



ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Δυναμική ανάλυση σιδηροδρομικής γέφυρας και αλληλεπίδραση φορέα-σιδηροτροχιάς



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωνσταντίνου Π.Μαντά

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Μάρτιος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019/05



Μαντάς Π.Κ. (2019).  
Δυναμική ανάλυση σιδηροδρομικής γέφυρας και αλληλεπίδραση φορέα-σιδηροτροχιάς  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2019/05  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Mantas P.K. (2019).  
Dynamic analysis of railway bridge and interaction structure-rail  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2019/05  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece





**Δυναμική ανάλυση σιδηροδρομικής γέφυρας  
και αλληλεπίδραση φορέα-σιδηροτροχιάς**

Μαντάς Π.Κ. (Επιβλέπων: Θανόπουλος Π.)

**Περίληψη**

Διερευνάται η συμπεριφορά σιδηροδρομικής λοξής γέφυρας ανοίγματος 30 μέτρων. Κίνητρο αναζήτησης αποτέλεσε το γεγονός ότι γέφυρες μικρών ανοιγμάτων δύναται να είναι κρίσιμες υπό τα δυναμικά φορτία κυκλοφορίας.

Η γέφυρα είναι αμφιέρειστη σύμμικτου καταστρώματος με δύο κύριες δοκούς. Αρχικά, η γέφυρα ορίστηκε υπό τα στατικά φορτία των κανονισμών και ελέγχθηκε υπό τα αντίστοιχα δυναμικά. Για ταχύτητες διέλευσης των συρμών μεγαλύτερες από 200 km/h οι σύγχρονοι κανονισμοί ορίζουν μια ομάδα πρότυπων συρμών HSLM A1÷A10 για την ανάλυση της δυναμικής συμπεριφοράς. Παρατηρήθηκαν φαινόμενα συντονισμού προκαλώντας δυναμικές επαυξήσεις των μεγεθών. Κρισιμότερο μέγεθος για τον σχεδιασμό προέκυψε η κατακόρυφη επιτάχυνση του καταστρώματος. Μετά από πληθώρα παραμετρικών αλλαγών διαπιστώθηκε σημαντική επιρροή του πάχους της πλάκας σκυροδέματος.

Επιπλέον, εξετάστηκε το φαινόμενο αλληλεπίδρασης φορέα σιδηροτροχιάς. Τα φορτία κυκλοφορίας και θερμικών μεταβολών παραμορφώνουν το κατάστρωμα και η ράγα που είναι προσδεμένη σε αυτό, εξαναγκάζεται να ακολουθήσει. Ως εκ τούτου δημιουργούνται σχετικές μετακινήσεις φορέα-ράγας και συνεπαγόμενες δυνάμεις αλληλεπίδρασης. Αντικείμενο της διερεύνησης είναι να εξασφαλισθεί η ακεραιότητα της σιδηροτροχιάς θέτοντας όρια στις αναπτυσσόμενες τάσεις και παραμορφώσεις.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2019/05

**Dynamic analysis of railway bridge  
and interaction structure-rail**

Mantas P. K. (supervised by Thanopoulos P.)

**Abstract**

Investigating the behavior of a 30-meter skew railway bridge. The incentive of the research constitutes the fact that bridges of short span can be crucial under dynamic traffic loads.

The bridge is composite with two main girders. Initially, the bridge was defined under the static loads of the regulations and tested under the corresponding dynamic ones. For transit speeds greater than 200 km / h, the current regulations define a group of standard trains HSLM A1 ÷ A10 for dynamic behavior analysis. Resonance's phenomena were observed causing dynamic magnitudes. The most critical parameter for the design was the vertical acceleration of the deck. After a multitude of parametric changes, a significant influence of the thickness of the concrete slab was observed.

In addition, the structure-rail interaction phenomenon was examined. Traffic and thermal changes loads deform the deck and the rail, that is attached to, is forced to follow. Therefore, relative rail-structure displacements and resulting interacting forces are generated. The object of the investigation is to ensure the integrity of the rail by setting limits on the developing trends and deformations.

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	2
Abstract.....	3
<b>1 Εισαγωγή</b> .....	7
1.1 Γενικά.....	7
1.2 Ιστορικό παράδειγμα (Tacoma Narrows bridge).....	7
<b>2 Γεωμετρία γέφυρας</b> .....	11
2.1 Γεωμετρικά στοιχεία .....	11
2.2 Συστήματα επιδομής.....	13
<b>3 Στατική ανάλυση</b> .....	18
3.1 Δομικά υλικά.....	18
3.1.1 Σκυρόδεμα.....	18
3.1.2 Δομικός χάλυβας.....	19
3.1.3 Χάλυβας οπλισμού.....	20
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	20
3.3 Μεταβλητές δράσεις.....	21
3.3.1 Κατακόρυφα φορτία σιδηροδρομικής κυκλοφορίας.....	21
3.3.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας.....	23
3.3.3 Ορισμός οιονεί δυναμικού συντελεστή $\Phi$ .....	24
3.4 θερμοκρασία.....	26
3.5 Άνεμος.....	27
3.6 Βάσεις Σχεδιασμού.....	30
3.7 Καθολική ανάλυση.....	31
3.7.1 Προσομοίωση γέφυρας .....	31
3.7.2 Υπολογισμός φορτίων κυκλοφορίας.....	32
3.7.3 Κύρια δοκός .....	34
3.7.4 Διαδοκίδα .....	42
3.7.5 Ακραία διαδοκίδα.....	46
3.7.6 Πλάκα καταστρώματος .....	47
<b>4 Δυναμική ανάλυση</b> .....	50
4.1 Στοιχεία δυναμικής.....	50
4.2 Απαιτήσεις για δυναμική ανάλυση.....	53
4.3 Η εξίσωση $[M] \cdot \ddot{u} + [C] \cdot \dot{u} + [K] \cdot u = \underline{F}(t)$ .....	55
4.3.1 Φυσικές ιδιοσυχνότητες της γέφυρας.....	55
4.3.2 Μητρώο μάζας $[M]$ .....	56
4.3.3 Μητρώο απόσβεσης $[C]_{\text{Rayleigh}}$ .....	57
4.3.4 Δυναμικά φορτία σιδηροδρομικής κυκλοφορίας $\underline{F}(t)$ .....	60
4.3.5 Μέθοδος αριθμητικής επίλυσης Newmark. ....	61
4.3.6 Οριακές καταστάσεις σχεδιασμού.....	63
4.4 Αποτελέσματα .....	66
4.4.1 Ενδεικτικές Χρονοιστορίες. ....	66
4.4.2 Κατακόρυφη επιτάχυνση καταστρώματος $a_z$ .....	68
4.4.3 Έλεγχος ευστάθειας αριθμητικής μεθόδου. ....	73
4.4.4 Επιρροή πλάκας επιδομής. ....	74



4.4.5	Επιρροή διαδοκίδων.....	75
4.4.6	Σύγκριση Στατικών και δυναμικών μεγεθών.....	78
<b>5</b>	<b>Αλληλεπίδραση φορέα – σιδηροτροχιάς.....</b>	<b>80</b>
5.1	Γενικά.....	80
5.2	Συμπεριφορά σιδηροτροχιάς.....	81
5.3	Συμπεριφορά γέφυρας.....	83
5.3.1	Κατάστρωμα.....	83
5.3.2	Εφέδρανα.....	84
5.3.3	Θερμοκρασιακές επιρροές.....	84
5.3.4	Βάσεις σχεδιασμού.....	85
5.3.5	Προσωμοίωση.....	86
5.3.6	Αποτελέσματα.....	88
<b>6</b>	<b>Βιβλιογραφία.....</b>	<b>95</b>

Ευχαριστώ πολύ τον Κύριο Παύλο Θανόπουλο για την όμορφη συνεργασία μας.

Τιμώ όσους με στηρίζουν.

# 1 Εισαγωγή

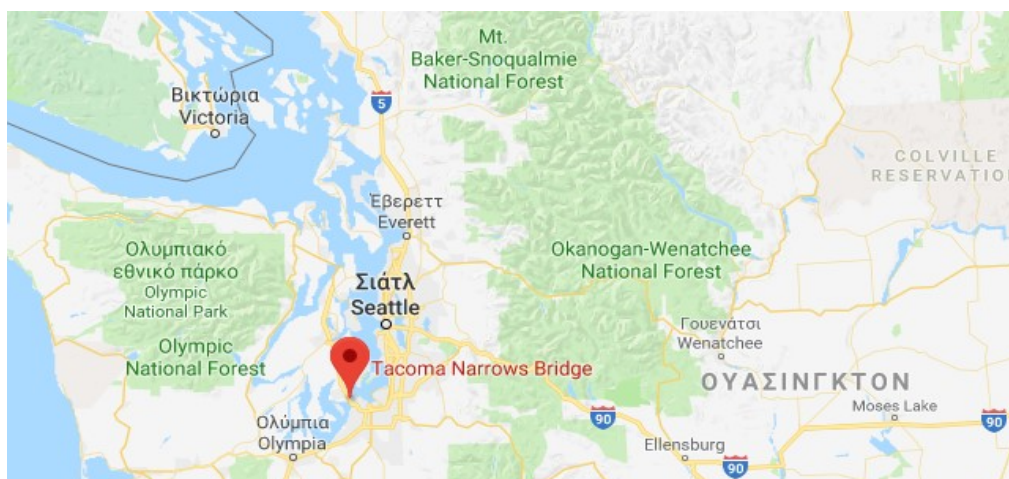
## 1.1 Γενικά

Η ανάπτυξη σιδηροδρομικών γραμμών υψηλών ταχυτήτων διαμορφώνει ένα όλο και πιο απαιτητικό περιβάλλον για τα μείζονα τεχνικά έργα (γέφυρες, σήραγγες) που τις υποστηρίζουν. Υπάρχουν τεχνικά έργα, που η φύση τους πολλαπλασιάζει τους περιορισμούς και ενέχει δυσανάγνωστους κινδύνους. Ένα τέτοιο παράδειγμα είναι οι σιδηροδρομικές γέφυρες μικρού μήκους, έως 40m. Λόγω των υψηλών ταχυτήτων προσπέλασης της γέφυρας είναι πολύ πιθανό τα δυναμικά φαινόμενα να καθορίσουν πλήρως τον σχεδιασμό. Συγκεκριμένα, απαιτείται δυναμική ανάλυση για να ελεγχθεί η απόκριση της γέφυρας σε περίπτωση συντονισμού. Όλες οι άνωθεν διαπιστώσεις αποτέλεσαν κίνητρο για να διερευνηθεί μία σιδηροδρομική γέφυρα άνω διάβασης μόλις 30m. Αρχικά ορίστηκε η γέφυρα υπό τα στατικά φορτία που ορίζει ο κανονισμός και κατόπιν ελέγχθηκε υπό τα αντίστοιχα δυναμικά. Πρέπει να αναφερθεί ότι στις πλείστες των περιπτώσεων, που τα δυναμικά φαινόμενα είναι σημαντικά, οδηγούμαστε σε επανασχεδιασμό.

Επίσης, εξετάστηκε ενδελεχώς το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης της σιδηροτροχιάς με τη γέφυρα και διαπιστώθηκε η επιρροή καθεμιάς παραμέτρου που διέπει το πρόβλημα.

## 1.2 Ιστορικό παράδειγμα (Tacoma Narrows bridge)

Την 1η Ιουλίου 1940 δόθηκε στην κυκλοφορία η γέφυρα Tacoma Narrows (Galloping Gertie) που συνέδεε την χερσόνησο Kitsap των Ηνωμένων Πολιτειών με την πόλη της Tacoma.



Σχήμα 1.1: Tacoma Narrows.

Πρόκειται για μία κρεμαστή γέφυρα, μήκους 1.810 μέτρων και πλάτους μόλις 12 μέτρων. Ήταν η τρίτη μεγαλύτερη γέφυρα στον τότε κόσμο μετά την George Washington Bridge και την Golden Gate Bridge. Η κατασκευή της άρχισε τον Σεπτέμβριο του 1938 και από την φάση της κατασκευής άρχισε να ταλαντεύεται υπό τις ριπές των ανέμων που επικρατούσαν στην περιοχή. Οι εργάτες που δούλευαν για την ανέγερση της την ονόμασαν "Galloping" (καλπάζουσα). Ακόμα και μετά την ένταξή της στην οδική κυκλοφορία συνέχισε να έχει ανεπίτρεπτες μετακινήσεις καταστρώματος, θέτοντας σε κίνδυνο την οδική ασφάλεια αλλά και την ακεραιότητα ολόκληρης της γέφυρας.



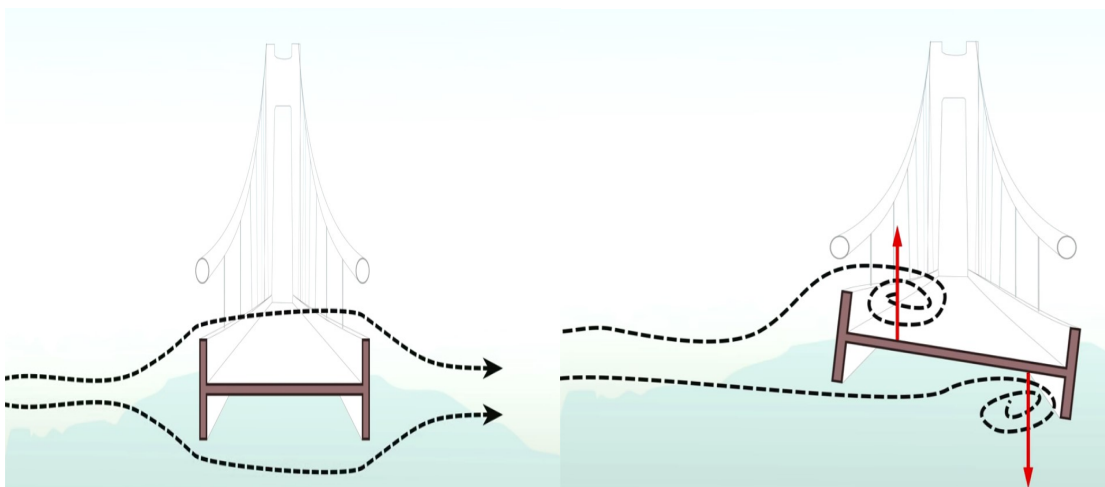
**Σχήμα 1.2:** Tacoma Narrows Bridge, opening day(πηγή:University of Washington library)

Στις 7 Νοεμβρίου του 1940, μόλις τέσσερις μήνες μετά την πρώτη χρήση της, η γέφυρα κατέρρευσε πέφτοντας θεαματικά στα νερά του Puget Sound με πνέοντα άνεμο ταχύτητας 68 km/h.



**Σχήμα 1.3:** Κατάρρευση της Tacoma Narrows Bridge

Η κατάρρευση της γέφυρας αποτέλεσε κίνητρο για την διεξαγωγή πλήθους ερευνών από μηχανικούς αλλά και φυσικούς επιστήμονες. Η βασική αιτιώδης αρχή που οδήγησε στην κατάρρευση της γέφυρας ήταν ότι οι συμπαγείς κύριες δοκοί εγκλώβιζαν τον διερχόμενο άνεμο προκαλώντας στρεπτικές ταλαντεύσεις του καταστρώματος υπό τον διαμήκη άξονα της γέφυρας.



**Σχήμα 1.4:** Μηχανισμός στρεπτικής ταλάντωσης

Πολλοί ερευνητές έσπευσαν να το κατατάξουν στα προβλήματα συντονισμού, ήτοι η συχνότητα διέγερσης του εξωτερικού αιτίου συμπίπτει με τη φυσική ιδιοσυχνότητα της γέφυρας και προκαλούνται υπέρμετρες παραμορφώσεις. Ειδικότερα, οι συνηθέστερες μορφές αστάθειας υπό αεροδυναμικά φορτία είναι η κατακόρυφος καμπτική αστάθεια (Galloping instability), η στρωφική αστάθεια (Torsional instability) και η αστάθεια τύπου περυγίου (Flutter instability) που είναι συνδυασμός των άλλων δύο.

Η επικρατούσα άποψη στις μέρες μας είναι ότι ο μηχανισμός που οδήγησε σε κατάρρευση ήταν ο αεροελαστικός περυγισμός (flutter instability). Το φαινόμενο αυτό, σε συνδυασμό με το ελαφρύ και λεπτό κατάστρωμα με λόγο πλάτους προς το μεσαίο άνοιγμα  $1/72$ , οδήγησε στις τραγικές συνέπειες.



**Σχήμα 1.5:** Στρέψη καταστρώματος

Αρκετό καιρό πριν την κατάρρευση είχε αποφανθεί η κοινότητα των μηχανικών πως η διάνοιξη οπών στους συμπαγείς κορμούς των μεταλλικών κύριων δοκών θα λειτουργούσε ευεργετικά εκτονώνοντας την επίδραση του ανέμου. Συντασσόταν σχετική μελέτη για την λεπτομερή θέση των οπών σεβόμενη κυρίως τις απαιτήσεις της διάτμησης που έφεραν οι κορμοί. Η μελέτη κατατέθηκε λίγες μόνο μέρες πριν την κατάρρευση.

Μετά το τέλος του δεύτερου παγκοσμίου πολέμου ανασχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε νέα γέφυρα με τις θέσεις των κύριων συμπαγών δοκών να τις παίρνουν δικτυωτοί δοκοί επιτρέποντας έτσι στον άνεμο να διέρχεται από την γέφυρα προσκρούοντας στην ελάχιστη δυνατή επιφάνεια.

