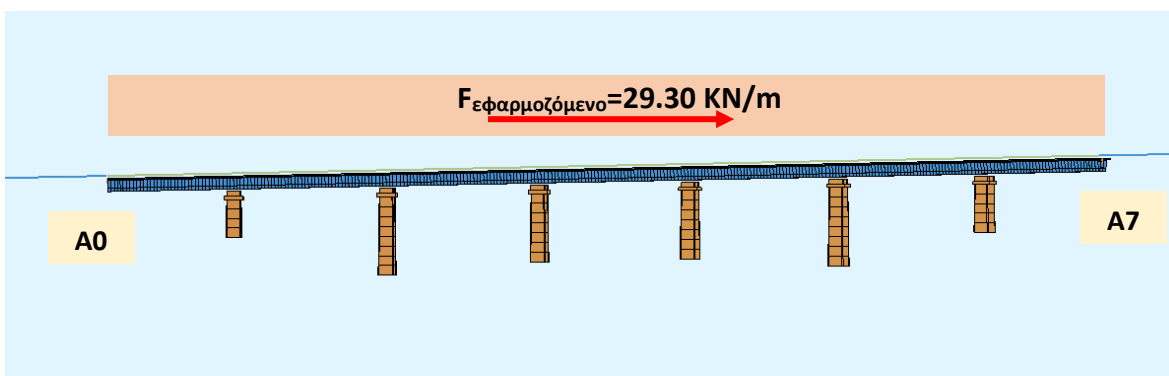
**B) ΦΟΡΤΙΑ ΣΙΔΗΡΟΔΡΟΜΙΚΗΣ ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ (EN 1991-2)**

Για την εκτίμηση της έντασης που προκαλείται από το φορτίο του συρμού εφαρμόζεται η μέθοδος που αναπτύσσεται στο άρθρο «Relative Displacement Method for Track-Structure Interaction» των Frank Schanack, Oscar Ramon Ramos, Juan Patricio Reyes και Marcos J. Pantaleon. Η μέθοδος βασίζεται στον υπολογισμό της παραμορφωσιακής κατάστασης γέφυρας-σιδηρογραμμής σε προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων ενός βαθμού ελευθερίας, ενώ μπορεί να λάβει υπόψη μόνο τις διαμήκεις δράσεις κυκλοφορίας. Επιπλέον, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ελαστική-πλαστική καμπύλη συμπεριφοράς της διαμήκου αντίστασης της σιδηρογραμμής. Περισσότερα στοιχεία για τη μέθοδο μπορούν να ληφθούν από το άρθρο που δίνεται στο παράρτημα του παρόντος κεφαλαίου.

Δεδομένα

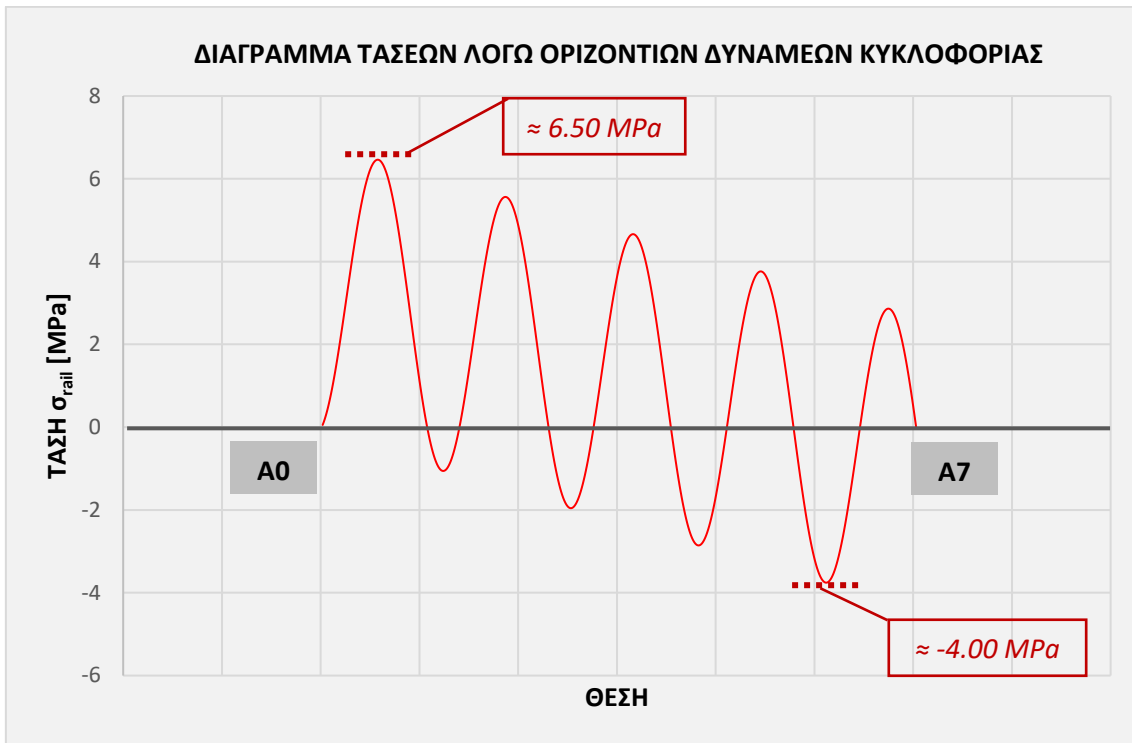
- $k=k_T=20 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση αφόρτιστης σιδηρογραμμής)
- $k=k_E=60 \text{ KN/m}$  (διαμήκης αντίσταση φορτισμένης σιδηρογραμμής)
- $F_{πέδηση}=20 \text{ KN/m}$
- $F_{έλξη}=3.35 \text{ KN/m}$
- $\alpha=1.2544$  (συντελεστής κατηγοριοποίησης)
- $F_{\text{σύνολο}}=23.35 \text{ KN/m}$
- $F_{\text{εφαρμοζόμενο}}=1.2544 \times 23.35=29.30 \text{ KN/m}$
- $A_{\text{deck}}=12 \text{ m}^2$
- $A_{\text{rail}}=2 \times 0.01535=0.0307 \text{ m}^2$  (το εμβαδόν της διατομής των σιδηροτροχιών)
- $E_c=36 \text{ GPa}$  (μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος)
- $E_s=210 \text{ GPa}$  (μέτρο ελαστικότητας χάλυβα)

Η διάταξη φόρτισης για την οποία εξάγονται αποτελέσματα είναι η εξής:



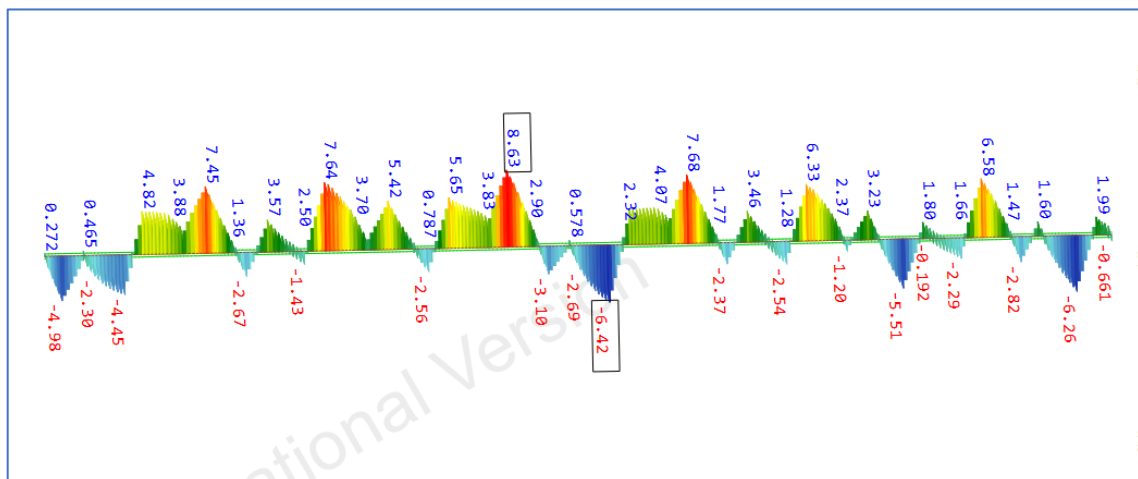
Σχήμα 3.88 Διάταξη φόρτισης

Μετά της εφαρμογή της μεθόδου με χρήση φύλλου EXCEL προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα τάσεων στις σιδηροτροχιές:



Σχήμα 3.89

Για λόγους ελέγχου της ακρίβειας της μεθόδου δίνεται στη συνέχεια το διάγραμμα τάσεων των σιδηροτροχιών για την αντίστοιχη περίπτωση φόρτισης (με τα κατακόρυφα φορτία) όπως προκύπτει από τις αναλύσεις με το Sofistik. Όπως φαίνεται στο σχήμα, η απόκλιση των αποτελεσμάτων είναι πάρα πολύ μικρή.



Σχήμα 3.90 Αποτελέσματα Sofistik για την εξεταζόμενη φόρτιση

### Γ) ΣΥΝΟΨΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Από τις αναλύσεις για τις θερμοκρασιακές δράσεις προέκυψαν:

$$\sigma_{\Delta T}^{max} = +62.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\Delta T}^{min} = -60.00 \text{ MPa}$$

Από την ανάλυση για τα φορτία κυκλοφορίας έχουμε:

$$\sigma_{\text{φορτία κυκλοφορίας}}^{max} = +6.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{φορτία κυκλοφορίας}}^{min} = -4.00 \text{ MPa}$$

Συνδυάζοντας τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτουν:

$$\sigma_{rail}^{max} = +68.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{rail}^{min} = -64.00 \text{ MPa}$$

	$\sigma_{max} \text{ [MPa]}$	$\sigma_{min} \text{ [MPa]}$
<b>Sofistik</b>	<b>72.10</b>	<b>-70.60</b>
<b>Εκτίμηση</b>	<b>68.60</b>	<b>-64.00</b>
<b>Σφάλμα (%)</b>	<b>4.85</b>	<b>9.35</b>

Επομένως, η απλή διαδικασία που εφαρμόστηκε για τον υπολογισμό της έντασης λόγω ΔΤ, αλλά και η εφαρμογή της μεθόδου "Relative Displacement Method" δίνουν ικανοποιητικά αποτελέσματα για το εξεταζόμενο πρόβλημα, με πολύ μικρή αποκλιση από την ακριβή λύση.

# ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α (Relative Displacement Method)

Hindawi Publishing Corporation  
The Scientific World Journal  
Volume 2014, Article ID 397515, 7 pages  
<http://dx.doi.org/10.1155/2014/397515>

## Research Article

# Relative Displacement Method for Track-Structure Interaction

Frank Schanack,<sup>1</sup> Óscar Ramón Ramos,<sup>2</sup> Juan Patricio Reyes,<sup>1</sup> and Marcos J. Pantaleón<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Institute of Civil Engineering, Universidad Austral de Chile, General Lagos, 511187 Valdivia, Chile

<sup>2</sup> Department of Structural and Mechanical Engineering, University of Cantabria, Avenida Los Castros s/n, 39005 Santander, Spain

<sup>3</sup> APIA XXI S.A., PCTCAN, Avenida Albert Einstein 6, 39011 Santander, Spain

Correspondence should be addressed to Frank Schanack; frank.schanack@uach.cl

Received 5 August 2013; Accepted 27 November 2013; Published 22 January 2014

Academic Editors: Z. Guan and H.-H. Tsang

Copyright © 2014 Frank Schanack et al. This is an open access article distributed under the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

The track-structure interaction effects are usually analysed with conventional FEM programs, where it is difficult to implement the complex track-structure connection behaviour, which is nonlinear, elastic-plastic and depends on the vertical load. The authors developed an alternative analysis method, which they call the relative displacement method. It is based on the calculation of deformation states in single DOF element models that satisfy the boundary conditions. For its solution, an iterative optimisation algorithm is used. This method can be implemented in any programming language or analysis software. A comparison with ABAQUS calculations shows a very good result correlation and compliance with the standard's specifications.