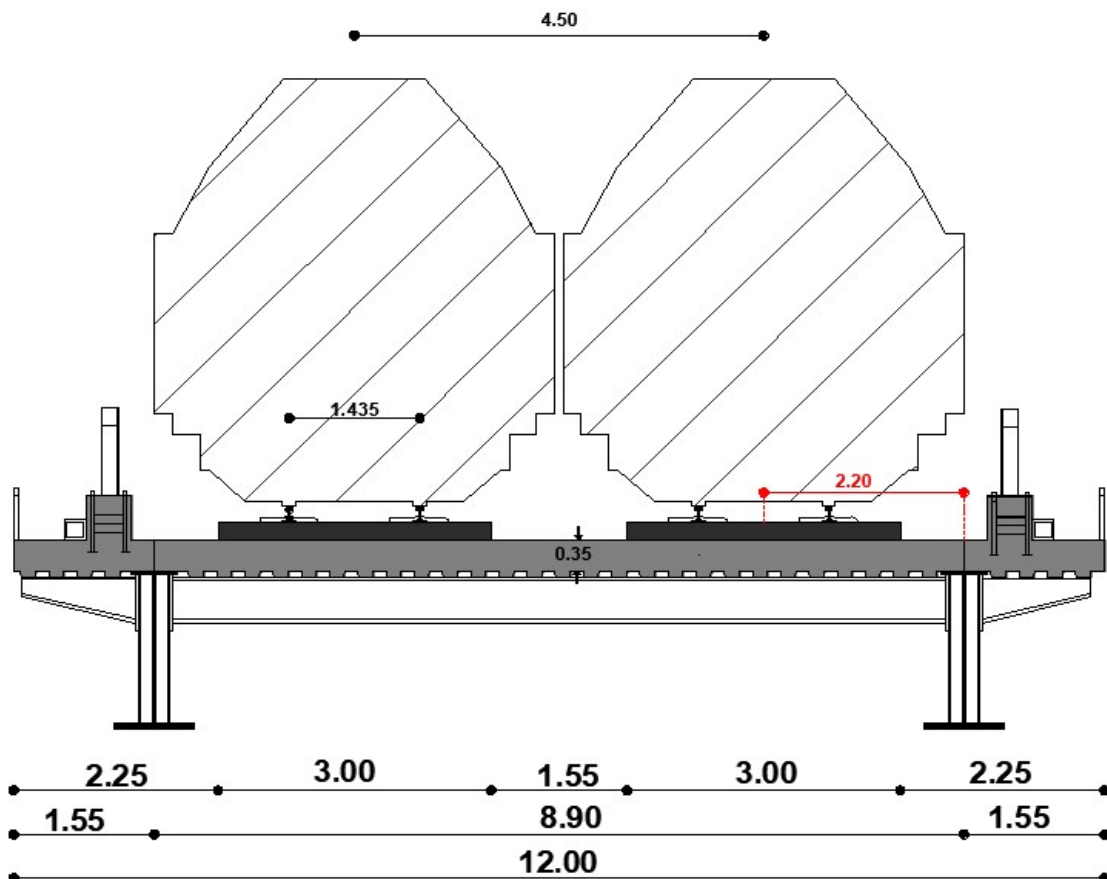


**Σχήμα 1.6:** Η σύγχρονη κρεμαστή γέφυρα με δικτυωτούς δοκούς.

## 2 Γεωμετρία γέφυρας

### 2.1 Γεωμετρικά στοιχεία

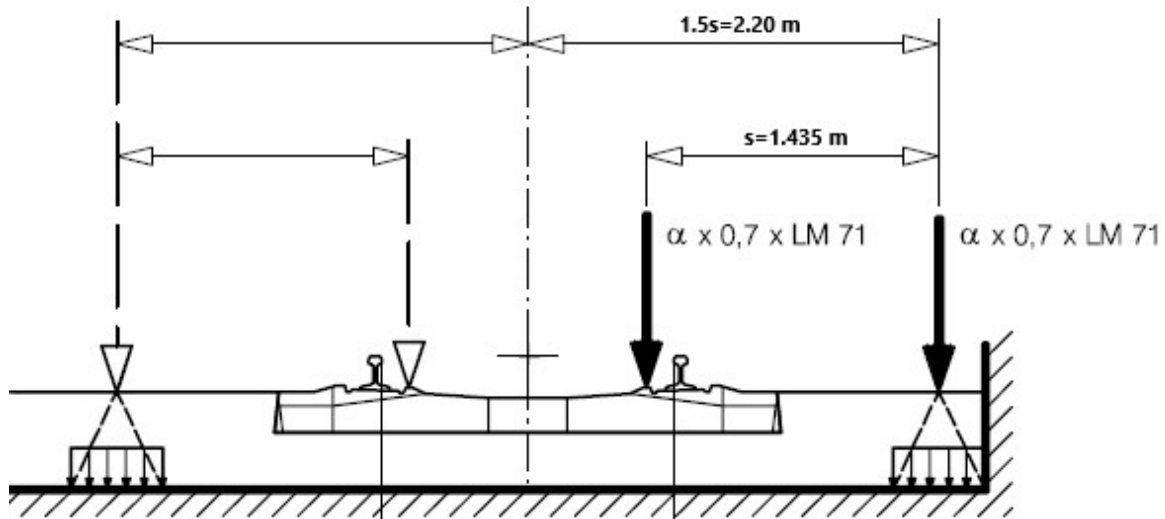
Μελετάται σιδηροδρομική γέφυρα διπλής κατευθύνσεως συρμών αμφιέριστου ανοίγματος 30 μέτρων. Επιλέχθηκε να διερευνηθεί το σύστημα με δύο κύριες δοκούς. Τόσο οι συγκολλητές κύριες δοκοί όσο και τα εγκάρσια ελατά στοιχεία δουλεύουν σύμμικτα με το κατάστρωμα πάχους  $h_c = 0.35$  m. Η διατμητική σύνδεση εξασφαλίζεται με ήλους κεφαλής. Οι κύριες δοκοί τοποθετούνται σε απόσταση 8.90 μέτρων μεταξύ τους και συνδέονται με τις διαδοκίδες κοντά στο άνω πέλμα προσδίδοντας τους πλευρική εξασφάλιση. Τοποθετούνται ακραίες δύσκαμπτες διαδοκίδες ώστε να επιτρέπεται η αλλαγή των εφεδράνων. Το σύστημα σταθερής επιδομής που χρησιμοποιείται είναι το Rheda 2000. Η γέφυρα είναι λοξή σε κάτοψη.



Σχήμα 2.1 : Διατομή σιδηροδρομικής γέφυρας

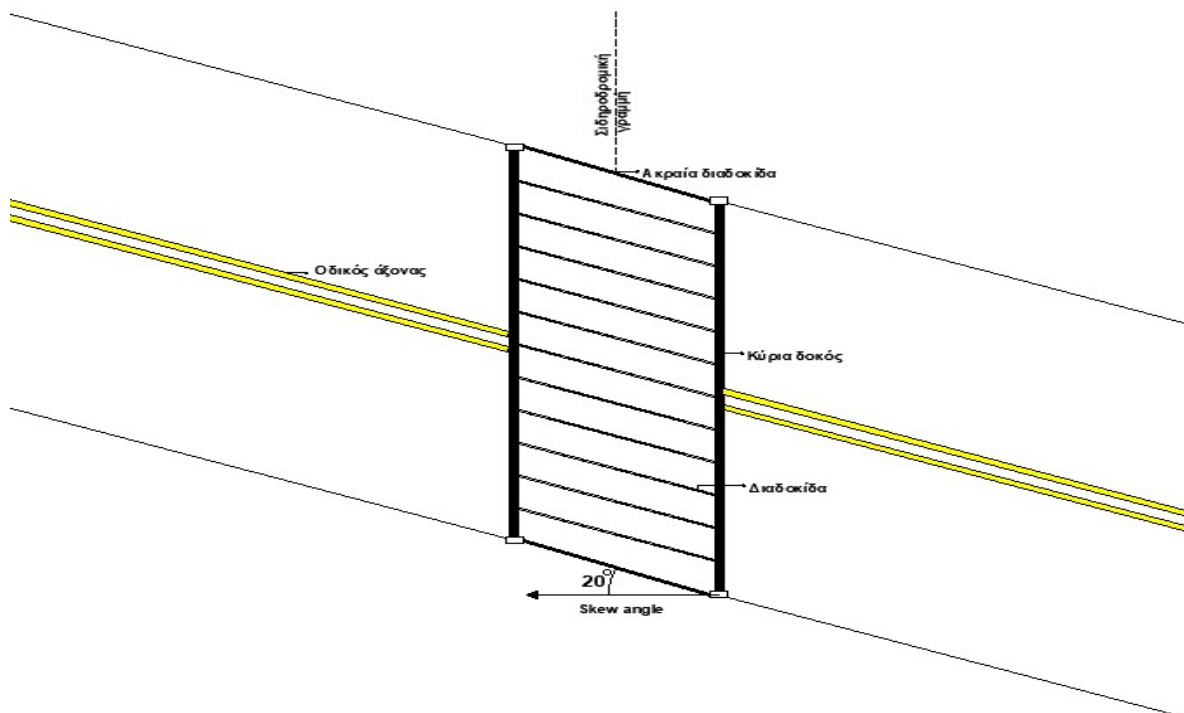
Στις σιδηροδρομικές γέφυρες λόγω των μεγάλων κινητών φορτίων των συρμών υπάρχει η ανάγκη η κύρια δοκός να βρίσκεται όσο πιο κοντά γίνεται στον άξονα του κυρίαρχου φορτίου. Όμως τόσο ο κανονισμός όσο και η λογική μηχανικού δεν επιτρέπει να παραληφθεί φορτίο κυκλοφορίας εν προβόλω (απαιτείται ειδική μελέτη). Ο ευρωκώδικας EN 1991-2 ορίζει καταστάσεις σχεδιασμού υπό εκτροχιασμό με ύστατη απόσταση

παραλαβής φορτίου  $1.5s=2.20$  m από τον άξονα της σιδηροδρομικής γραμμής, με  $s=1.435$  m η απόσταση των σιδηροτροχιών(σχήμα 2.2).



**Σχήμα 2.2 :** Κατάσταση Σχεδιασμού I υπό εκτροχιασμό(EN 1991-2)

Στις περισσότερες γέφυρες της πράξης ο διαμήκης άξονας της γέφυρας δεν είναι κάθετος με αυτόν των στηρίξεων. Κάτι τέτοιο απαντάται κατά κόρον όταν η γέφυρα (σιδηροδρομική, οδική ή πεζογέφυρα) διέρχεται πάνω από οδικό άξονα. Συνεπώς, γίνεται αντιληπτό ότι η πλειονότητα των γεφυρών μικρών ανοιγμάτων είναι λοξές σε κάτοψη.



**Σχήμα 2.3 :** Λοξή σιδηροδρομική γέφυρα.



## 2.2 Συστήματα επιδομής

Λόγω της εντάσεως και του δυναμικού χαρακτήρα των φορτίων των συρμών, πριν τα παραλάβει η αναδομή για να τα στείλει στην υποδομή, απαιτείται για την ασφαλή ροή τους να παρεμβληθεί το κατάλληλο σύστημα επιδομής. Υπάρχουν δύο είδη επιδομής :

- Κλασική επιδομή ή επιδομή με έρμα
- Σταθερή επιδομή

Η κλασική επιδομή με έρμα αποτελείται από κατάλληλο διαβαθμισμένο υλικό (σκύρα με σκωρία ή κλίνκερ) διαμέτρου  $50\div 65$  mm και ειδικού βάρους  $\gamma=17\div 22$  kN/m<sup>3</sup>. Η βασική λειτουργία του έρματος είναι να εξασφαλίσει ομοιόμορφη κατανομή των φορτίων σταθεροποιώντας τους στρωτήρες, οι οποίοι είναι υπεύθυνοι για την εξάλειψη της εκτροπής των σιδηροτροχιών από την ευθυγραμμία. Συνήθως, το πάχος του έρματος είναι  $250\div 300$  mm και τοποθετείται με μηχανική συμπίκνωση.

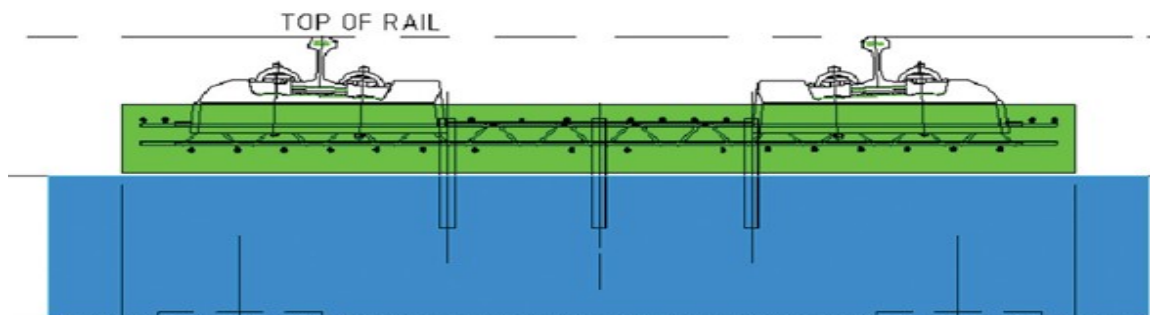


Σχήμα 2.4 : Κλασική επιδομή με έρμα

Παρότι και σήμερα ακολουθείται η λύση της κλασικής επιδομής με έρμα σε πολλές νέες σιδηροδρομικές γραμμές, η πρόσφατη εμπειρία αναδεικνύει την σταθερή επιδομή ως ανταγωνιστική λύση.

Η αύξηση της ταχύτητας των τροχαίων υλικών, οι δυναμικές επιδράσεις αυτών και τα φορτία έλξης και πέδησης κυριολεκτικά συνθλίβουν το έρμα αποδιοργανώνοντας την διάταξή του. Το φαινόμενο αυτό οδηγεί σε συχνότερες και δαπανηρές επεμβάσεις για τη διατήρηση της γεωμετρίας της γραμμής και σε φθορές στους στρωτήρες και στις σιδηροτροχιές. Με την εξ' ολοκλήρου αντικατάσταση των σκύρων με δύσκαμπτη πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος αποφεύγονται οι άνωθεν ανεπιθύμητες καταστάσεις.

Το σύστημα σταθερής επιδομής που προτείνεται είναι το Rheda 2000. Το σύστημα αυτό εφαρμόστηκε για πρώτη φορά στη δυτική Γερμανία το 1972 στην ομώνυμη περιοχή. Από τότε εξελίχθηκε και βελτιστοποιήθηκε αρκετές φορές μέχρι να φτάσει στην σημερινή του μορφή.



**Σχήμα 2.5 :** Σύστημα σταθερής επιδομής Rheda 2000 επί γέφυρας (track slab).

Η πλάκα σκυροδέματος είναι C30/37 και έχει ελάχιστο πάχος 16 cm. Είναι οπλισμένη με διαμήκη και εγκάρσιο οπλισμό  $\rho_s = 0.85 \div 0.90 \%$ . Ο οπλισμός αυτός τοποθετείται στο μέσο του πάχους της πλάκας επιτρέποντας την ρηγμάτωση με εύρη ρωγμών  $\leq 0.5$  mm. Η σκυροδέτηση είναι συνεχής.

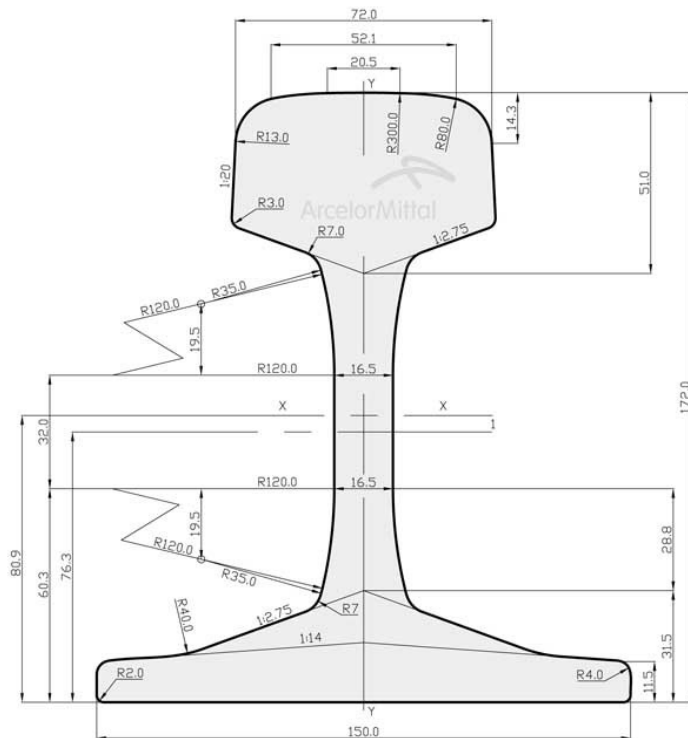
Στο Rheda 2000 το σύστημα στρωτήρας-σκυρόδεμα αποτελεί μία μονολιθική φέρουσα στρώση εξασφαλίζοντας ασφάλεια και αξιοπιστία. Χρησιμοποιούνται διμερείς στρωτήρες οι οποίοι συνδέονται εγκάρσιως με δικτυοοπλισμό (filigran). Ο εγκάρσιος αυτός οπλισμός εξέρχεται και των δύο κάτω πελμάτων των στρωτήρων. Οι στρωτήρες εγκιβωτίζονται εν μέρει στο σκυρόδεμα και δεν είναι προεντεταμένοι.

Οι σιδηροτροχίες προσηλώνονται επί των στρωτήρων μέσω ελαστικών συνδέσμων.



**Σχήμα 2.6 :** Ελαστικός σύνδεσμος τύπου Vossloh.

Καθώς και η επικρατούσα διατομή της σιδηροτροχιάς είναι η UIC60.



### Σχήμα 2.7 : Διατομή σιδηροτροχιάς UIC 60

Η αγκύρωση της επιδομής στη πλάκα της γέφυρας επιτυγχάνεται με διατμητικές κλείδες (stopper) (βλ. σχήμα 2.5). Επισημαίνεται ότι απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή ώστε να μένει ανέπαφος ο υφιστάμενος οπλισμός της πλάκας. Επίσης όταν πρόκειται να προσπελάσουν την γέφυρα συρμοί με υψηλές ταχύτητες κατασκευάζονται οδοντώσεις για την καλύτερη συνεργασία της πλάκας επιδομής και της φέρουσας πλάκας της γέφυρας.



Σχήμα 2.8 : Πορεία εγκατάστασης συστήματος Rheda 2000 με οδοντώσεις

Πίνακας 2.1 : Σύγκριση συστημάτων επιδομής.

Χαρακτηριστικά	Γραμμή με έρμα	Γραμμή με σταθερή επιδομή
Κόστος Κατασκευής	<b>+</b>	<b>-</b>
Κόστος συντήρησης	<b>-</b>	<b>+</b>
Χρόνος κατασκευής	<b>+</b>	<b>-</b>
Βάρος Κατασκευής	<b>-</b>	<b>+</b>
Δυνατότητα διόρθωσης	<b>+</b>	<b>-</b>
Εγκάρσια αντίσταση	<b>-</b>	<b>+</b>
Ύψος υποδομής	<b>-</b>	<b>+</b>
Κοινή τεχνογνωσία	<b>+</b>	<b>-</b>
Ελαστικότητα	<b>+</b>	<b>-</b>

Αξίζει να αναφερθεί ότι στην Ελληνική επικράτεια συστήματα σταθερής επιδομής έχουν εφαρμοστεί στις σήραγγες Όρθος και Καλλιδρόμου στην κεντρική Ελλάδα καθώς και στη γραμμή Κιάτο-Πάτρα και στο Αττικό μετρό.



### 3 Στατική ανάλυση

#### 3.1 Δομικά υλικά

##### 3.1.1 Σκυρόδεμα

Πίνακας 3.1 : Κατηγορίες σκυροδέματος

Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}$	20	25	30	35	40	45	50
$f_{cm}$	28	33	38	43	48	53	58
$f_{ctm}$	2.2	2.36	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk 0.05}$	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk 0.95}$	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3
$E_{cm}$	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Η γέφυρα κατασκευάζεται με σκυρόδεμα ποιότητας C 50/60. Ο λόγος poisson είναι  $\nu_c=0.2$  στο αρηγμάτωτο σκυρόδεμα με συντελεστή θερμικής διαστολής  $\alpha_t=10 \cdot 10^{-6}[1/^\circ\text{C}]$ .

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος στον EN1992-1-1 προτείνεται:

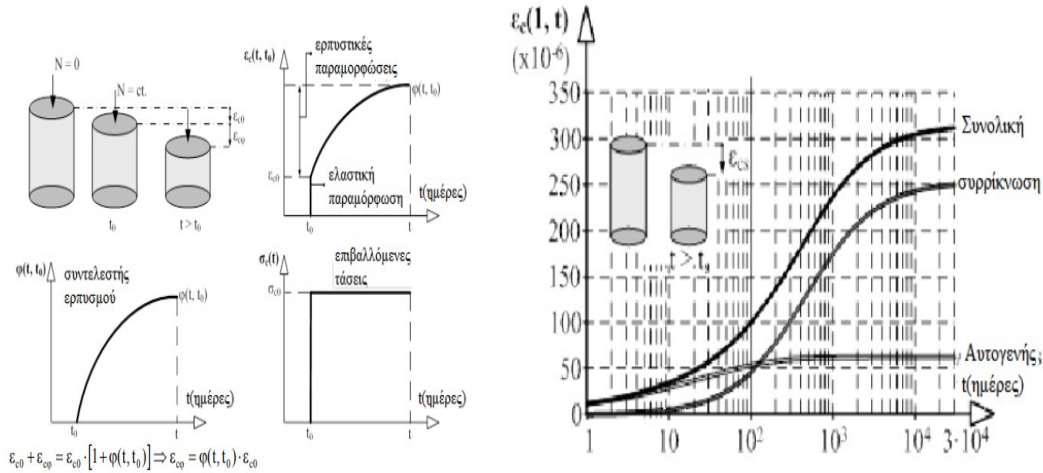
$$f_{cd} = a_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

Όπου  $a_{cc}=0.85$ , σύμφωνα με το ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα για ελέγχους κάμψης.

Αν επιβληθεί στο σκυρόδεμα μια θλιπτική τάση τότε αναπτύσσεται αρχικώς μια ελαστική παραμόρφωση που αυξάνεται σταδιακά με τον χρόνο. Οι ερπυστικές παραμορφώσεις εξαρτώνται από τον χρόνο επιβολής του φορτίου σε σχέση με την ηλικία του, την υγρασία και την θερμοκρασία του περιβάλλοντος καθώς και τις διαστάσεις του στοιχείου και το είδος της φόρτισης. Σε μια σύμμικτη διατομή καθώς το σκυρόδεμα έρπει, ανακατανέμει την ένταση, υποχρεώνοντας την σιδηροδοκό να παραλάβει περισσότερο φορτίο. Εν προκειμένω σε ένα ισοστατικό σύστημα αυξάνονται μόνο τα βέλη.

Στο σκυρόδεμα ακόμα και να δεν βρίσκεται υπό τάση αναπτύσσονται χρόνιες παραμορφώσεις. Οι παραμορφώσεις αυτές οφείλονται στην διαφυγή του νερού μέσω των κενών του σκυροδέματος. Η συστολή ξήρανσης δεν μπορεί να αποφευχθεί αλλά μόνο να περιοριστεί μέσω καλής συντήρησης του σκυροδέματος.

- Ερπυσμός λόγω μονίμων φορτίων (P)



**Σχήμα 3.1:** Ερπυσμός και συστολή ξυράνσεως

Τα δύο αυτά φαινόμενα προκαλούν εντάσεις μόνο σε **αρηγμάτωτες διατομές**. Η πυκνή διάταξη των διαδοκίδων καθιστά το σκυρόδεμα να λειτουργεί με δυσκαμψία  $EI_2$  στις περισσότερες περιοχές, δηλαδή να ρηγματώνεται. Επομένως, οι ερπυστικές παραμορφώσεις και αυτές της συστολής ξήρανσης μπορούν να θεωρηθούν αμελητέες.

### 3.1.2 Δομικός χάλυβας

Η συνηθέστερη κατηγορία δομικού χάλυβα σε γέφυρες είναι η S355 όλων των ειδών και θερμικών επεξεργασιών και όλων των βαθμίδων (ακραμάτωση, θερμομηχανική επεξεργασία EN10025).

**Πίνακας 3.2 :** Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>	(Κοινοί χάλυβες – χονδρόκοκκοι)			
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470

Ο δομικός χάλυβας έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

- E=210 GPa
- G= 81 GPa
- ν=0.3
- α<sub>t</sub>=12·10<sup>-6</sup>[1/°C]

### 3.1.3 Χάλυβας οπλισμου

Επιλέχθηκε B500C οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του οποίου δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN10080.

Πίνακας 3.3 : Χάλυβας οπλισμού

Ποιότητα χάλυβα	Όριο διαρροής
	$f_{ys}$ (MPa)
B ή C 500	500

### 3.2 Μόνιμες δράσεις

Πίνακας 3.4 : Ίδια βάρη και πρόσθετα μόνιμα φορτία

Ίδιον βάρος οπλισμένου σκυροδέματος	25,0 kN/m <sup>3</sup>
Ίδιον βάρος δομικού χάλυβα	78,5 kN/m <sup>3</sup>
Σιδηροτροχία (UIC60)	0,6 kN/m
Στρωτήρας, σύνδεσμοι (ανά κατεύθυνση)	4,8kN/m
Πλάκα Rheda 2000(minh <sub>c</sub> =16 <sub>cm</sub> )	25,0 kN/m <sup>3</sup>
Κιγκλίδωμα	1,0 kN/m
Στηθαίο πεζών	0,5 kN/m
Φορτίο εξομάλυνσης	0,5 kN/m <sup>2</sup>
Χαλυβδόφυλλο(Symdeck73)	9.81 Kg/m <sup>2</sup>

Στη χωρική προσομοίωση της γέφυρας όλα τα στοιχεία του Πίν. 3.4 λαμβάνονται με τις ακριβείς τους διαστάσεις. Το βάρος του φορέα υπολογίζεται αυτόματα από το λογισμικό και προσαυξάνεται κατά 10 % για να ληφθούν υπόψη συνδέσεις, συγκολλήσεις και ελάσματα ενισχύσεων.

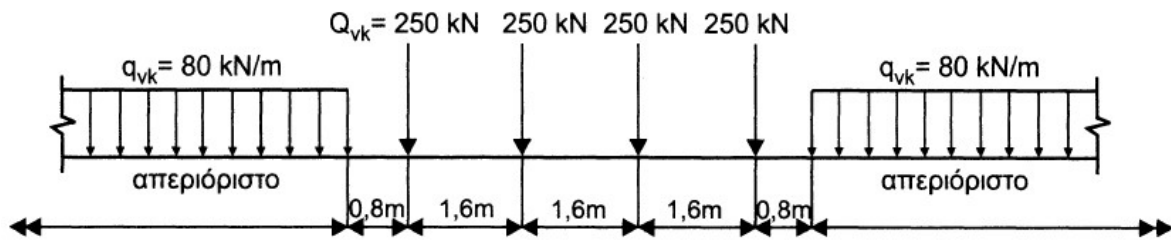


### 3.3 Μεταβλητές δράσεις

Οι μεταβλητές δράσεις (Q), έχουν μικρή διάρκεια και μεταβάλλονται σημαντικά κατά την διάρκεια ζωής του έργου.

#### 3.3.1 Κατακόρυφα φορτία σιδηροδρομικής κυκλοφορίας

Σε αμφιέριστες γέφυρες εφαρμόζεται η πρότυπη φόρτιση LM71, η οποία λαμβάνει υπόψη τη στατική επιρροή της κανονικής σιδηροδρομικής κυκλοφορίας.



Σχήμα 3.2 : Χαρακτηριστικές τιμές κατακόρυφων φορτίων πρότυπης φόρτισης LM71

Ο χαρακτηρισμός ως πρότυπη έγκειται στο γεγονός ότι δεν αντιστοιχεί σε φόρτιση πραγματικού συρμού αλλά έχει καθοριστεί με τέτοιο τρόπο ώστε να μεριμνά για την διακύμανση της αναμενόμενης επιρροής στη γέφυρα ως προς τη φύση, τον όγκο και τη μέγιστη τιμή της φόρτισης.

Οι τιμές φόρτισης του Σχ.3.2 αντιστοιχούν σε κανονική σιδηροδρομική κυκλοφορία. Για κυκλοφορία ελαφρύτερη (επιβατική, μετρό, τραμ) ή βαρύτερη (εμπορικοί συρμοί) από την κανονική πρέπει οι τιμές του Σχ.3.2 να πολλαπλασιάζονται με έναν συντελεστή  $\alpha$  που λαμβάνει τις εξής τιμές:

$$0.75-0.83-0.91-1.0-1.10-1.21-1.33-1.46$$

Τα φορτία που έχουν πολλαπλασιαστεί με τον συντελεστή  $\alpha$  λέγονται *κατηγοριοποιημένα φορτία*.

Σύμφωνα με το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα για διεθνείς γραμμές βαρέας κυκλοφορίας το  $\alpha$  λαμβάνεται με  $\alpha=1.33$ .

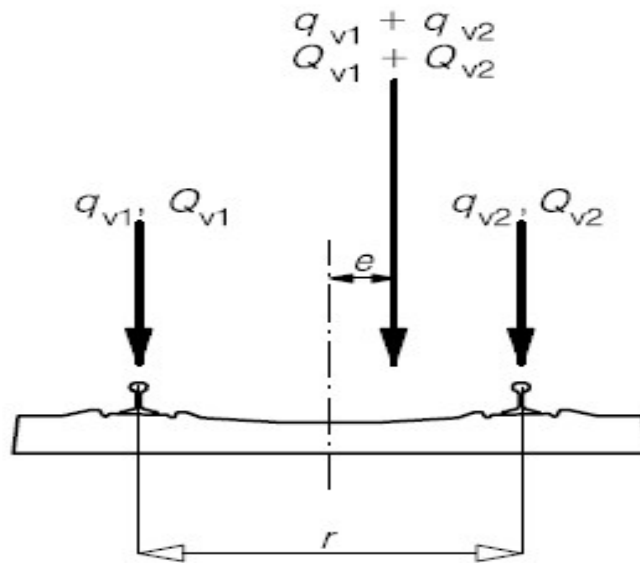
#### Εκκεντρότητα κατακόρυφων φορτίων (LM71)

Για να ληφθεί υπόψη η πιθανή εγκάρσια ετεροβαρής φόρτιση των βαγονιών του συρμού, τα συγκεντρωμένα και κατανεμημένα φορτία της πρότυπης φόρτισης LM71 δεν κατανέμονται ίσα στις δύο σιδηροτροχιές αλλά με λόγο 1.25:1.0. Η μέγιστη σταθερή εκκεντρότητα που προκύπτει είναι:

$$e = \frac{r}{18} \quad (3.2)$$

Όπου  $r=1.435$  m η απόσταση μεταξύ των σιδηροτροχιών.

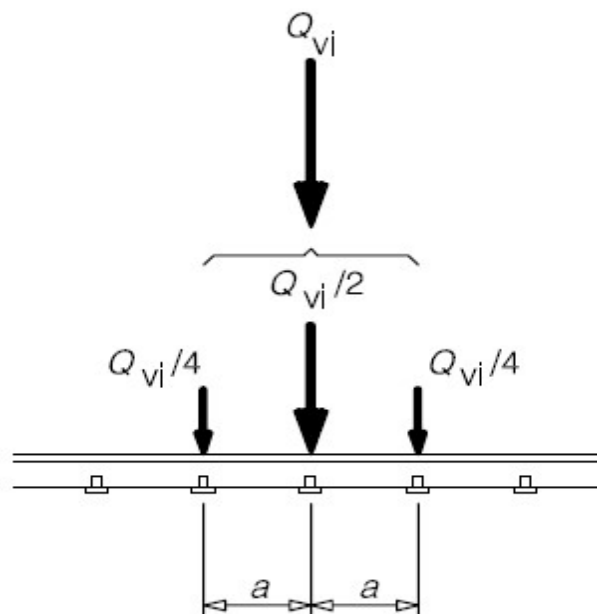
Η εν λόγω εκκεντρότητα μπορεί να αγνοείται στους ελέγχους της κόπωσης.



**Σχήμα 3.3 :** Εκκεντρότητα κατακόρυφων φορτίων.

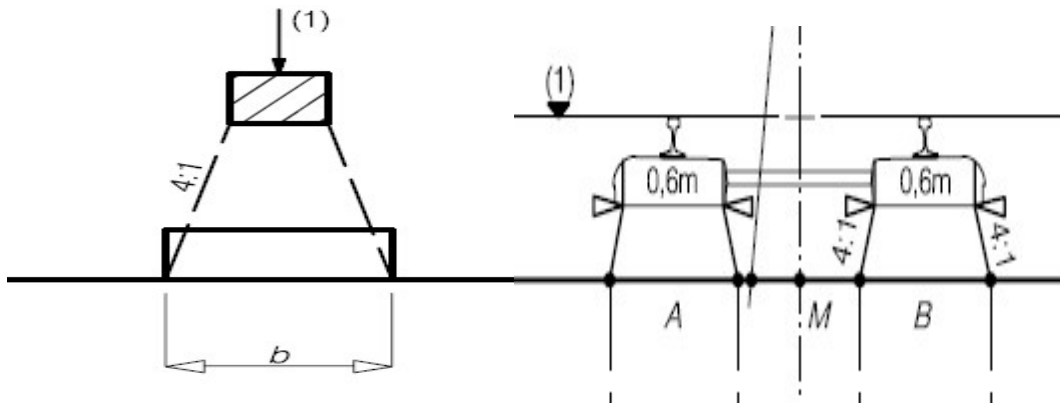
### Κατανομή κατακόρυφων φορτίων.

Οι συγκεντρωμένες δυνάμεις της πρότυπης φόρτισης LM71 (Σχ.3.2) για τοπικούς ελέγχους (πλάκα καταστρώματος) θεωρείται ότι η καθεμία ( $Q_{vi} = 250 \text{ KN}$ ) κατανέμεται σε τρεις στρωτήρες με τον τρόπο του Σχ.3.4.



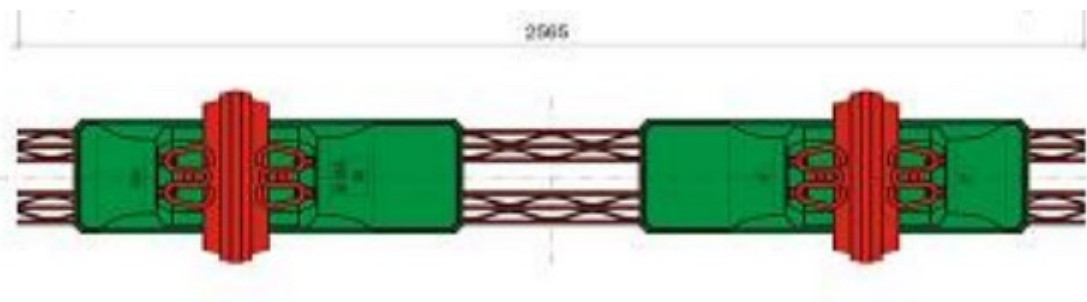
**Σχήμα 3.4:** Διαμήκης κατανομή συγκεντρωμένης δύναμης LM71, όπου  $a=650 \text{ mm}$ .

Επιπλέον, οι δυνάμεις αυτές κατανέμονται στο εμβαδόν του στρωτήρα προσαυξημένο με κλίση 4:1 για να ληφθεί υπόψη η πλάκα επιδομής.



Σχήμα 3.5: α) διαμήκης κατανομή, β) εγκάρσια κατανομή.

Εν προκειμένω τα φορτία κατανέμονται σε στρωτήρα B355 με εμβαδόν 700x277mm.



Σχήμα 3.6: Στρωτήρας Rheda 2000

### 3.3.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας

Τα οριζόντια φορτία κυκλοφορίας συνυπάρχουν πάντοτε με τα αντίστοιχα κατακόρυφα και δεν έχει νόημα να ελεγχθούν μόνα τους.