## 1. Introduction

Since the 1980s, the track-structure interaction in railway bridges has been the subject of research, especially since the beginning of the high speed railway traffic in Europe [1–4]. These studies refer to the stresses and deformations in the rail-deck system, which may reach unsafe values and can affect the serviceability of the track. The rail stress may even be high enough to cause its rupture [5]. Generally, such effects occur in continuously welded rails, which are currently being used in high speed railway tracks because of their superior maintainability and passenger comfort [6].

Usually, the combined response of track and structure is analysed by standard finite element analysis software [5, 7–10]. The major challenge of this type of analysis is the implementation of the connector element between rail and bridge deck, which has a nonlinear mechanical behaviour and is elastic-plastic with irreversible deformations and moreover depends on the value of the vertical load. Much of the commercial finite element software is not prepared for these tasks, especially the last one.

The authors propose a different method for the analysis of the effects of the track-structure interaction. It is based on the calculation of deformation states in single DOF finite element models that satisfy the boundary conditions of the track and

structure. For its solution, an iterative optimisation algorithm should be used instead of the solution of the system of equations by means of a stiffness matrix. This method can be implemented in any programming language or analysis software, such as FORTRAN, MATLAB, MathCAD, or even EXCEL. Furthermore, any mechanical behaviour of the connector element can be incorporated easily. The authors call it the relative displacement method.

In this work, the concept of the new formulation is derived, and the results of a comparison with the conventional method for the loads creep, shrinkage, and temperature variation are presented.

## 2. The Track-Structure Interaction Phenomenon

*2.1. Structural Behaviour.* The track-structure interaction or the combined response of the structure and track describes the effects of the structural collaboration of the rails and the deck in bridges by means of their connection elements. In the beginning, the analysis of the rails and bridge deck was conducted separately. However, this type of analysis is not appropriate when the rails are continuously welded on top



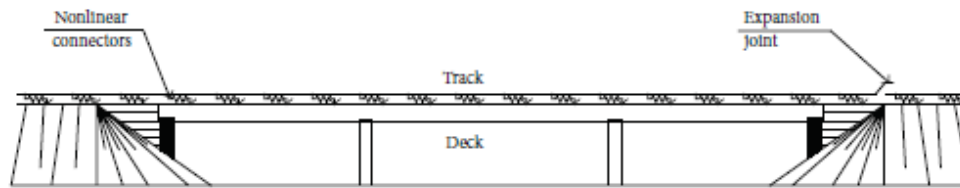


FIGURE 1: Usual analysis model of the track-structure interaction.

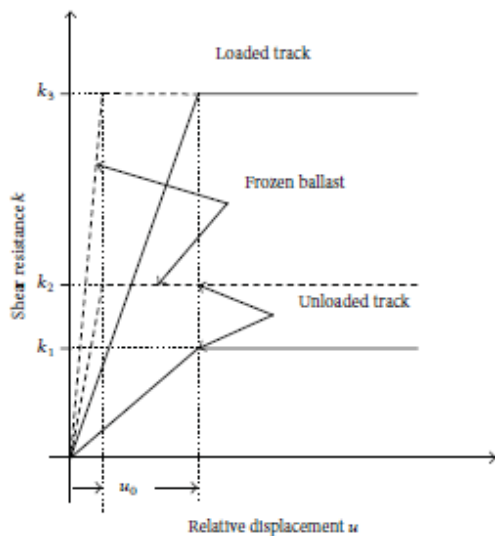


FIGURE 2: Load-displacement behaviour of ballasted tracks [12].

of the structure because then the track-structure interaction shows nonnegligible effects [6, 11].

The track-structure interaction analysis is based on the model shown in Figure 1. The track and the deck are modelled by beam elements in their respective centres of gravity. Both parts are connected by the ballast, which transfers forces between them. It is modelled by longitudinal connectors with certain nonlinear mechanical behaviour. Usually, this analysis is conducted with conventional finite element software.

In the case of ballasted tracks, the structural collaboration of rail and structure is not rigid. It is generally accepted that the load-displacement behaviour of the ballast can be idealised by the bilinear law shown in Figure 2, similar to frictional behaviour [9–14].

The longitudinal shear resistance of the ballast,  $k$ , is proportional to the displacement of the rail relative to the top of the supporting deck,  $u$ , until a relative displacement of  $u_0$  is reached, which corresponds to an elastic limit. At this point, the ballast cannot resist any further load, and a sliding phenomenon occurs, while the resistance force is constant (plastic shear resistance). When the direction of the displacement changes, the ballast behaviour becomes elastic again, but the relative displacement from sliding is

not recovered. The elastic limit is different for frozen and unfrozen ballasts.

Analogously to frictional behaviour, the plastic shear resistance of the ballast is higher when an additional vertical load is applied, which is the case when the live load is applied to the track (Figure 2). Hence, the analysis must take into account, for example, that the connector elements that are in the sliding state before applying the live load will return to elastic behaviour, while their relative displacement and their connector force remain unchanged. The implementation of such a connector in the analysis of the interaction phenomenon with the finite element method causes certain complications, such as the activation and deactivation of elements in function of the presence of load, and cannot be realised in many engineering FEM programs.

**2.2. Actions on the Track-Structure System.** It is necessary to take into account all actions that may cause longitudinal forces or displacements both in the track and the structure. These actions may be of very different nature, as, for example, creep and shrinkage, temperature variation, stress from vertical loads, or traction and braking forces. Any of these actions can cause a force transfer between the rail and deck via the rail fasteners and the ballast [12].

The present work focuses on the actions that cause the greatest relative displacements between the track and the structure, that is, creep and shrinkage and the variation of the temperature of the deck and rails. Nevertheless, the proposed method can be used to calculate the effects of any of the actions mentioned above.

**2.2.1. Creep and Shrinkage.** In concrete bridges, part of the creep and shrinkage phenomenon occurs after the installation of the track. This part has to be taken into account for the track-structure interaction analysis. It produces a deck shortening such that every point of the deck moves towards the fixed bearing of the bridge, which usually is located at one abutment. Consequently, the creep and shrinkage strains have a defined direction.