#### Δράσεις λόγω έλξης και πέδησης

Οι δυνάμεις αυτές οφείλονται στην ενδεχόμενη επιτάχυνση και τροχοπέδηση του συρμού ενόσω βρίσκεται επί ή πλησίον της γέφυρας. Ασκούνται στο πάνω μέρος των σιδηροτροχιών κατά την διαμήκη έννοια. Λαμβάνονται σαν γραμμικά ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία που εφαρμόζονται στο μήκος επιρροής  $L_{a,b}$  (m) του κάθε στοιχείου που εξετάζεται. Οι χαρακτηριστικές τιμές είναι:

- Δύναμη έλξης:

$$Ql_{ak} = 33 \left[ \frac{kN}{m} \right] \cdot L_{a,b} [m] \leq 1000 [kN] \quad (3.3)$$

- Δύναμη πέδησης:

$$Ql_{bk} = 20 \left[ \frac{kN}{m} \right] \cdot L_{a,b} [m] \leq 6000 [kN] \quad (3.4)$$

### Δυνάμεις πλευρικής κρούσης(ρύγχους)

Η δύναμη ρύγχους λαμβάνεται ως συγκεντρωμένη δύναμη που δρα κάθετα στη διεύθυνση διέλευσης των συρμών με χαρακτηριστική τιμή  $Q_{sk}=100$  kN.

#### 3.3.3 Ορισμός οιονεί δυναμικού συντελεστή $\Phi$

Τα φορτία διέλευσης των συρμών έχουν δυναμικό χαρακτήρα και ο συντελεστής  $\Phi$  λαμβάνει υπόψη τις προκύπτουσες δυναμικές μεγεθύνσεις των μεγεθών πολλαπλασιάζοντας τα φορτία της πρότυπης φόρτισης LM71 (Σχ.3.2). Ουσιαστικά ελέγχεται ο φορέας με επαυξημένα στατικά φορτία χωρίς να διενεργείται δυναμική ανάλυση. Ακριβώς για το λόγο αυτό η διαδικασία αυτή αδυνατεί να προβλέψει και να περιγράψει ενδεχόμενα φαινόμενα συντονισμού και υπερβολικών κατακόρυφων παραμορφώσεων που προκύπτουν από τη διέλευση συρμών με μεγάλη ταχύτητα. Η πραγματική του έννοια αποδίδεται χαρακτηρίζοντας τον ως κρουστικός συντελεστής (Impact factor).

Ο συντελεστής  $\Phi$  λαμβάνεται ως  $\Phi_2$  ή  $\Phi_3$  ανάλογα με τον βαθμό συντήρησης που χαιρεί η σιδηροδρομική γραμμή.

Για επιμελής συντήρηση :

$$\bullet \quad \Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \quad , \text{όπου} \quad 1,0 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (3.5)$$

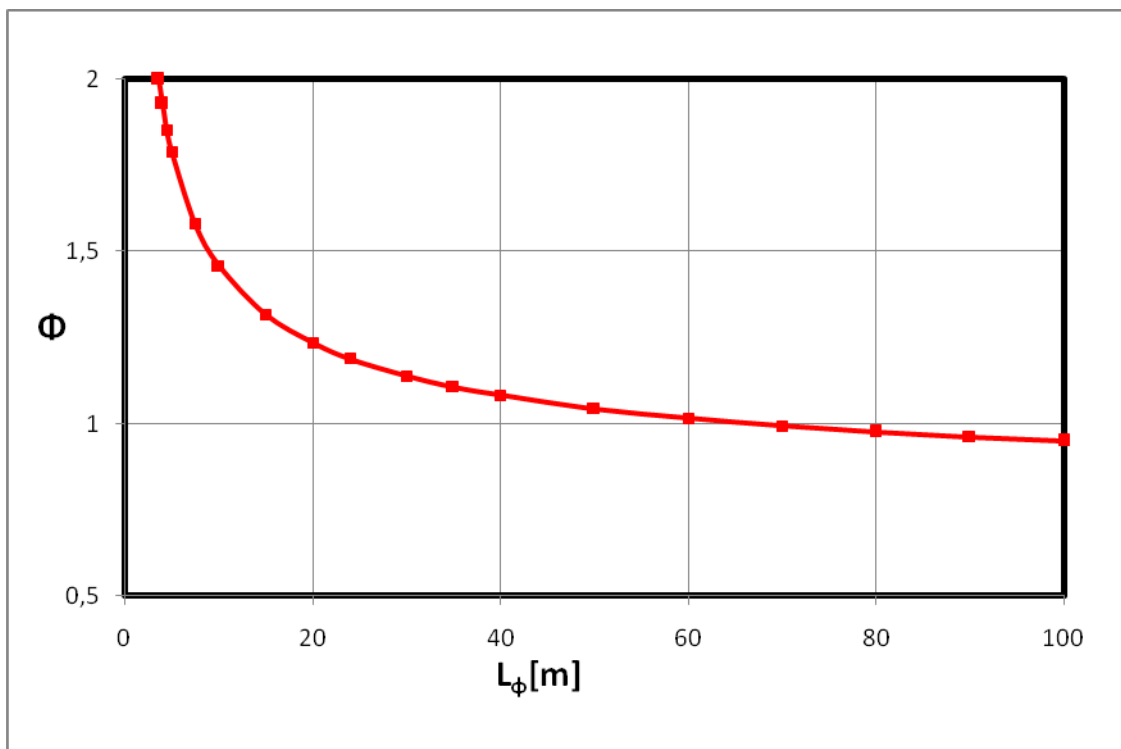
Για τυπική συντήρηση :

$$\bullet \quad \Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \quad , \text{όπου} \quad 1,0 \leq \Phi_3 \leq 2,0 \quad (3.6)$$

Όπου το  $L_\phi$  είναι “το καθοριστικό μήκος” και σχετίζεται με το μήκος της γραμμής επιρροής της κατακόρυφης παραμόρφωσης του υπό εξέταση στοιχείου οριζόμενο στον πίνακα 3.5.

**Πίνακας 3.5 :** Καθοριστικά μήκη

<u>Δομικό στοιχείο</u>	<u>Καθοριστικό μήκος <math>L_\phi</math></u>	<u><math>\Phi_3</math></u>
Κύρια δοκός	$L_\phi$ : άνοιγμα κύριας δοκού	$\Phi_3=1,14$
Διαδοκίδα	$L_\phi$ : δύο φορές το μήκος της	$\Phi_3=1,27$
Συνεχής πλάκα καταστρώματος από σκυρόδεμα	$L_\phi$ : δύο φορές η απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων	$\Phi_3=1,79$
Ακραία διαδοκίδα	$L_\phi=3,6$ m	$\Phi_3=2,0$



**Σχήμα 3.7 :** Η σχέση των  $\Phi$ - $L_\phi$  για τυπική συντήρηση όπως ορίζει η σχέση 3.6

Συγκεντρωτικά, περί συντελεστών:

**Πίνακας 3.6 :** Δράσεις που πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή  $\alpha$ :

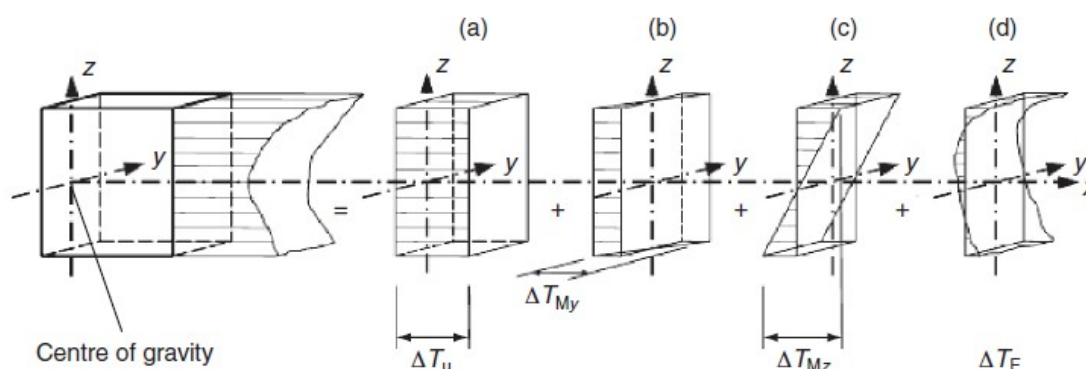
Κατακόρυφη φόρτιση LM71
Δυνάμεις έλξης και πέδησης
Δυνάμεις πλευρικής κρούσης
Συνδυασμένη απόκριση φορέα-σιδηροτροχιάς για επιρροή κατακόρυφων φορτίων
Τυχηματικές δράσεις εκτροχιασμού

**Πίνακας 3.7 :** Δράσεις που πολλαπλασιάζονται με τον συντελεστή  $\Phi$ :

Κατακόρυφη φόρτιση LM71
Συνδυασμένη απόκριση φορέα-σιδηροτροχιάς για επιρροή κατακόρυφων φορτίων

### 3.4 Θερμοκρασία

Η πραγματική κατανομή της θερμοκρασίας είναι μη γραμμική και χρονικά εξαρτημένη. Γι' αυτό περιγράφεται από τον συνδυασμό διαφόρων συνιστωσών. Η θεώρηση θερμοκρασιακών μεταβολών  $\Delta T_N$  και  $\Delta T_{MY}$  μπορεί να θεωρηθεί για την πλειονότητα γεφυρών με χαλύβδινες δοκούς ως επαρκής. Η πρώτη συνιστώσα  $\Delta T_N$  προκαλεί διαμήκεις μετατοπίσεις που συνδέονται με διαμήκεις δυνάμεις και οριζόντιες μετατοπίσεις των εφεδράνων. Οι γραμμικές μεταβολές θερμοκρασίας  $\Delta T_{MY}$  καθ' ύψος της διατομής προκαλούν πρόσθετα βέλη  $\Delta w$  και στροφές εφεδράνων  $\Delta \phi$ .



Σχήμα 3.8 : Συνιστώσες θερμοκρασιακού προφίλ

#### Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας $\Delta T_N$

Η  $\Delta T_N$  εκφράζει μια καθολική αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας που οφείλεται σε αντίστοιχες αυξομειώσεις του περιβάλλοντος. Αν οι ελάχιστες και μέγιστες θερμοκρασίες περιβάλλοντος υπό σκιά είναι  $T_{min}$  και  $T_{max}$  οι αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας είναι  $T_{e,min}$  και  $T_{e,max}$ . Από το εθνικό προσάρτημα του EN1991-1-5 για την περιοχή της Αττικής έχουμε  $T_{max}=45^\circ C$  και  $T_{min}=-15^\circ C$ . Λαμβάνεται υπόψη θερμοκρασία κατασκευής  $T_0=15^\circ C$ . Η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης συστολικής διαφοράς θερμοκρασίας δίδεται από την σχέση:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \quad (3.8)$$

Η χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης διαστολικής διαφοράς θερμοκρασίας δίδεται από την σχέση:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 \quad (3.9)$$

Με χρήση των σχέσεων προκύπτει:

$$T_{e,min} = -15^\circ C \quad (3.10)$$

$$T_{e,max} = 45^\circ C \quad (3.11)$$

$$\Delta T_{N,con} = 30^\circ C \quad (3.12)$$

$$\Delta T_{N,exp} = 30^\circ C \quad (3.13)$$

Για τον σχεδιασμό των εφεδράνων οι άνω τιμές αυξάνονται κατά  $20^\circ C$ .

$$\Delta T_{N,con,b} = \Delta T_{N,exp,b} = 50^{\circ}\text{C} \quad (3.14)$$

### Συνιστώσα Θερμοκρασιακής διαφοράς $\Delta T_M$

Η συνιστώσα αυτή λαμβάνει υπόψη την καθ' ύψος ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή στη διατομή. Για τον σχεδιασμό λαμβάνεται υπόψη μόνο η συνιστώσα της γραμμικά μεταβαλλόμενης θερμοκρασίας ως προς τον οριζόντιο άξονα  $\Delta T_{MY}$ . Όταν η πλάκα σκυροδέματος προσομοιώνεται με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία, η  $\Delta T_M$  μπορεί να αποδοθεί μέσω μίας ομοιόμορφης θερμοκρασιακής μεταβολής  $\pm 10^{\circ}\text{C}$ .

## 3.5 Άνεμος

Η ανεμοφόρτιση επί των κατασκευών εξετάζεται είτε στον ολόκληρο φορέα είτε σε τμήματα αυτού σύμφωνα με τον EN1991-1-4. Η κύρια διεύθυνση της ανεμοφόρτισης στις γέφυρες είναι η εγκάρσια κατά y.

### Άνεμος επί της κύριας δοκού

Η δύναμη του ανέμου είναι:

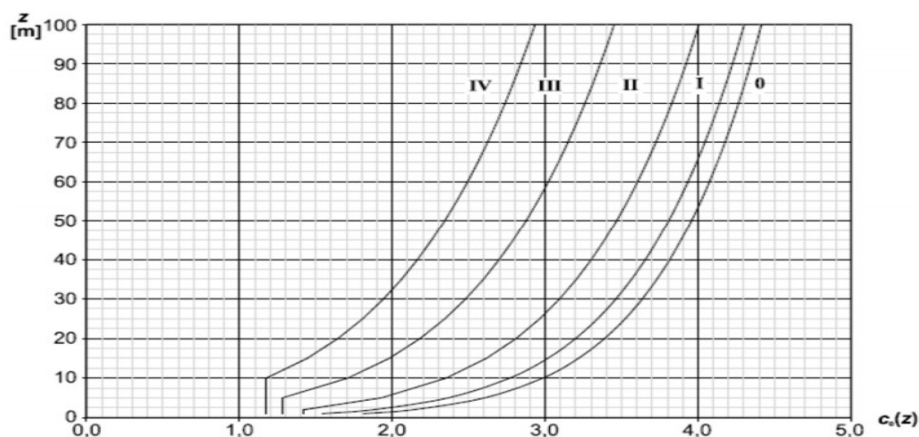
$$F_{w,yk} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,y} \quad [\text{kN}] \quad (3.15)$$

### Βασική ταχύτητα ανέμου $v_b$

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα  $v_b = 33 \text{ m/s}$ .

### Συντελεστής έκθεσης $c_e$

Ο συντελεστής έκθεσης  $c_e$  είναι συνάρτηση της τραχύτητας του εδάφους και της κατακόρυφης απόστασης z του καταστρώματος από το έδαφος.

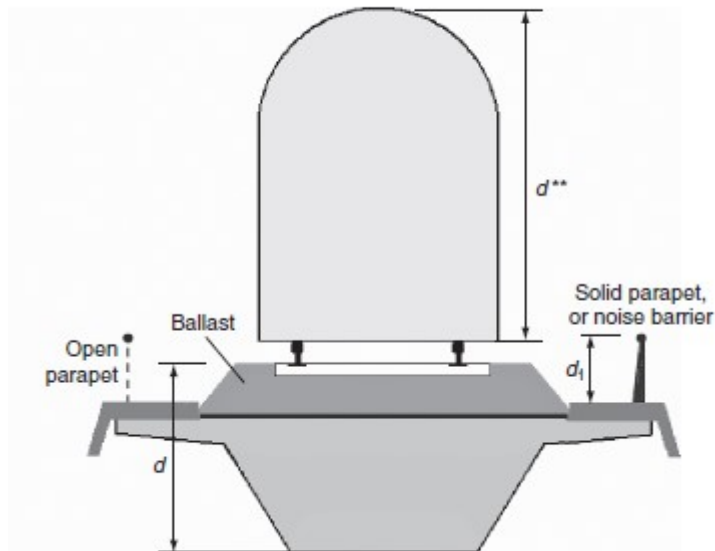


**Σχήμα 3.9 :** Συντελεστής έκθεσης συναρτήσεως κατηγορίας τραχύτητας εδάφους (I-IV) και την απόσταση z του καταστρώματος από το έδαφος.

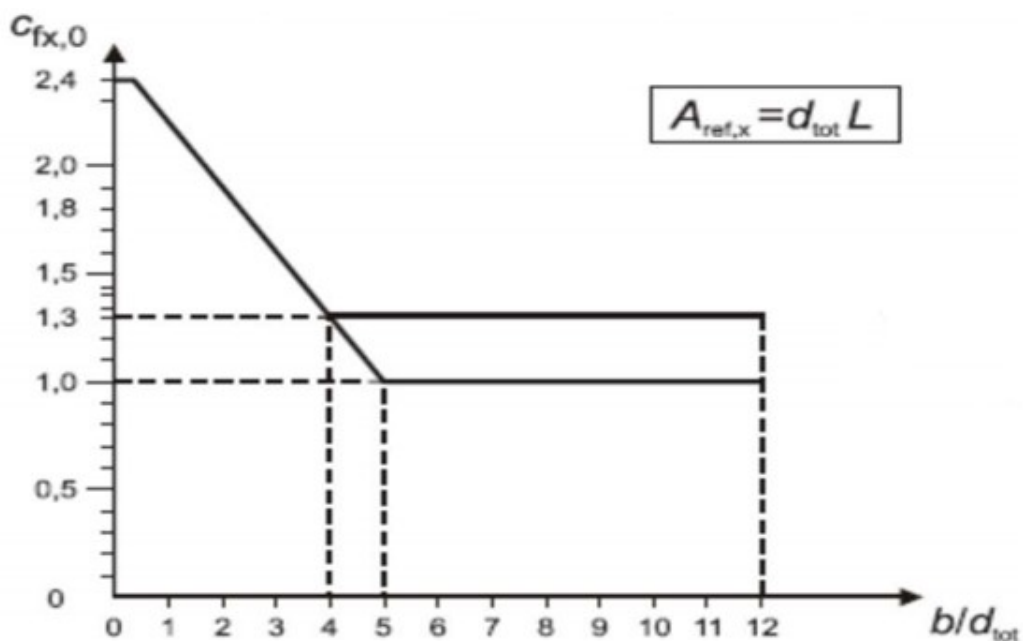
Έχουμε  $C_e = C_{e(z=10,III)} = 1.3$  θεωρώντας ότι η γέφυρα περνά μόλις πάνω από οδικό άξονα σε ημιαστικό περιβάλλον.

### Συντελεστής δύναμης $C_{fy,0}$

Ο συντελεστής  $C_{fy,0}$  είναι συνάρτηση του λόγου  $\frac{b}{d_{tot}}$  όπου το  $b$  είναι το πλάτος του καταστρώματος και  $d_{tot}$  είναι το ύψος του καταστρώματος συνεκτιμώντας το ύψος των συρμών και των πετασμάτων  $d_{tot}=d+ d^{**}$ . (Σχ.3.10).