The result is a permanent stress state of the rail-structure connection, which will certainly disappear in time due to the dynamic actions of the passing trains. To take into account the most unfavourable condition, it is prudent to analyse the two possibilities, the presence and the absence of the imposed stress state due to creep and shrinkage.

**2.2.2. Variation of the Rail and the Deck Temperature.** In general, the value of the constant temperature variation

depends on the bridge type and the climatic zone of its placement. For the deck temperature variation, the overall range of the uniform temperature component according to the Eurocode [15] is considered. In the National Annexes, alternative values may be specified. For example, in the Spanish railway bridge design code IAPF-07, the maximum deck temperature variation is  $\pm 35$  K, while the maximum rail temperature variation is  $\pm 50$  K. The maximum temperature difference between both elements is  $\pm 20$  K [13].

**2.3. Required Verifications.** The combined response of track and structure can have unfavourable effects on the bridge structure that have to be considered for its dimensioning. Additionally, there are unfavourable effects on the track-ballast system that can affect the security and the functionality of the bridge. According to Eurocode 1, the main verifications to be conducted are the following [12].

- (i) The additional rail stresses due to the combined response of the structure and track to variable actions should be limited to  $72 \text{ N/mm}^2$  in compression and  $92 \text{ N/mm}^2$  in tension. In continuously welded rails, the stress increment is calculated with respect to the rail stress in the rail at a sufficiently large distance from the bridge. The given values correspond to the commonly used UIC 60 rail with a tensile strength of at least  $900 \text{ N/mm}^2$ .
- (ii) The absolute deck displacement at both ends of the bridge due to traction and braking shall not exceed 5 mm. If there are rail expansion joints at both ends of the bridge, this displacement shall not exceed 30 mm.
- (iii) Additionally, in some National Annexes, a limit of 4 mm is specified for the relative longitudinal displacement of deck and rail due to traction and braking [13, 14].

### 3. Alternative Analysis Method

**3.1. Concept.** During the analysis of 15 high speed railway bridges for Spanish AVE tracks, the authors recognised that the implementation of the mechanical connector behaviour, as described before, is rather complicated, even in very advanced FEM software, such as ABAQUS. In particular the stiffness change due to vertical loading requires additional programming effort.

To reduce the complexity of the problem, the authors derived an alternative analysis method that is based on finite elements with a single degree of freedom, that is, the displacement in longitudinal direction. Both the track and the bridge deck are modelled with these elements. The connection between the track and structure is taken into account as forces applied to track and structure nodes. The force value is obtained from the actual relative displacement and the relative displacement history, according to Figure 2. In the same way, any longitudinal load and the restoring forces from piers and bearings are taken into account at the respective rail and deck nodes.

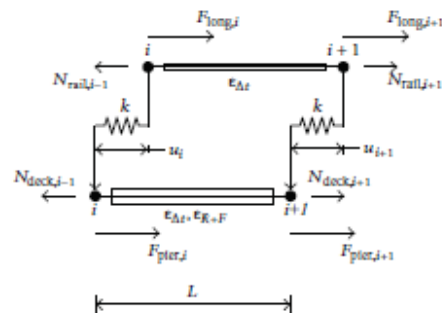


FIGURE 3: Illustration of the alternative calculation model.

Under given longitudinal loads from traction, braking, or seismic actions and imposed longitudinal strains from creep and shrinkage or temperature actions, an infinite number of deformation states of such a model can be found. However, only one of these deformation states will satisfy the boundary conditions of the analysis problem. This special equilibrium state can easily be determined by any iterative optimisation algorithm, without the need to solve a system of equations by means of a stiffness matrix. The authors first programmed this analysis method as an EXCEL worksheet and then utilised a FORTRAN program due to the higher precision and the faster mathematical operators.

The output of this method includes all displacements, strains and forces of the track, the structure, and their connection.

Figure 3 shows a schematic representation of the alternative analysis model. There are two parallel elements, one for the track and one for the deck, with their respective elongation stiffness. The element length,  $L$ , is determined in the same manner as in usual FEM bridge models. Good results are obtained for a length of 1 m. The required mathematical precision of this method is not altered by the element length.

The ballast is represented by a connector element that can be defined with any mechanical behaviour, in this case, nonlinear and elastic-plastic, as a function of the vertical load. The connector force on the left, acting between the nodes  $i$  of the rail and of the deck, depends on their relative displacement, which is given as a result of the previous analysis of the adjacent left-hand element. The relative displacement of the nodes  $i + 1$  is then obtained from the determination of the total element strain of the track and of the deck due to stress and imposed strain, as shown in

$$u_{i+1} = u_i + (\epsilon_{\text{rail},j} - \epsilon_{\text{deck},j}) \cdot L,$$

$$\epsilon_{\text{rail},j}^{\text{total}} = \frac{\sigma_{\text{rail},j}}{E_{\text{rail}}} + \epsilon_{\text{rail},j}, \quad (1)$$

$$\epsilon_{\text{deck},j}^{\text{total}} = \frac{\sigma_{\text{deck},j}}{E_{\text{deck}}} + \epsilon_{\text{deck},j}.$$

$\bar{\sigma}_{rail,n} = \text{const}$ $u_1 = \text{const}$ $N_{rail,0} = 0$ While $ \sigma_{rail,n} - \bar{\sigma}_{rail,n}  \neq 0$ do For $i = 1$ to $n$ do: $\sigma_{rail,i} = \frac{N_{rail,i-1} - F_{long,i} - F_{ballast}(u_i)}{A_{rail}}$ $\sigma_{deck,i} = \frac{N_{deck,i-1} - F_{pier,i} + F_{ballast}(u_i)}{A_{deck}}$ $\epsilon_{rail,i} = \frac{\sigma_{rail,i}}{E_{rail}} + \epsilon'_{rail,i}$ $\epsilon_{deck,i} = \frac{\sigma_{deck,i}}{E_{deck}} + \epsilon'_{deck,i}$ $u_{i+1} = u_i + (\epsilon_{rail,i} - \epsilon_{deck,i}) \cdot L$ End For change $u_i$ to minimise $ \sigma_{rail,n} - \bar{\sigma}_{rail,n} $ End While
--