Σχήμα 3.10 : Ορισμός συνολικού ύψους καταστρώματος  $d_{tot}$ .



Σχήμα 3.11 :  $C_{fy,0}$  συναρτήσει του  $b/d_{tot}$  (Σημείωση : προσοχή στους άξονες διότι άλλοτε ο εγκάρσιος άξονας αναφέρεται ως  $x$  και άλλοτε ως  $y$  ανάλογα με τον κανονισμό.)

Έχουμε στην υπό εξέταση γέφυρα :

Πλάτος καταστρώματος :  $b=12$  m



Ύψος δοκού + ύψος πλάκας επιδομής : 2.20 m

Ύψος συρμού  $d^{**}$ : 4.0 m

Προκύπτει :

$$d_{\text{tot}}=2.20+4.0=6.20 \text{ m} \quad (3.16)$$

και από το Σχ.3.11 προκύπτει  $C_{fy,0}=1.3$ .

### Επιφάνεια αναφοράς $A_{ref,y}$

Η επιφάνεια αναφοράς δίνεται από :

$$A_{ref,y} = L \cdot d_{ref} \quad (3.17)$$

Όπου  $L$  το συνολικό μήκος της γέφυρας και  $d_{ref}$  το ύψος αναφοράς της γέφυρας ανάλογα με το αν υπάρχει ή όχι κυκλοφορία. Στις σιδηροδρομικές γέφυρες λαμβάνεται  $d^{**}=4\text{m}$ . (Σχ.3.10)

Εν προκειμένω :

$$L=30 \text{ m} \quad (3.18)$$

και από τη σχέση (3.17), για τον υπολογισμό της δύναμης του ανέμου υπό κυκλοφορία, δηλαδή με  $d_{ref}=d_{tot}$  προκύπτει :

$$A_{ref} = L \cdot d_{ref} = 30 \cdot 6.20 = 186.0 \text{ m}^2 \quad (3.19)$$

Για πυκνότητα αέρα  $\rho=1.25 \text{ kg/m}^3$  και βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$  και συντελεστή ανεμοφόρτισης  $C$ , όπου :

$$C = c_e \cdot c_{f,y} \quad (3.20)$$

Η σχέση (3.15) δίνει:

$$F_{W_{yk}} = \frac{1}{1600} \cdot 33^2 \cdot 1.3 \cdot 1.3 \cdot 186 = 213.95 \text{ [kN]} \quad (3.21)$$

Σε μία γέφυρα με κυκλοφορία, ο άνεμος συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας με  $\psi_0=0.75$ . Στις σιδηροδρομικές γέφυρες *πρέπει* να ισχύει :

$$\psi_0 \cdot F_{wk} \leq F_{wk}^{**} \quad (3.22)$$

όπου  $F_{wk}^{**}$  προκύπτει από την σχ.(3.15) με μειωμένη ταχύτητα ανέμου :

$$v_{b0}^{**}=25 \text{ m/s} \quad (3.23)$$

$$F_{W_{yk}}^{**} = \frac{1}{1600} \cdot 25^2 \cdot 1.3 \cdot 1.3 \cdot 186 = 122.79 \text{ [kN]} \quad (3.24)$$

$$\text{Άρα, } 0.75 \cdot F_{w_{yk}} = 160.46 \geq 122.79 = F_{w_{yk}} ** \quad (3.25)$$

Τελικώς εφαρμόζεται μια δύναμη ανέμου  $F_{wyk}=122.79$  kN και ανάγεται σε μήκος  $L=30$  m.

### 3.6 Βάσεις Σχεδιασμού

#### Ομάδες Φόρτισης Σιδηροδρομικής Κυκλοφορίας

Τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία κυκλοφορίας εφαρμόζονται ταυτόχρονα και συγκροτούν ομάδες φόρτισης που κάθε μία λαμβάνεται ως μία αδιαίρετη μεταβλητή χαρακτηριστική δράση. Κάθε ομάδα φόρτισης συνδυάζεται με φορτία μη οφειλόμενα στην σιδηροδρομική κυκλοφορία (άνεμος, θερμοκρασία).

**Πίνακας 3.8 :** Ομάδες Φόρτισης με μία φορτιζόμενη σιδηρογραμμή

Αριθμός σιδηρογραμμών στον φορέα			Ομάδες Φόρτισης			Κατακόρυφες δυνάμεις			Οριζόντιες δυνάμεις			Σχόλια
1	2	≥ 3	Παραπομπή EN 1991-2			6.3.2/6.3.3	6.3.3	6.3.4	6.5.3	6.5.1	6.5.2	
			Αριθμός φορτιζόμενων σιδηρογραμμών	Ομάδα Φόρτισης (6)	Φορτιζόμενη σιδηρογραμμή	LM 71 <sup>(1)</sup> SW/0 <sup>(1)</sup> , HSLM <sup>(6)(7)</sup>	SW/2 <sup>(1)(3)</sup>	Απόρριπτος συρμός	Έλξη, Πέδηση <sup>(1)</sup>	Φυγόκεντρη δύναμη <sup>(1)</sup>	Δύναμη ρύγχους <sup>(1)</sup>	
			1	gr11	T <sub>1</sub>	1			1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	κατακόρυφη μέγιστη 1 με διαμήκη μέγιστη
			1	gr 12	T <sub>1</sub>	1			0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	κατακόρυφη μέγιστη 2 με διαμήκη μέγιστη
			1	gr 13	T <sub>1</sub>	1 <sup>(4)</sup>			1	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	διαμήκης μέγιστη
			1	gr 14	T <sub>1</sub>	1 <sup>(4)</sup>			0,5 <sup>(5)</sup>	1	1	πλευρική μέγιστη
			1	gr 15	T <sub>1</sub>			1		1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	πλευρική ευστάθεια με «αφόρτιστος συρμός»
			1	gr 16	T <sub>1</sub>		1		1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 με διαμήκη μέγιστη
			1	gr 17	T <sub>1</sub>		1		0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup>	SW/2 με εγκάρσια μέγιστη

**Πίνακας 3.9 :** Ομάδες Φόρτισης με δύο φορτιζόμενες σιδηρογραμμές

	2		gr 21	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1				1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	κατακόρυφη μέγιστη 1 με διαμήκη μέγιστη
	2		gr 22	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1				0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	κατακόρυφη μέγιστη 2 με εγκάρσια μέγιστη
	2		gr 23	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>				1 1	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	διαμήκης μέγιστη
	2		gr 24	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 <sup>(4)</sup> 1 <sup>(4)</sup>				0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 1	1 1	πλευρική μέγιστη
	2		gr 26	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1		1		1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	SW/2 με διαμήκη μέγιστη
	2		gr 27	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1 1		1		0,5 <sup>(5)</sup> 0,5 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	1 <sup>(5)</sup> 1 <sup>(5)</sup>	SW/2 με εγκάρσια μέγιστη
	≥3		gr 31	T <sub>1</sub>	0.75				0.75 <sup>(5)</sup>	0.75 <sup>(5)</sup>	0.75 <sup>(5)</sup>	συμπληρωματική περίπτωση φόρτισης

- (1) Όλοι οι συναφείς συντελεστές ( $\alpha$ ,  $\phi$ ,  $f$ , ...) θα λαμβάνονται υπόψη.
- (2) Το SW/0 θα λαμβάνεται υπόψη μόνο για φορείς με συνεχείς δοκούς.
- (3) Το SW/2 θα λαμβάνεται υπόψη μόνο εάν ορίζεται για τη σιδηροδρομική γραμμή.
- (4) Ο συντελεστής μπορεί να μειωθεί στο 0,5 εάν έχει ευνοϊκή επίδραση, δεν μπορεί να είναι μηδέν.
- (5) Σε ευνοϊκές περιπτώσεις αυτές οι μη καθοριστικές τιμές θα λαμβάνονται ίσες με το μηδέν.
- (6) HSLM και Πραγματικοί Συρμοί όπου απαιτούνται σύμφωνα με τα 6.4.4 και 6.4.6.1.1.
- (7) Εάν απαιτείται δυναμική ανάλυση σύμφωνα με τα 6.4.4 βλέπε επίσης 6.4.6.5(3) και 6.4.6.1.2.
- (8) Βλέπε επίσης Πίνακα A2.3 του EN 1990.

Η δράση ανέμου δεν χρειάζεται να συνδυάζεται με τις ομάδες φορτίων gr13, gr16, gr17, gr23 και gr26. Το χόνι δεν εξετάζεται γενικώς.

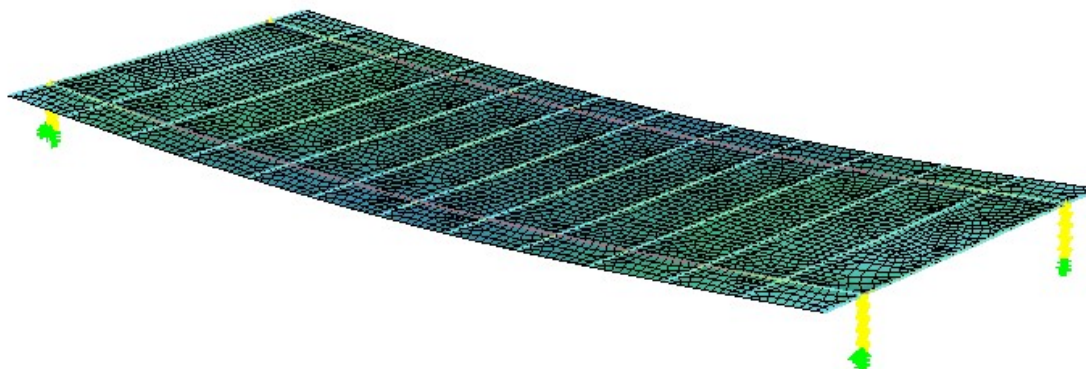
**Πίνακας 3.10 :** Συντελεστές  $\gamma$  και  $\psi_0$  στην ΟΚΑ για σιδηροδρομικές γέφυρες

Δράσεις		Ευμενής επίδραση	Δυσμενής επίδραση	Συντελεστής $\psi_0$
Μόνιμες δράσεις	G: $\gamma_G$	1.0	1.35	–
gr11÷gr15, gr21÷27 (LM71)	Q: $\gamma_Q$	0	1.45	LM71:0.8 HSLM:0.8
Άνεμος	W: $\gamma_Q$	0	1.5	1.0
Θερμοκρασία	T: $\gamma_Q$	0	1.5	0.6

### 3.7 Καθολική ανάλυση

#### 3.7.1 Προσομοίωση γέφυρας

Η προσομοίωση του πλήρους φορέα στο χώρο διενεργήθηκε με το πρόγραμμα Γερμανικής προέλευσης, SOFISTIK. Τα χαλύβδινα στοιχεία προσομοιώθηκαν με πεπερασμένα στοιχεία δοκού (beam elements) και η πλάκα καταστρώματος με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία τεσσάρων κόμβων (quadrilateral elements).

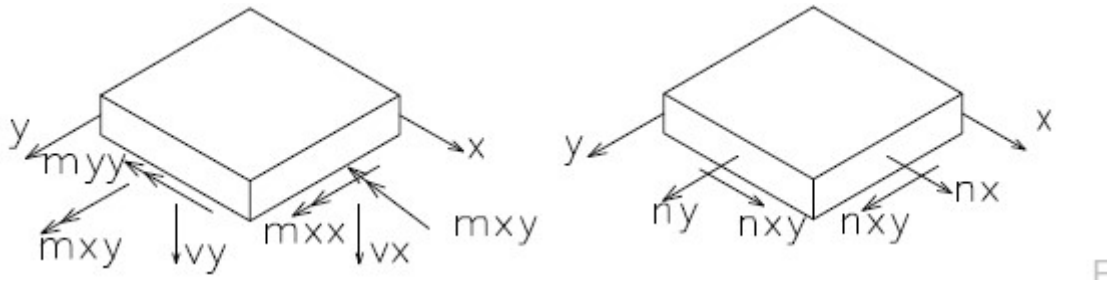


**Σχήμα 3.12 :** Προσομοίωση πλήρους φορέα.

Στην συγκεκριμένη μοντελοποίηση τα επιφανειακά στοιχεία βρίσκονται σε επαφή με τα στοιχεία δοκού και υπό αυτό τον τρόπο αποδίδεται η σύμμικτη λειτουργία. Ο κυρίαρχος λόγος που επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία είναι η ικανότητα τους να αποδίδουν τη συμπεριφορά πλάκας, δηλαδή την καμπτική της λειτουργία και ταυτόχρονα τη συμπεριφορά δίσκου, δηλαδή την μεμβρανική λειτουργία του καταστρώματος. Η ιδιότητα αυτή είναι πολύ σημαντική για την ακρίβεια των αποτελεσμάτων κυρίως στην δυναμική ανάλυση που τα δυναμικά φορτία αναπαριστούνται ως διερχόμενα και σημειακά  $P=P(t)$ . Ο ίδιος τρόπος μοντελοποίησης χρησιμοποιείται

τόσο στην στατική όσο και στην δυναμική ανάλυση με κάποιες παραλλαγές προς χάριν συμβατότητας και ευκολίας σύγκρισης στατικών και δυναμικών αποτελεσμάτων.

Το βασικό μειονέκτημα της μοντελοποίησης του Σχ.3.12 είναι η αδυναμία του να εξάγει αυτόματα τα εντατικά μεγέθη σύμμικτων διατομών. Το πρόβλημα αυτό παρακάμπτεται όταν πρόκειται για διατομές κατηγορίας 3, όπου οι έλεγχοι γίνονται σε όρους τάσεων. Για κατηγορίες 1,2 όπως προκύπτει στη παρούσα μελέτη το πρόβλημα παραμένει, αλλά είναι επιλύσιμο (Κεφ.3.9÷3.10).

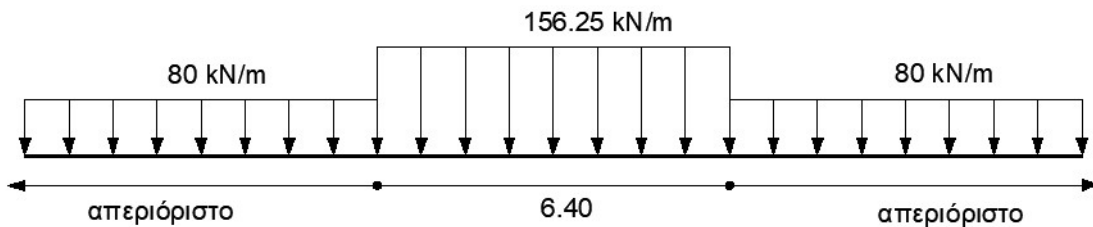


Σχήμα 3.13 : Quadrilateral elements.

### 3.7.2 Υπολογισμός φορτίων κυκλοφορίας

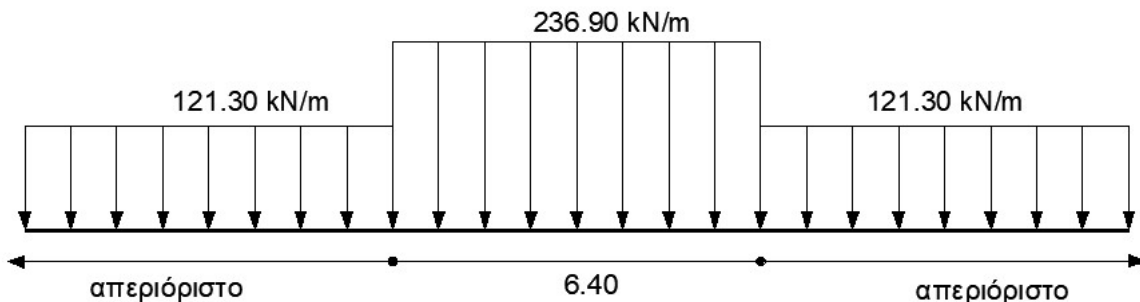
Κατά την καθολική ανάλυση του φορέα είναι επιθυμητό τα συγκεντρωμένα φορτία της πρότυπης φόρτισης LM71 (σχ.3.2) να αντικατασταθούν από ένα κατανομημένο φορτίο:

$$q_{Q,vk} = \frac{250}{1.6} = 156.25 \text{ [kN/m]} \quad (3.26)$$



Σχήμα 3.14 : Πρότυπη φόρτιση για καθολική ανάλυση.

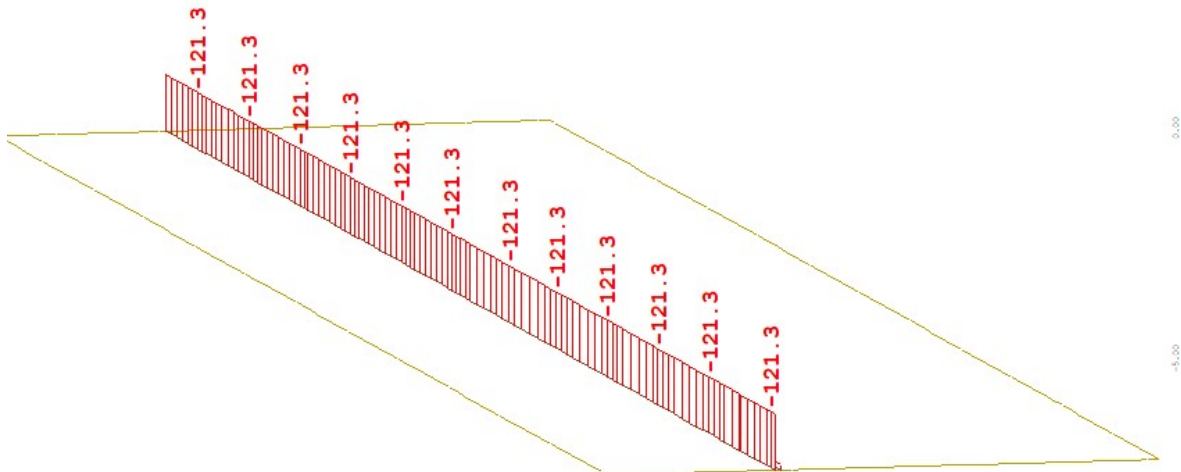
Θεωρείται βαρέα κυκλοφορία και υιοθετείται η σύσταση του Εθνικού προσαρτήματος για  $\alpha=1.33$ . Επιπλέον για την κύρια δοκό μέσω της σχ.3.6 για τυπική συντήρηση προκύπτει ο δυναμικός συντελεστής  $\Phi=1.14$ .



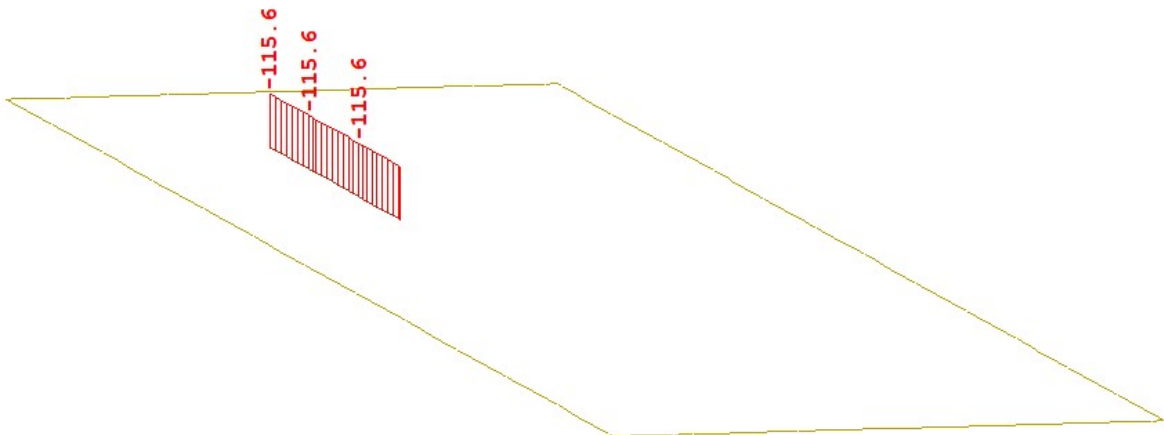
Σχήμα 3.15 : Κατηγοριοποιημένα φορτία πολλαπλασιασμένα με  $\Phi$  για κύρια δοκό.

Για να προσδιορισθεί η πλέον δυσμενής θέση της φόρτισης του σχ.3.15 για κάθε είδος καταπόνησης εφαρμόζεται ένα καταναμημένο φορτίο  $q_{vk}=121.30$  kN/m σε όλο το μήκος (σχ 3.17α) και ένα καταναμημένο για μήκος 6.40 m σε διάφορες θέσεις εξετάζοντας την περιβάλλουσα των φορτίσεων (σχ.3.17β).

$$q_{Q,vk} = 236.90 - 121.30 = 115.60 \text{ [kN/m]} \quad (3.16)$$



**Σχήμα 3.17<sup>α</sup>** : καταναμημένο φορτίο  $q_{vk}$  σε όλο το μήκος της γέφυρας.



**Σχήμα 3.17<sup>β</sup>** : καταναμημένο φορτίο  $q_{Q,vk}$  μήκους 6.40 m (running load).

Τα φορτία έλξης και πέδησης πολλαπλασιάζονται με το  $\alpha$  αλλά όχι με το  $\Phi$ . Στην περίπτωση που η γέφυρα φέρει δύο κατευθύνσεις σιδηρογραμμών συνδυάζονται με εφαρμογή δύναμη έλξης στη μία και πέδησης στην άλλη.

- Δύναμη έλξης:

$$Ql_{ak} = 33 \cdot 30 = 990 \leq 1000 \text{ kN} \quad (3.18)$$

με  $\alpha=1.33$  εφαρμόζεται :

$$Ql_{ak} = 33 \cdot 1.33 = 43.89 \text{ kN / m} \quad (3.19)$$

- Δύναμη πέδησης:

$$Ql_{bk} = 20 \cdot 30 = 600 \leq 6000kN \quad (3.20)$$

με  $\alpha=1.33$  εφαρμόζεται :

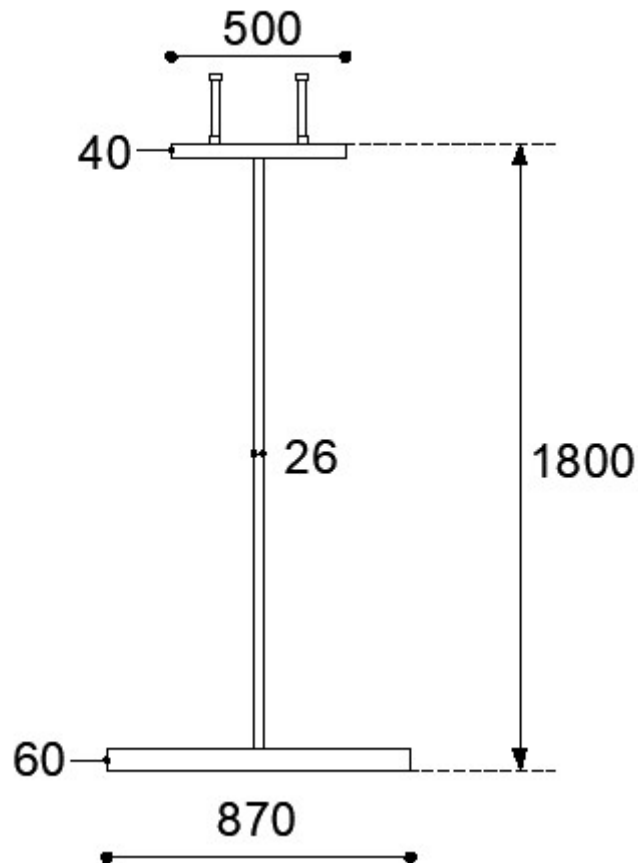
$$Ql_{bk} = 1.33 \cdot 20 = 26.6kN / m \quad (3.21)$$

- Φορτίο πλευρικής κρούσης

$$Ql_{sk} = 1.33 \cdot 100 = 133kN \quad (3.22)$$

### 3.7.3 Κύρια δοκός

Η κύρια δοκός είναι συγκολλητή διατομή μονής συμμετρίας και συνεργάζεται σύμμικτα με το κατάστρωμα.



Σχήμα 3.18 : Διατομή κύριας δοκού.

### Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη των διατομών σε κατηγορίες μας προστατεύει από τον τοπικό λυγισμό.

Πίνακας 3.11 : Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
					Άξονας κάμψης	
					Άξονας Κάμψης	
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 33 \cdot \epsilon$	$\text{όταν } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396 \cdot \epsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ $\text{όταν } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36 \cdot \epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 38 \cdot \epsilon$	$\text{όταν } \alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456 \cdot \epsilon}{13 \cdot \alpha - 1}$ $\text{όταν } \alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5 \cdot \epsilon}{\alpha}$			
3	$c/t \leq 124 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 42 \cdot \epsilon$	$\psi > -1: c/t \leq \frac{42 \cdot \epsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi}$ $\psi \leq -1: c/t \leq 62 \cdot \epsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

-Άνω πέλμα κατηγορία 1 :

Εξασφαλίζεται μέσω της σύνδεσης του με τους ήλους κεφαλής.

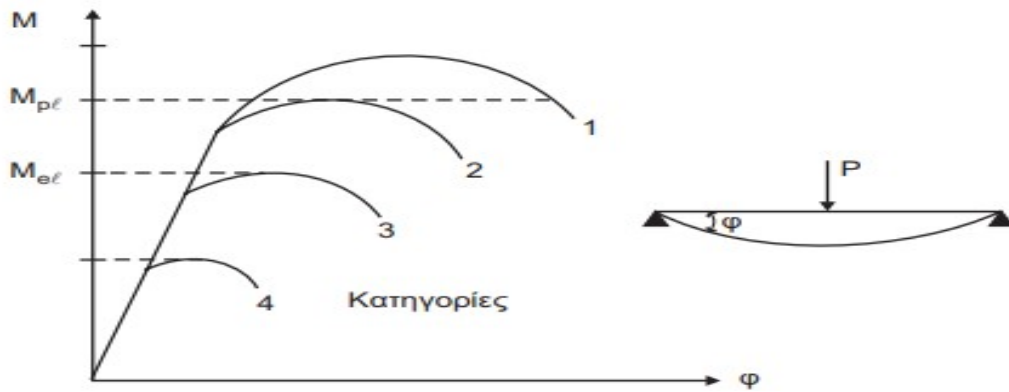
-Κάτω πέλμα κατηγορία 1 :

Μονίμως βρίσκεται σε καθεστώς εφελκυσμού.

-Κορμός σε κάμψη κατηγορία 2 :

$$\frac{c}{t} = \frac{1700}{26} = 65.38 \leq 83 \cdot \epsilon = 83 \cdot 0.81 = 67.23 \quad (3.23)$$

Άρα η διατομή της κύριας δοκού είναι κατηγορία 2. Συνεπώς επιτρέπεται τα δρόντα εντατικά μεγέθη να συγκριθούν με τα αντίστοιχα πλαστικά που αναπτύσσει η διατομή. Το προτέρημα της κατηγορίας διατομών 1, δηλαδή να παραλαμβάνει εντατικά μεγέθη ανάλογα με την πλήρη αντοχή της υπό πλαστική στροφή, δεν χρησιμοποιείται. Δεν σχεδιάζονται πλαστικές αρθρώσεις στην αναδομή. Κοντολογίς, στη γεφυροποιία οι κατηγορίες 1 και 2 έχουν κοινή χρησιμότητα.



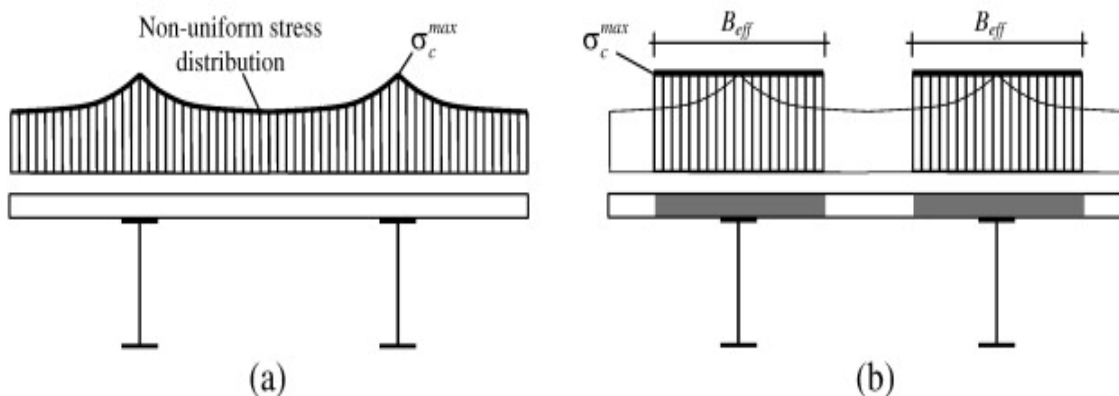
Σχήμα 3.19 : Κατηγορίες διατομών.

### Συνεργαζόμενο πλάτος

Σύμφωνα με την Τεχνική Θεωρία της Κάμψης (σχ3.24) όλα τα σημεία της διατομής που απέχουν ίδια απόσταση από τον ουδέτερο άξονα (στην ελαστική ανάλυση ουδέτερος και κεντροβαρικός ταυτίζονται) έχουν και ίδια τάση.

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot z \quad (3.24)$$

Στην πραγματικότητα και σύμφωνα με την θεωρία της ελαστικότητας κάτι τέτοιο δεν ισχύει. Σε πλατιά πέλατα λόγω της διατμητικής υστερήσεως (Shear lag) δημιουργούνται διατμητικές παραμορφώσεις με συνέπεια η κατανομή των ορθών τάσεων να είναι αυτή του σχήματος (3.20<sup>α</sup>). Η μέγιστη τιμή εμφανίζεται στη θέση συναρμογής πέλματος-κορμού.



Σχήμα 3.20 : Κατανομή ορθών τάσεων άνω πέλματος λόγω διατμητικής υστέρησης

Ουσιαστικά, το συνεργαζόμενο πλάτος αποτελεί ένα τέχνασμα για να εφαρμόσουμε την Τεχνική Θεωρία της Κάμψης, λαβαίνοντας την μέγιστη τιμή των ορθών τάσεων αλλά για μικρότερο πλάτος.

$$N_{\text{πραγματική κατανομή} \times \text{πλήρες πλάτος}} = N_{\text{μέγιστη τιμή} \times \text{συνεργαζόμενο πλάτος}}$$

Το συνεργαζόμενο πλάτος ισούται:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.25)$$

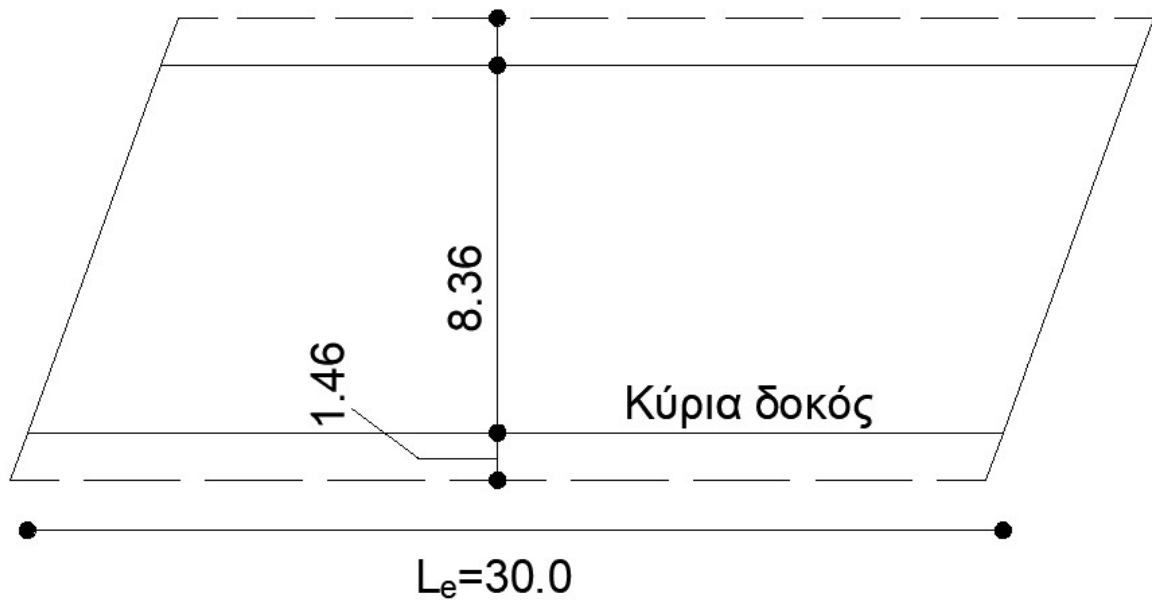


Όπου: 
$$b_{ei} = \frac{L_e}{8} \leq b_i \quad (3.26)$$

$L_e$ =η απόσταση γειτονικών μηδενισμών της ροπής.

$b_0$ =η απόσταση μεταξύ των κέντρων των εξωτερικών διατμητικών συνδέσμων.

$b_i$ = απόσταση από το μέσο της πλάκας έως το μέσον μεταξύ παράλληλων κορμών.



**Σχήμα 3.21 :** Κάτοψη γέφυρας για υπολογισμό συνεργαζόμενου πλάτους κύριας δοκού.

Έχουμε :

$$b_0 = 0$$

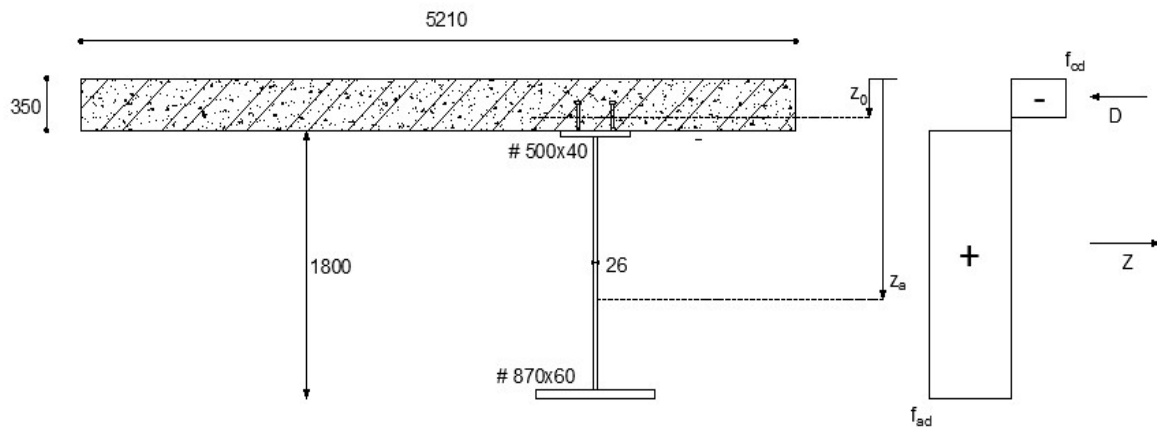
$$b_{e1} = \frac{30}{8} = 3.75 \leq \frac{8.36}{2.0} = 4.18m$$

$$b_{e2} = 1.46m$$

Συνεπώς ,

$$b_{eff} = 3.75 + 1.46 = 5.21m \quad (3.27)$$

### Υπολογισμός πλαστικής ροπής αντοχής.



Σχήμα 3.22 : Κατανομή τάσεων με πλαστικό ουδέτερο άξονα εντός της πλάκας.