ALGORITHM 1

The element stresses result from the track and deck axial forces, from the connection forces of the ballast, and from any additional exterior longitudinal force,  $F_{long}$ , as follows:

$$\sigma_{rail,i} = \frac{N_{rail,i}}{A_{rail}} = \frac{N_{rail,i-1} - F_{long,i} - F_{ballast}(u_i)}{A_{rail}}. \quad (2)$$

The deck stress also depends on the restoring forces of piers and bearings,  $F_{pier}$ , which can be determined from their stiffness by the longitudinal displacement of the corresponding node. Different stiffness for different vertical bearing loads can be considered:

$$\sigma_{deck,i} = \frac{N_{deck,i}}{A_{deck}} = \frac{N_{deck,i-1} - F_{pier,i} + F_{ballast}(u_i)}{A_{deck}}. \quad (3)$$

The imposed strains are those resulting from temperature change, creep and shrinkage, or vertical deflection of the deck:

$$\begin{aligned} \epsilon_{rail,i} &= \alpha_{T,rail} \cdot \Delta T_{rail} + \epsilon_{vert}, \\ \epsilon_{deck,i} &= \alpha_{T,deck} \cdot \Delta T_{deck} + \epsilon_{vert} + \epsilon_{C+S}. \end{aligned} \quad (4)$$

Considering the relative displacement history from any previous load and the actual value of the relative displacement, it is possible to determine the actual connection force between these nodes. This force is taken as the basis for the analysis of the next, right-hand, element.

In that way, all connection forces and all node displacements of the complete bridge length can be calculated successively. The authors call this method the relative displacement method.

**3.2. Solution Algorithm.** The relative displacement of the first pair of nodes  $i$  may be arbitrary. Its correct value

TABLE 1: Parameters of Giles Viaduct, Spain.

Bridge length	24 m + 36 m + 5 × 48 m + 36 m + 24 m = 360 m
Track number	2
Deck cross-section	10.198 m <sup>2</sup>
Rail cross-section	4 × 7,678 mm <sup>2</sup> = 30,712 mm <sup>2</sup>
Plastic shear resistance $k$	20 kN/m
Relative displacement elastic limit $u_0$	2 mm
Creep and shrinkage strain	-4.56E - 2‰
Rail temperature increment $\Delta T$	+20 K
Coefficient of thermal expansion	
Deck	1.00E - 5 K <sup>-1</sup>
Rail	1.20E - 5 K <sup>-1</sup>

must be determined by an iterative optimisation algorithm, such that the boundary conditions of the bridge project are fulfilled. The precision of the correct value must be very high, especially in long viaducts (over 500 m), because small deviations will sum up to a large error. Only one solution will fulfil the boundary conditions.

Good boundary conditions are zero stress at rail or deck expansion joints, zero deck displacement at fixed bearings, or any particular stress value on the embankment on a sufficient distance from the bridge. In the optimisation algorithm, the relative displacement of the first pair of nodes  $i$  is varied until all of the boundary conditions are fulfilled. Each iteration requires the calculation of the complete bridge length.

In Algorithm 1, the outline of the calculation algorithm is shown for the example of a bridge with two rail expansion joints.

**3.3. Definition of the Connector Behaviour.** As described in Section 2.1, the mechanical behaviour of the rail-deck connection is rather complex. The usual finite element programs do not offer connector elements with such characteristics. It must be composed of a combination of various elements and subroutines or it might even be impossible to model.

The advantage of the proposed relative displacement method is that the connector behaviour can be defined directly as a mathematical function in the chosen programming language. This function can consider any parameters or results of the analysis.

For example, for the analysis of creep and shrinkage and subsequent temperature variation, the six different connector behaviours shown in Figure 4 can be distinguished. At the end of the first step, the creep and shrinkage strain, two different states of the connector are possible: elastic or plastic behaviour. The subsequent temperature variation can produce a displacement in the same direction as the before step, or it can be contrariwise. If it is in the same direction, the connector behaviour will be the same as previous, and if it is contrariwise, it will be elastic but without recovering the possible previous plastic deformation. Furthermore, the final state of the connector can be elastic or plastic. This load-displacement behaviour can be described as follows:

$$F_{\text{ballast},C+S} = \begin{cases} u_{C+S} \cdot \frac{k}{u_0}, & |u_{C+S}| < u_0, \\ \text{sgn}(u_{C+S}) \cdot k, & |u_{C+S}| \geq u_0, \end{cases}$$

$$F_{\text{ballast},\Delta T} = \begin{cases} \text{sgn}(u_{C+S}) = \text{sgn}(u_{\Delta T}) & \begin{cases} (u_{C+S} + u_{\Delta T}) \cdot \frac{k}{u_0}, & |u_{C+S} + u_{\Delta T}| < u_0, \\ \text{sgn}(u_{C+S}) \cdot k, & |u_{C+S} + u_{\Delta T}| \geq u_0, \end{cases} \\ \text{sgn}(u_{C+S}) \neq \text{sgn}(u_{\Delta T}) & \begin{cases} |u_{C+S}| < u_0, & \begin{cases} (u_{C+S} + u_{\Delta T}) \cdot \frac{k}{u_0}, & |u_{C+S} + u_{\Delta T}| < u_0, \\ \text{sgn}(u_{\Delta T}) \cdot k, & |u_{C+S} + u_{\Delta T}| \geq u_0, \end{cases} \\ |u_{C+S}| \geq u_0, & \begin{cases} (\text{sgn}(u_{C+S}) \cdot u_0 + u_{\Delta T}) \cdot \frac{k}{u_0}, & |u_{\Delta T}| < 2 \cdot u_0, \\ \text{sgn}(u_{\Delta T}) \cdot k, & |u_{\Delta T}| \geq 2 \cdot u_0. \end{cases} \end{cases} \end{cases} \quad (5)$$

In this manner, it is possible to define any connector behaviour, even for the more complex cases when loaded and unloaded tracks have to be considered.