Θέση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού :

$$z_a = 0.35 + \frac{(0.50 \cdot 0.04) \cdot 0.02 + (1.7 \cdot 0.026) \cdot 0.89 + (0.870 \cdot 0.06) \cdot 1.77}{0.500 \cdot 0.04 + 1.7 \cdot 0.026 + 0.870 \cdot 0.06} = 1.485m \quad (3.28)$$

Θλιπτική δύναμη :

$$D = b \cdot z_0 \cdot 0.85 \cdot f_{cd} \quad (3.29)$$

Εφελκυστική δύναμη :

$$Z = A_a \cdot f_{yd} \quad (3.30)$$

Θέση πλαστικού ουδέτερου άξονα, για  $D=Z$  :

$$z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{0.1164 \cdot 335}{5.21 \cdot 0.85 \cdot \frac{50}{1.5}} = 0.263m \leq h_c = 0.35m \quad (3.31)$$

Πλαστική ροπή αντοχής :

$$M_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} \cdot \left( z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 0.1164 \cdot 335000 \cdot \left( 1.485 - \frac{0.263}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 52778kN \cdot m \quad (3.32)$$

### Υπολογισμός πλαστικής αντοχής έναντι τέμνουσας

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αντοχή σε τέμνουσα για συγκολλητή διατομή είναι :

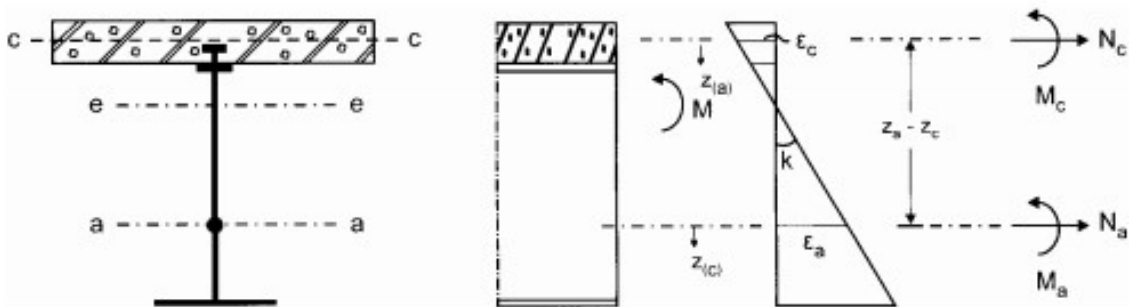
$$V_{pl,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} = 1.7 \cdot 0.026 \cdot \frac{335000}{\sqrt{3}} = 8548kN \quad (3.33)$$

### Υπολογισμός δρώντων μεγεθών

Για να εξαχθούν τα δρώντα εντατικά μεγέθη εφαρμόζεται η μέθοδος επιμέρους διατομών.

$$N_c + N_a = 0 \quad (3.34)$$

$$M_{ED} = M_c + M_a + N_a \cdot (z_a - z_c) \quad (3.35)$$

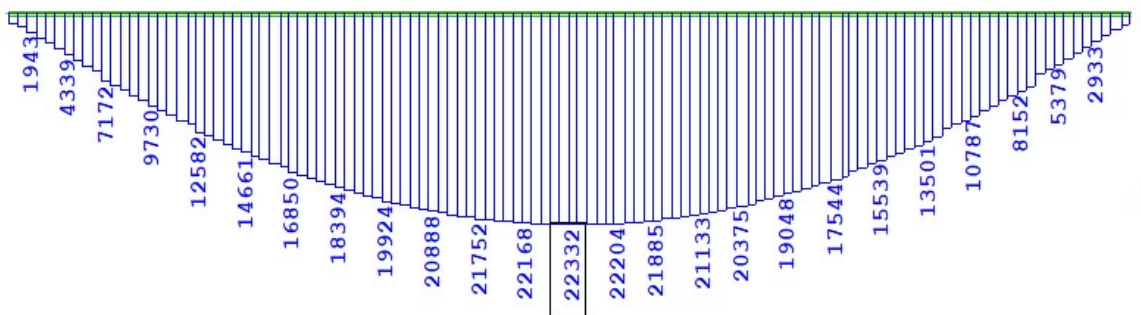


Σχήμα 3.23 : Μέθοδος επιμέρους διατομών.

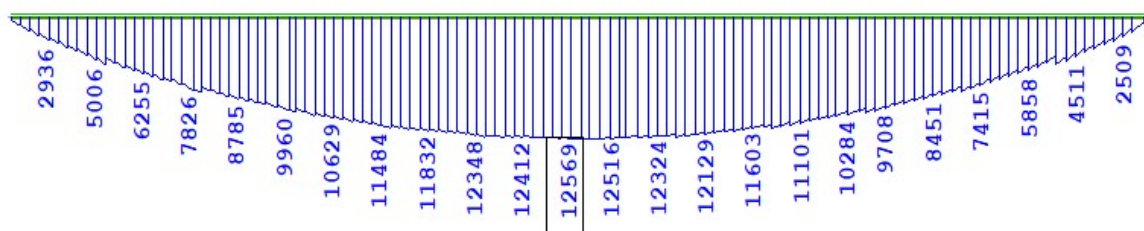
Για τον κρισιμότερο συνδυασμό των δράσεων :

$$1.35(G+G') + 1.45gr_{21} + 1.5W + 0.9T \quad (3.36)$$

προκύπτει :

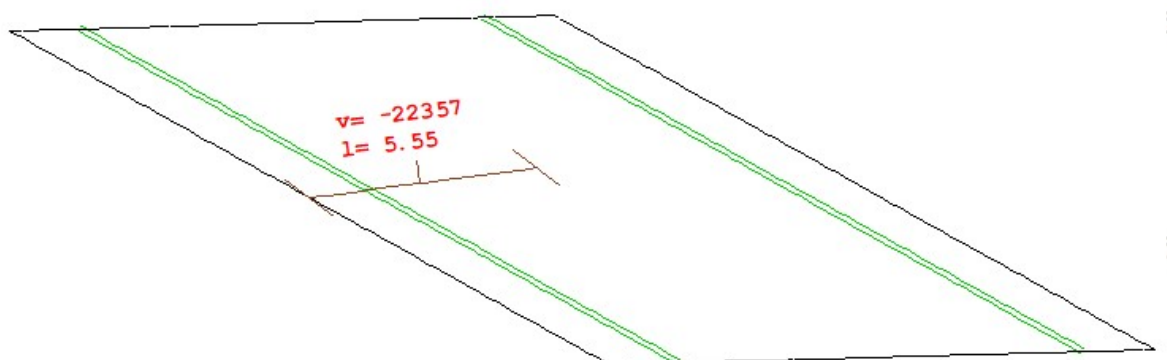


Σχήμα 3.24 : Περιβάλλουσα Αξονικών δυνάμεων σιδηροδοκού  $N_a$ .

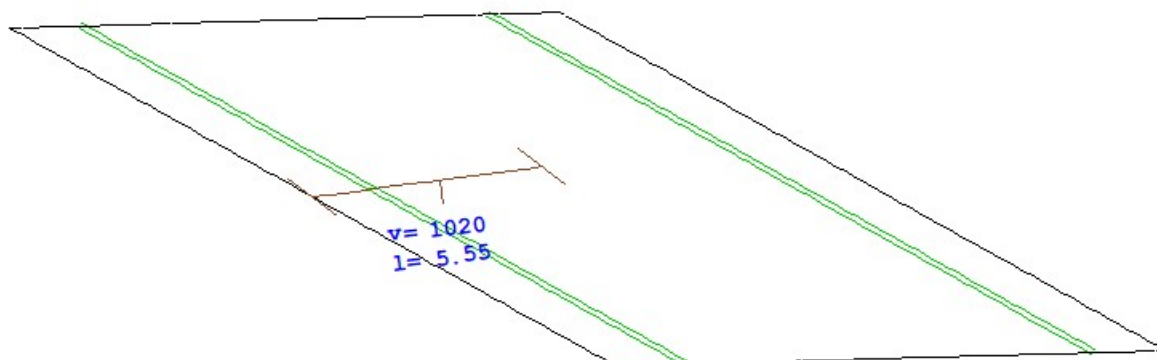


**Σχήμα 3.25 :** Περιβάλλουσα ροπών κάμψεως σιδηροδοκού  $M_a$ .

Για να εξαχθούν η θλιπτική δρώσα δύναμη του σκυροδέματος  $N_c$  και η ροπή του σκυροδέματος  $M_c$  χρησιμοποιείται η δυνατότητα του λογισμικού να αθροίζει τις τάσεις πάνω σε τομές στα επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία που ορίζει ο χρήστης. Σημειώνεται ότι το μήκος της τομής είναι το μισό πλάτος της γέφυρας λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική κατανομή των ορθών τάσεων και το φαινόμενο της διατμητικής υστερήσεως (βλ. σχήμα 3.20) .



**Σχήμα 3.26 :** Περιβάλλουσα θλιπτική δύναμη σκυροδέματος  $v=N_c$ .



**Σχήμα 3.27 :** Περιβάλλουσα ροπή κάμψης σκυροδέματος  $v=M_c$ .

Παρατηρείται ότι :

$$N_a = 22332kN$$

$$N_c = -22357kN$$

$$M_a = 12569kN \cdot m$$

$$M_c = 1020kN \cdot m$$

Με μεγάλη ακρίβεια επαληθεύεται η σχέση  $N_c + N_a = 0$  που οφείλει να ισχύει.

$$z_a = 1.485m$$

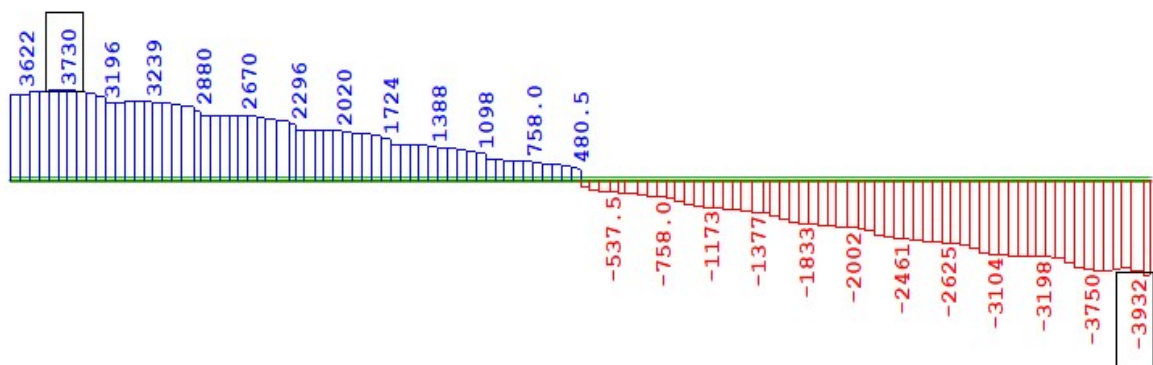
$$z_c = h_c = 0.175m$$

Από την σχέση (3.35) προκύπτει η  $M_{ed}$  :

$$M_{ed,y} = 12569 + 1020 + 22357 \cdot (1.485 - 0.175) = 42877kN \cdot m \quad (3.37)$$

Θεωρώντας ότι η διάτμηση παραλαμβάνεται μόνο από το κορμό της σιδηροδοκού

$$V_{ed,z} = 3932kN :$$



Σχήμα 3.28 :Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σιδηροδοκού  $V_{ed,z}$ .

### Έλεγχοι διατομής

-Έλεγχος κάμψης :

$$M_{ed,y} \leq M_{pl,Rd,y}$$

$$42877kN \cdot m \leq 52778kN \cdot m \quad (\text{Αξιοποίηση } 81\%, \text{σχ.3.38})$$

-Έλεγχος διάτμησης :

$$V_{ed,z} \leq V_{pl,Rd,z}$$

$$3932kN \leq 8548kN \quad (3.39)$$

Κάμψη και διάτμηση :

$$V_{ed,z} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z}$$

$$3932kN \leq 0,5 \cdot 8548 = 4274kN \quad (3.40)$$

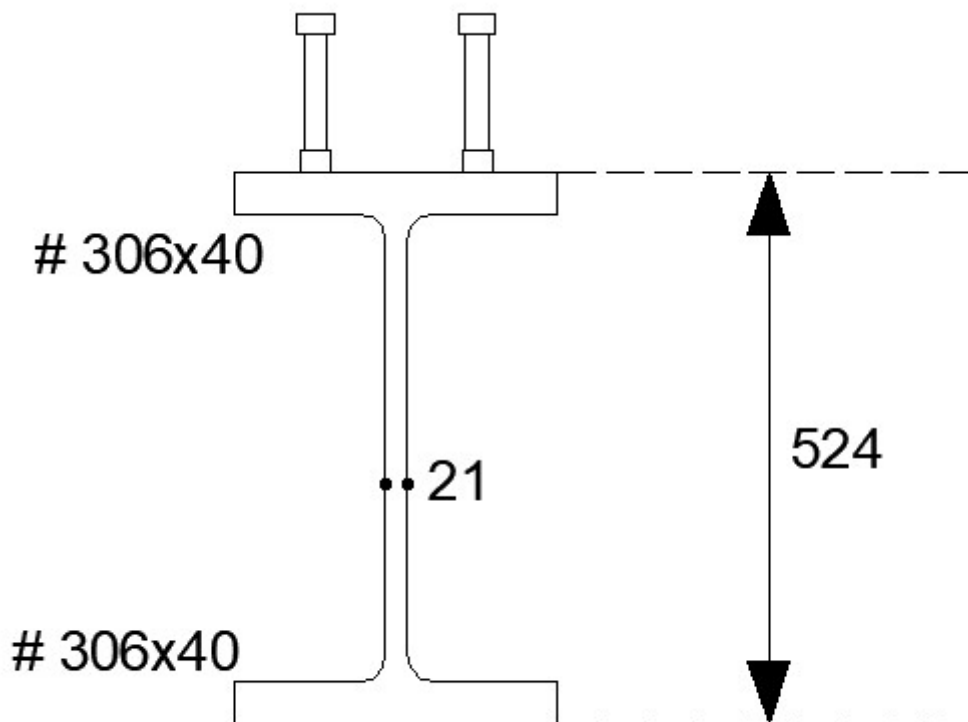
δεν απαιτείται απομείωσης της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

-Έλεγχος μέλους :

Κατά τη φάση λειτουργίας της γέφυρας, οι διαδοκίδες που βρίσκονται κοντά στο άνω θλιβόμενο πέλμα της κύριας δοκού θεωρείται ότι της προσδίδουν πλήρη πλευρική εξασφάλιση. Στη φάση κατασκευής, το θλιβόμενο πέλμα της σιδηροδοκού πρέπει να εξασφαλίζεται.

### 3.7.4 Διαδοκίδα

Η διαδοκίδα είναι μια ελατή διατομή διπλής συμμετρίας *HEM500* που συνεργάζεται σύμμικτα με το κατάστρωμα. Η κάθετη απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων είναι 2.35m.



Σχήμα 3.29 : Διατομή διαδοκίδας

#### Κατάταξη διατομής

-Άνω πέλμα κατηγορία I :

Εξασφαλίζεται μέσω της σύνδεσης του με τους ήλους κεφαλής.

-Κάτω πέλμα κατηγορία 1 :

Μονίμως βρίσκεται σε καθεστώς εφελκυσμού.

-Κορμός σε κάμψη κατηγορία 1 :

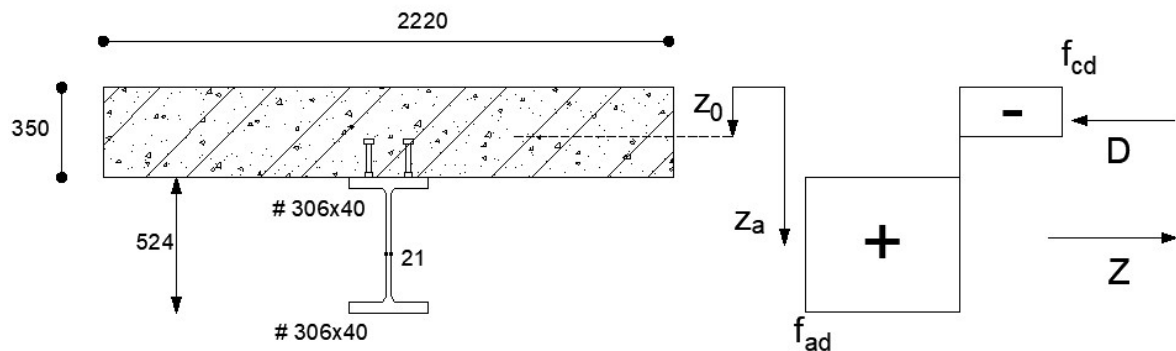
$$\frac{c}{t} = \frac{390}{21} = 18.57 \leq 72 \cdot \varepsilon = 72 \cdot 0.81 = 58.32 \quad (3.41)$$

### Υπολογισμός συνεργαζόμενου πλάτους

Με χρήση της σχέσης (3.25) και  $b_0=0$  προκύπτει :

$$b_{ei} = \frac{8.90}{8} = 1.11 \leq \frac{2.35}{2} = 1.175$$

$$b_{eff} = \sum b_{ei} = 1.11 + 1.11 = 2.22m \quad (3.42)$$



**Σχήμα 3.30:** Κατανομή τάσεων στη διαδοκίδα με πλαστικό ουδέτερο άξονα εντός της πλάκας.

Θέση του κέντρου βάρους της σιδηροδοκού :

$$z_a = 0.35 + \frac{0.524}{2} = 0.612m \quad (3.43)$$

Θέση πλαστικού ουδέτερου άξονα, για  $D=Z$  :

$$z_0 = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{0.0344 \cdot 355}{2.22 \cdot 0.85 \cdot \frac{50}{1.5}} = 0.194m \leq h_c = 0.35m \quad (3.44)$$

Πλαστική ροπή αντοχής :

$$M_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} \cdot \left( z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 0.0344 \cdot 355000 \cdot \left( 0.612 - \frac{0.194}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 6289kN \cdot m \quad (3.45)$$