#### 4. Application of the Proposed Method

To evaluate the validity of the proposed relative displacement method of the track-structure interaction, in the following it is applied to a real bridge example. The results are compared with those obtained from a conventional finite elements analysis performed in ABAQUS Standard software. Figure 5 shows the FEM bridge model that was used. The bridge selected for the comparison is the Giles Viaduct of the AVE high speed railway track from Los Gallardos to Sorbas in Spain. It has a prestressed concrete box girder with a total length of 360 m divided into 8 spans. This bridge has one rail joint and one deck expansion joint at each abutment. The thermal centre is located in the centre of the bridge. The necessary analysis parameters are taken from the Spanish railway bridge design code [13]. Table 1 shows the most important of them.

The loads evaluated are, in the first step, the deck deformation due to creep and shrinkage at infinite time. In the second step, based on the equilibrium state of the first load case, the variation of the rail temperature is applied, in this case a temperature increase of 20 K.

Figure 6 shows the results for the rail stress of the first load case for both the ABAQUS and the relative displacement analysis. Both graphs are plotted in the same diagram but cannot be distinguished because they are virtually the same. The minimum rail stress value of  $-85.78 \text{ N/mm}^2$  is identical for both analysis methods.

The rail stress for the second load case, a rail temperature increment of +20 K, is obtained by applying a subsequent rail deformation to the analysis model equilibrium state after creep and shrinkage. Figure 7 shows the resulting rail stress, both for the ABAQUS model and for the relative displacement method. As before, the corresponding graphs cannot be distinguished in the diagram because they are virtually the

same. The minimum rail stress values,  $135.33 \text{ N/mm}^2$  from ABAQUS and  $135.66 \text{ N/mm}^2$  from the proposed method, are identical in practical terms (0.3% deviation).

In this example and as experienced in 14 other railway viaducts with lengths from 123 m to 2,525.5 m, the results of the conventional FEM analysis and of the relative displacement method are of equal quality. The CPU time was instantaneous for both methods, while the model preparation time before analysis for an experienced user was about half a day for the ABAQUS model and less than half an hour for the relative displacement method. This comparison takes into account that a general model of the bridge is already available in ABAQUS from the bridge design process.

#### 5. Summary and Conclusions

The track-structure interaction in railway bridges is commonly calculated with finite element analysis software. In the case of ballasted tracks, the connection between track and structure has a nonlinear, plastic, and irreversible mechanical behaviour that depends moreover on the vertical load applied to the viaduct. Most of the commercial software is not prepared for the implementation of such elements.

To find a less complex method, the problem was reduced to single DOF finite elements, and an iterative optimisation algorithm was proposed in place of the solution of the equilibrium equation system by means of the stiffness matrix. This method can be programmed in any language or even in spreadsheet applications. The definition of any mechanical behaviour of the track-structure connector is easily possible.

In the proposed method, an initial relative track-structure displacement is assumed at one node, and subsequently, all node forces and displacements of the deck and the track are calculated. Exterior forces acting on the track or on the structure, such as traction and braking force or bearing restoring force, can be taken into account. Furthermore, all imposed deck or track deformations, such as creep, shrinkage, or thermal expansion, are implemented.

The correct value of the initial relative track-structure displacement is determined by an iterative optimisation

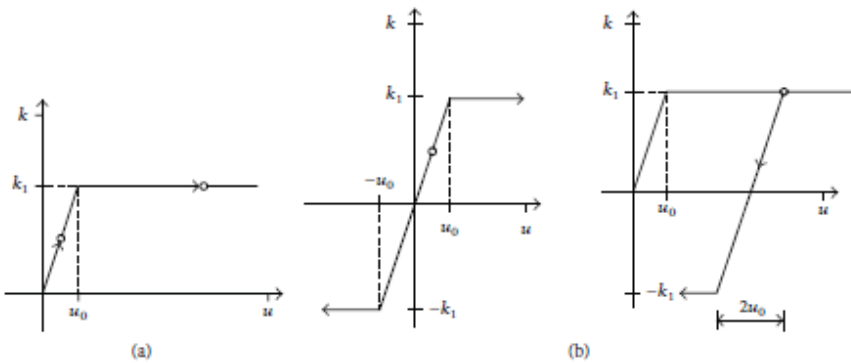


FIGURE 4: Rail-deck connection behaviour (a) for creep and shrinkage and (b) for subsequent temperature variation.

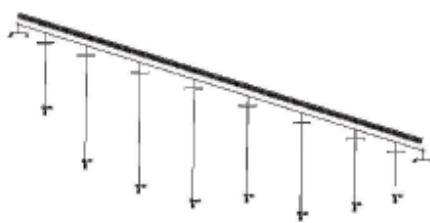


FIGURE 5: FEM bridge model used in ABAQUS.

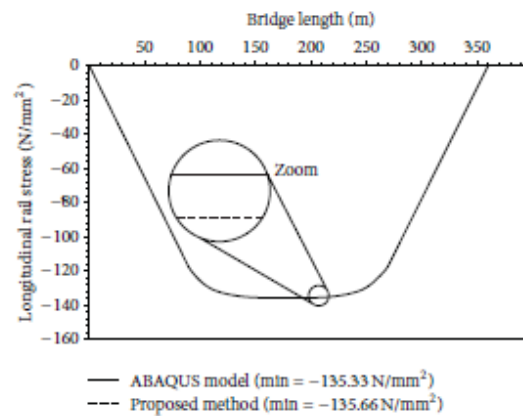


FIGURE 7: Rail stress due to creep, shrinkage, and temperature deformation.

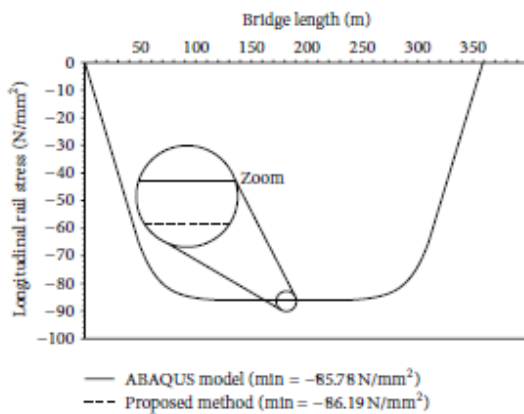


FIGURE 6: Rail stress due to creep and shrinkage deformation.

algorithm. It is obtained when the calculated deformation state of the model fulfils all the boundary conditions of the viaduct, for example, zero stress at expansion joints.

The comparison of this proposed relative displacement method with an ABAQUS analysis model shows that both results are of the same quality and that their rail stress values are virtually identical. In terms of time consumption, the

relative displacement method is very advantageous because the preparation time before analysis is less than half an hour, while it is half a day for the ABAQUS analysis model.

The proposed method has certain limitation because the deformation of the whole bridge is calculated starting from one node. A very high precision of the deformation values is necessary; otherwise, small deviations will sum up to a large error. The precision of EXCEL spreadsheets is sufficient for up to 500 m long viaducts; with FORTRAN a 2,525.5 m long bridge was calculated successfully.

**Notations**

- $n$ : Total number of nodes
- $k$ : Plastic shear resistance of the track
- $u$ : Relative track-structure displacement
- $u_0$ : Elastic limit of the relative track-structure displacement
- $A$ : Cross-section area

$E$ : Young's modulus  
 $F$ : Longitudinal force  
 $L$ : Element length  
 $N$ : Axial force  
 $\alpha_T$ : Coefficient of thermal expansion  
 $\varepsilon$ : Strain  
 $\sigma$ : Stress  
 $\bar{\sigma}$ : Boundary condition stress  
 $\Delta T$ : Temperature variation.

[15] European Committee for Standardization (CEN), EN1991-1-5, Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-5: General actions, Thermal actions, Brussels, Belgium, 2003.

### Conflict of Interests

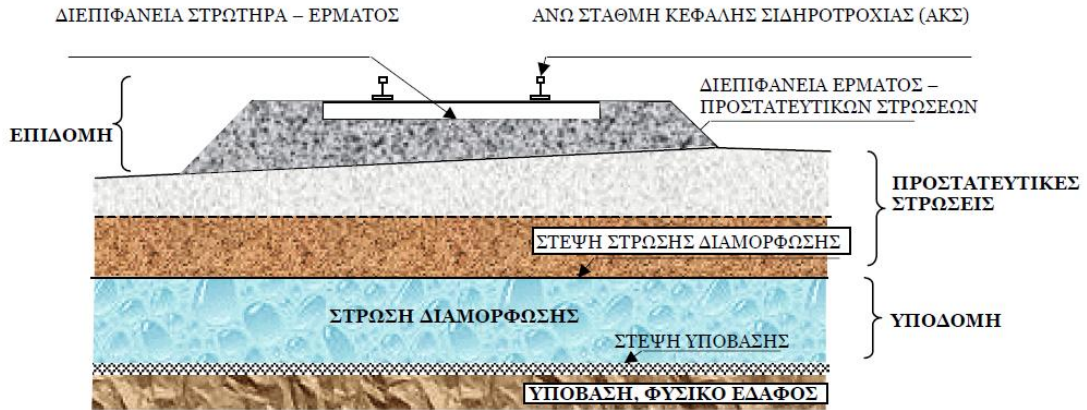
The authors of the paper do not have a direct financial relation with the French corporation Dassault Systèmes, distributor and developer of ABAQUS, that might lead to a conflicts of interest for any of the authors.

### References

- [1] M. Müller, D. Jovanovic, and P. Haas, "Tracks-gravel-bridge interaction," *Computers and Structures*, vol. 13, pp. 607–611, 1981.
- [2] L. Fryba, "Thermal interaction of long welded rails with railways bridges," *Rail International*, vol. 16, no. 3, pp. 5–24, 1985.
- [3] A. M. Cutillas, "Track-bridge interaction problems in bridge design," in *Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways*, R. Calçada, R. Delgado, A. Campos e Matos, J. M. Goicolea, and F. Gabaldon, Eds., pp. 19–28, Taylor & Francis, London, UK, 2009.
- [4] J. M. Goicolea-Ruigómez, "Service limit states for railway bridges in new design codes IAPF and Eurocodes," in *Proceedings of the Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways*, FEUP, Porto, Portugal, October 2007.
- [5] M. Cuadrado and P. González, "Track-structure interaction in railway bridges. Step-by-step calculation algorithms," *Revista de Obras Publicas*, vol. 156, pp. 38–48, 2009.
- [6] L. Fryba, *Dynamics of Railway Bridges*, Thomas Telford, London, UK, 2nd edition, 1996.
- [7] H. Freystein, "Track/bridge-interaction—state of the art and examples," *Stahlbau*, vol. 79, no. 3, pp. 220–231, 2010.
- [8] A. Reguero, "Types of viaduct on the Madrid-Barcelona-French border high speed railway line," *Revista de Obras Publicas*, vol. 151, no. 3445, pp. 109–114, 2004.
- [9] P. Ruge and C. Birk, "Longitudinal forces in continuously welded rails on bridgedecks due to nonlinear track-bridge interaction," *Computers and Structures*, vol. 85, no. 7-8, pp. 458–475, 2007.
- [10] P. Ruge, D. R. Widarda, G. Schmäzlin, and L. Bagayoko, "Longitudinal track-bridge interaction due to sudden change of coupling interface," *Computers and Structures*, vol. 87, no. 1-2, pp. 47–58, 2009.
- [11] Union International des Chemins de Fer (UIC), Code 774-3-R: Track/bridge interaction, Recommendations for calculations, 2nd edition, Paris, France, 2001.
- [12] European Committee for Standardization (CEN), EN1991-2, Eurocode 1: Actions on structures, Part 2: General actions, Traffic Loads on Bridges, Brussels, Belgium, 2003.
- [13] Ministerio de Fomento (MF), *Instrucción Sobre las Acciones a Considerar en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril (IAPF-07)*, Dirección General de Ferrocarriles, Madrid, Spain, 2007.
- [14] Deutsches Institut für Normung (DIN), *DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken*, Beuth, Berlin, Germany, 2nd edition, 2003.

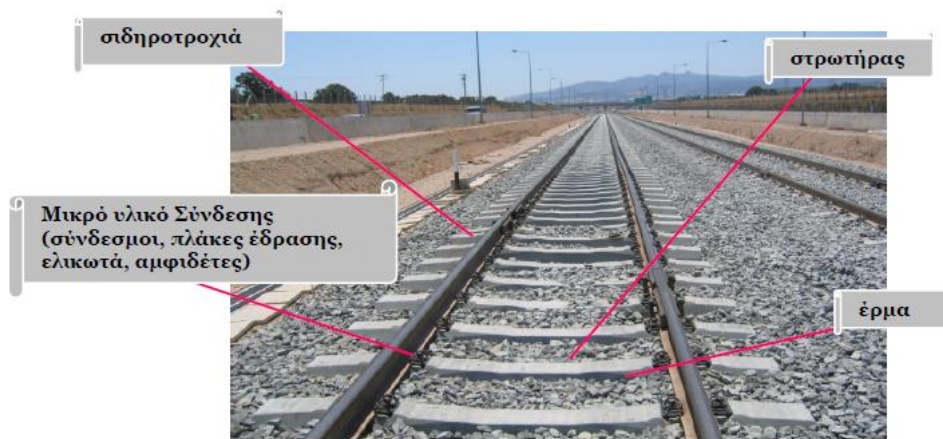


## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β (Ορισμοί – Τύποι επιδομής)



Σχήμα 1.2: Στοιχεία που αποτελούν τη σιδηροδρομική γραμμή

### ΕΠΙΔΟΜΗ ΜΕ ΕΡΜΑ



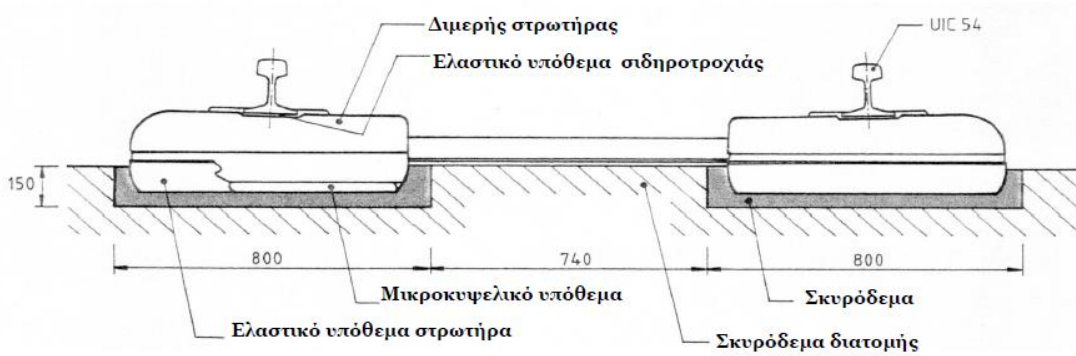
Σχήμα Υλικά επιδομής της σιδηροδρομικής γραμμής



**ΕΠΙΔΟΜΗ ΜΕ ΕΡΜΑ**



**ΣΤΑΘΕΡΗ ΕΠΙΔΟΜΗ**



Σχήμα 9.6: Σταθερή επιδομή με διμερείς στρωτήρες (Μετρό Αθηνών)

**ΣΤΑΘΕΡΗ ΕΠΙΔΟΜΗ**



## **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] UIC Code 774-3-R: “Track/bridge interaction – Recommendations for calculations”, 2nd edition, Union Internationale des Chemins de Fer, UIC, 2001
- [12] UIC Code 776-1-R: “Loads to be considered in railway bridge design”, 5nd edition, Union Internationale des Chemins de Fer, UIC, 2006
- [13] 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
- [14] “TM 2.10.10 Track-Structure Interaction”, California High Speed Train Project, California High-Speed Rail Authority, 2013
- [15] Rail Technical Guide, Tata Steel, 2014
- [16] R. Calçada, R. Delgado, A. Campos e Matos, J-M. Goicolea, F. Gabaldon: «Track-bridge interaction on highspeed railways», Taylor & Francis Group, London, UK, 2009

- [17] Angus Low: "The design of railway viaducts without rail joints", Structural Engineering International, vol. 25, no. 2, pp. 218-223, 2015
- [18] BSI Standards Publications, PD CEN/TR 17231:2018
- [19] DIETERMAN H.A., VAN M.A., VAN DAM A.J.P., ESVELD C. Longitudinal Forces in Railway Structures. Rail Engineering International, 1990, pp. 16–9.
- [20] Daniel Baxter, P.E., S.E. (Michael Baker Jr. Inc.), David Nemovitz, P.E. (Michael Baker Jr. Inc.): «Sensitivity Analysis of Rail-Structure Interaction Force Effects for Direct-Fixation Bridges»
- [21] Serge Montens (SYSTRA): «Specificities of seismic design for high speed rail viaducts»
- [22] Frank Schanack, Oscar Ramon Ramos, Juan Patricio Reyes, and Marcos J. Pantaleon: «Relative Displacement Method for Track-Structure Interaction», The Scientific World Journal, January 2014
- [23] Czech 2015 MIDAS TECH TALK : «Rail Structure Interaction Analysis»
- [24] JRC-Ispra : Seminar «Bridge Design with Eurocodes», 1-2 October 2012
- [25] Dong-Ho Choi and Ho-Sung Na : «Parametric Study of Thermal Stability on Continuous Welded Rail», IJR International Journal of Railway, vol.3, no.4, pp.126-133, December 2010
- [26] Φιλάρετος Φιλάρετου: «Χρήση ανοικτών σκαφοειδών διατομών σε γέφυρες συρμών ΜΕΤΡΟ», Διπλωματική Εργασία, Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, 2017
- [27] Qatar Rail (Project Title: «Metro Red Line South Elevated & At grade»): Document title «CalculationNote: Track-Bridge Interaction», FCC-Archirodon-Yuksel-Petroserv JV, 2014
- [28] Κωνσταντίνος Λυμπέρης (Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ): «Σιδηροδρομική Θεωρία και Εφαρμογές», Τόμος 1&2, Εκδόσεις Συμμετρία, 2009