### Υπολογισμός πλαστικής αντοχής έναντι τέμνουσας

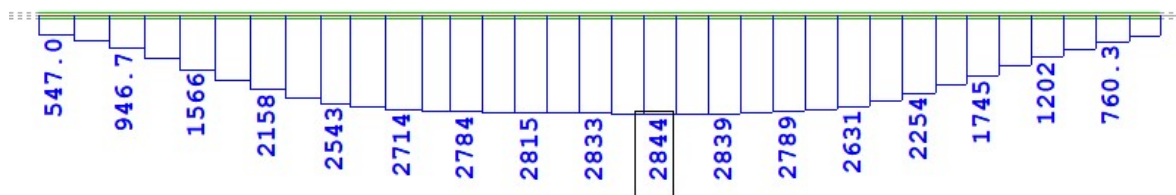
Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αντοχή σε τέμνουσα για ελατή διατομή είναι :

$$V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} = 0.0129 \cdot \frac{355000}{\sqrt{3}} = 2643kN \quad (3.46)$$

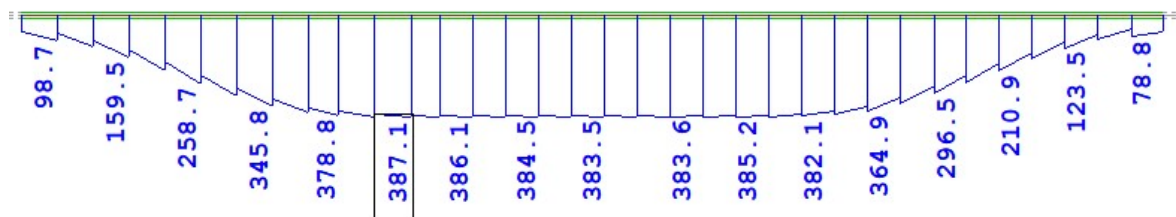
όπου ,  $A_v = A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$

$$A_v = 0.0344 - 2 \cdot 0.306 \cdot 0.040 + (0.021 + 2 \cdot 0.027) \cdot 0.040 = 0.0129m^2 \quad (3.47)$$

### Υπολογισμός δρώντων μεγεθών.

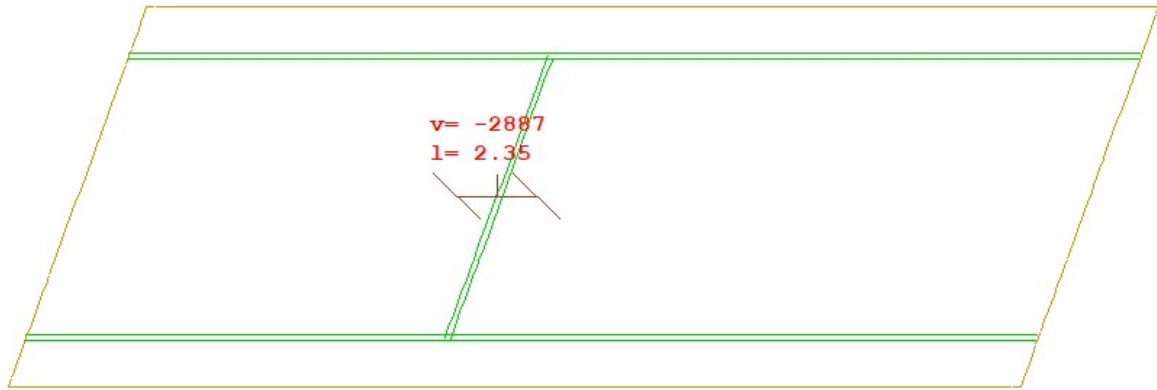


Σχήμα 3.31 : Περιβάλλουσα Αξονικών Δυνάμεων σιδηροδοκού διαδοκίδας  $N_a$ .

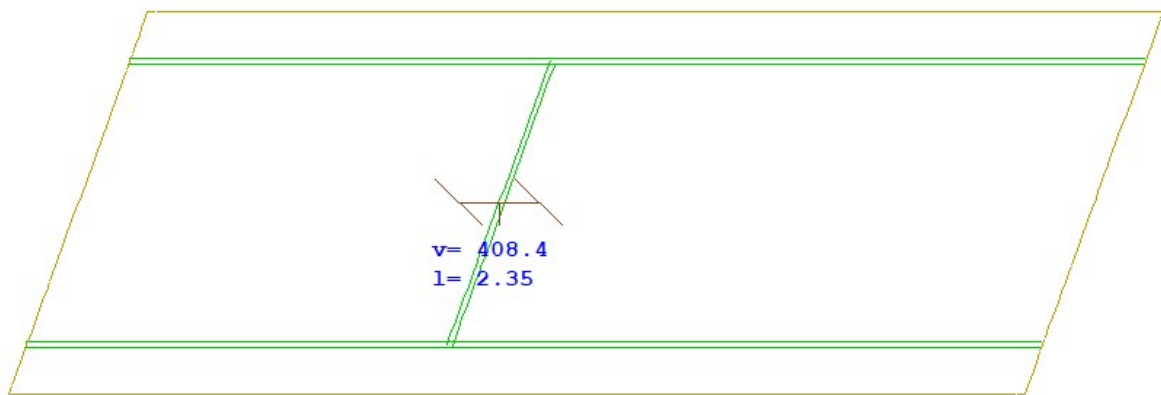


Σχήμα 3.32 : Περιβάλλουσα Ροπών Κάμψεως σιδηροδοκού διαδοκίδας  $M_a$ .





Σχήμα 3.33 : Περιβάλλουσα Θλιπτική Δύναμη σκυροδέματος  $v=N_c$ .



Σχήμα 3.34 : Περιβάλλουσα Ροπή Κάμψης σκυροδέματος  $v=M_c$ .

Παρατηρείται ότι:

$$N_a = 2844kN$$

$$N_c = -2887kN$$

$$M_a = 387.1kN \cdot m$$

$$M_c = 408.4kN \cdot m$$

Πρακτικά η σχέση  $N_c + N_a = 0$  επαληθεύεται.

$$z_a = 0.612m$$

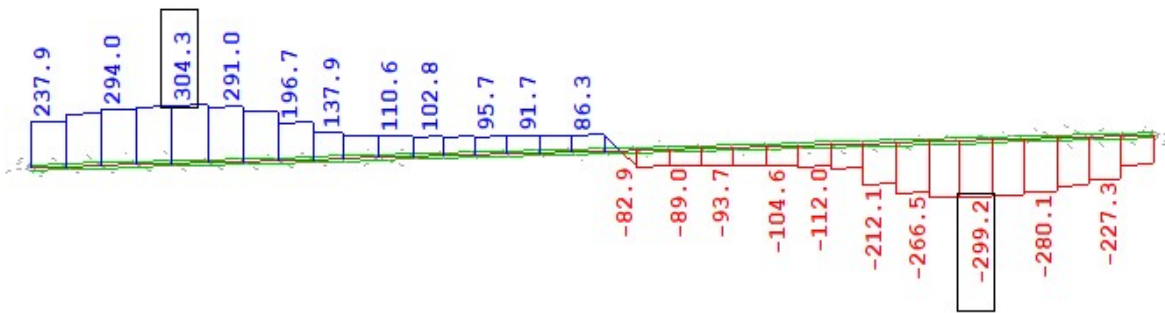
$$z_c = h_c = 0.175m$$

Από την σχέση (3.35) προκύπτει η  $M_{ed}$  :

$$M_{ed,y} = 387.1 + 408.4 + 2887 \cdot (0.612 - 0.175) = 2057.1kN \cdot m \quad (3.48)$$

Θεωρώντας ότι η διάτμηση παραλαμβάνεται μόνο από το κορμό της σιδηροδοκού:

$$V_{ed,z}=304.3kN$$



Σχήμα 3.35 : Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων σιδηροδοκού  $V_{ed,z}$

### Έλεγχοι διατομής

-Έλεγχος κάμψης :

$$M_{ed,y} \leq M_{pl,Rd,y}$$

$$2057.1kNm \leq 6289kNm \quad (3.49)$$

-Έλεγχος διάτμησης :

$$V_{ed,z} \leq V_{pl,Rd,z}$$

$$304.3kN \leq 2683kN \quad (3.50)$$

Κάμψη και διάτμηση :

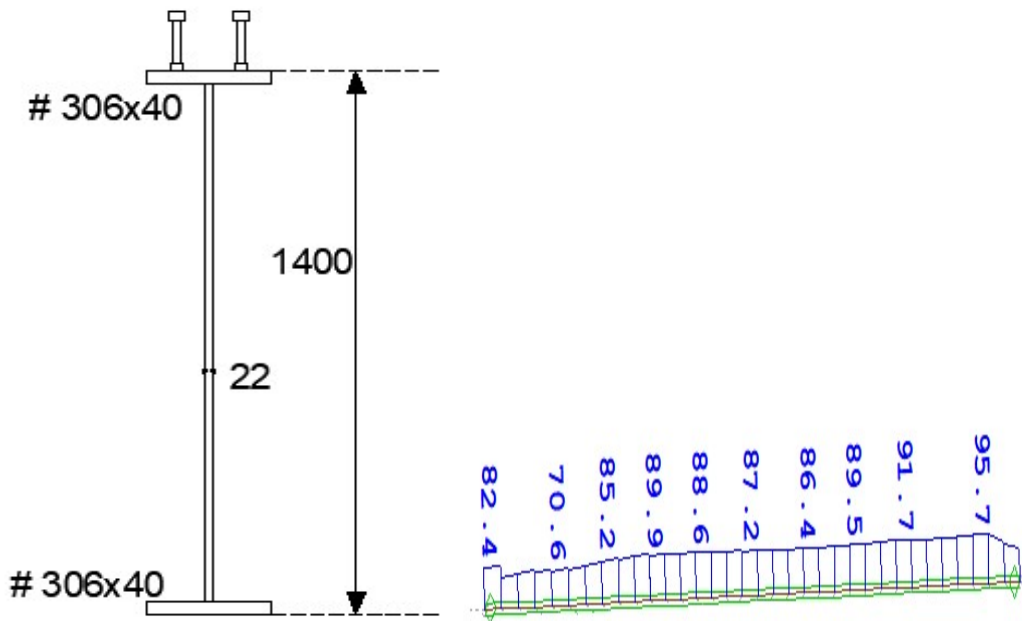
$$V_{ed,z} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd,z}$$

$$304.3kN \leq 0,5 \cdot 2683 = 1341.5kN \quad (3.51)$$

δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής λόγω τέμνουσας.

### 3.7.5 Ακραία διαδοκίδα

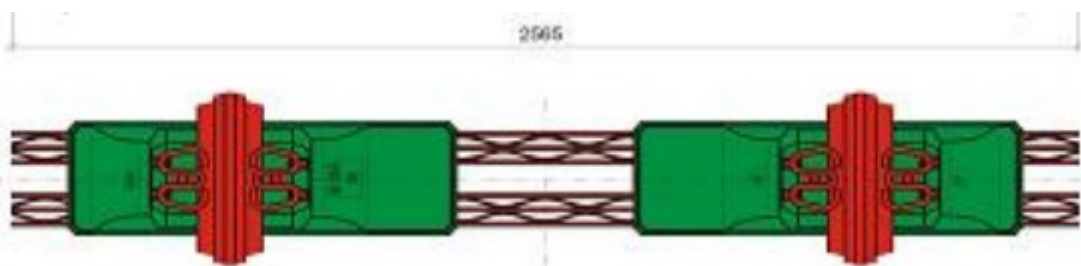
Στις θέσεις των στηρίξεων τοποθετούνται δύσκαμπτες διαδοκίδες ώστε να παραλαμβάνεται η πρόσθετη τοπική ένταση κατά την ανασήκωση της γέφυρας για την αλλαγή των εφεδράνων.



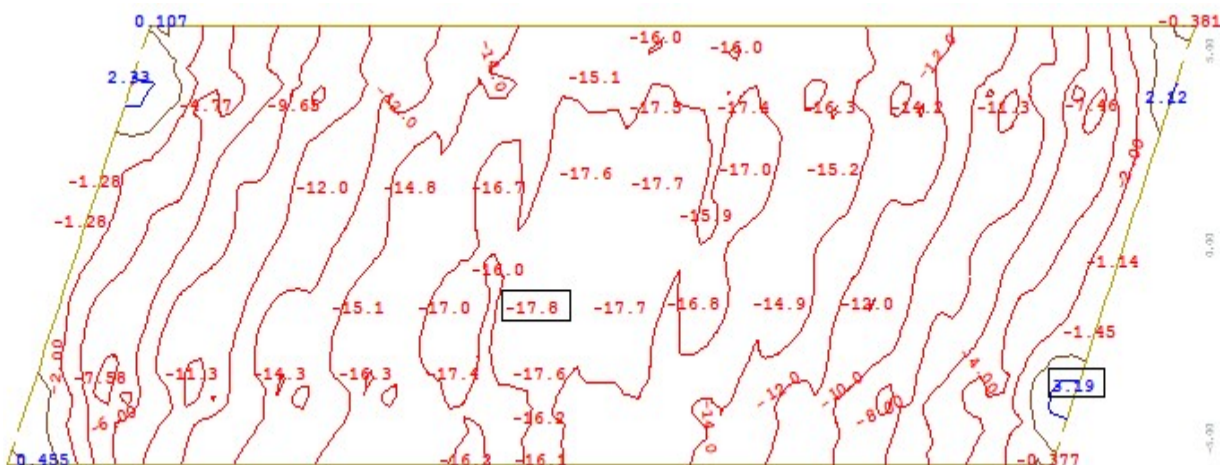
Σχήμα 3.36 :α) διατομή ακραίας διαδοκίδας,β) Τάσεις von mises στην ακραία διαδοκίδα.

### 3.7.6 Πλάκα καταστρώματος

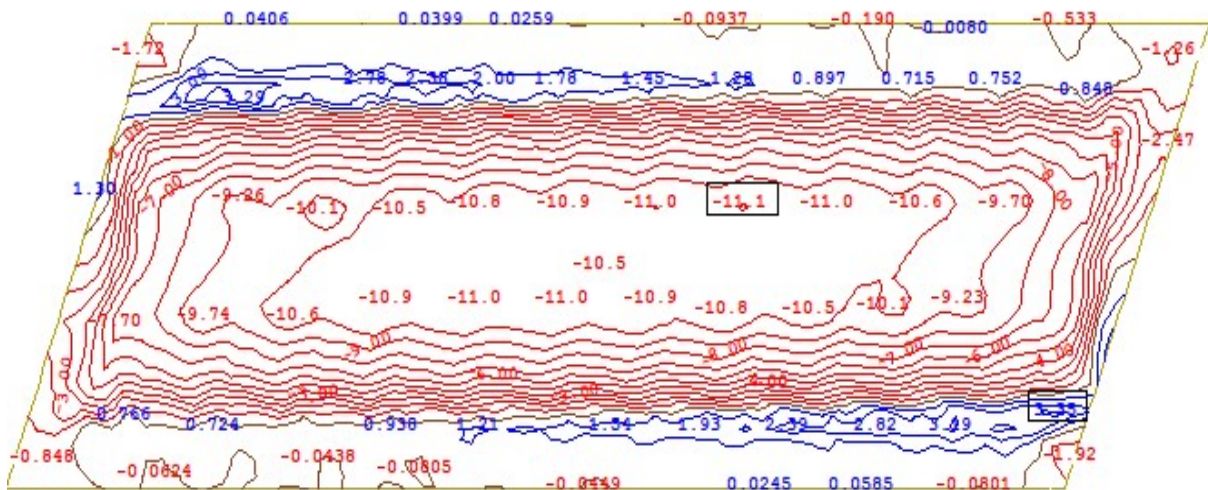
Για την διαστασιολόγηση της πλάκα καταστρώματος τα φορτία κατανέμονται στους στρωτήρες .



Σχήμα 3.37 :Τα φορτία της πρότυπης φόρτισης LM71 κατανέμονται στους στρωτήρες.



Σχήμα 3.38 : Θλιπτικές τάσεις σκυροδέματος στη πάνω ίνα κατά την διεύθυνση x.



Σχήμα 3.39 : Θλιπτικές τάσεις σκυροδέματος στη πάνω ίνα κατά την διεύθυνση y

$$\text{Για σκυρόδεμα C50/60 : } f_{cd} = a_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{50}{1,5} = 28,3 \geq 17,8 \text{ MPa}$$



## 4 Δυναμική ανάλυση

### 4.1 Στοιχεία δυναμικής

Στη δυναμική ανάλυση τα φορτία είναι συνάρτηση του χρόνου. Το μέτρο, η διεύθυνση και η θέση κάθε φορτίου αλλάζει από στιγμή σε στιγμή. Ταυτόχρονα ο τρόπος που ανθίσταται η κατασκευή είναι χρονικά μεταβλητός. Η σχεδόν ακαριαία φόρτιση, δεν ενεργοποιεί μονάχα τη στιβαρότητα της κατασκευής [K] αλλά και την αδράνεια της (αδράνεια : η διάθεση των σωμάτων να αντιστέκονται σε οποιαδήποτε αλλαγή της κινητικής τους κατάστασης) που είναι ευθέως ανάλογη της μάζας της [M]. Επιπλέον ασκούνται ελαστικές δυνάμεις αντίστασης που σχετίζονται με την ταχύτητα της φόρτισης [C]. Γίνεται λοιπόν σαφές ότι στις εξισώσεις ισορροπίας πρέπει να ληφθούν υπόψη οι άνωθεν δυνάμεις και πρέπει να εκτιμάται κάθε φορά ο βαθμός επιρροής τους στο πρόβλημα, δηλαδή τότε πρέπει να διερευνηθεί ο δυναμικός χαρακτήρας του προβλήματος.

#### Δυναμικός συντελεστής μεγέθυνσης

Ένα εποπτικό μέτρο που εκφράζει την δυναμική συμπεριφορά είναι ο λόγος αποκρίσεως  $R(t)$ .

$$R(t) = \frac{a(t)}{a_{static}} \quad (4.1)$$

Όπου:  $a(t)$  : δυναμικό μέγεθος την στιγμή  $t$   
 $a_{static}$  : στατικό μέγεθος

Η μέγιστη απόλυτη τιμή του λόγου αποκρίσεως  $R(t)$  ονομάζεται δυναμικός συντελεστής μεγέθυνσης  $D$  ( Dynamic Amplification Factor). Είναι ένας αδιάστατος συντελεστής πολύ εύχρηστος αφού προσδιορίζει άμεσα τις ακραίες εντατικές και παραμορφωσιακές καταστάσεις της κατασκευής για δεδομένη φόρτιση.

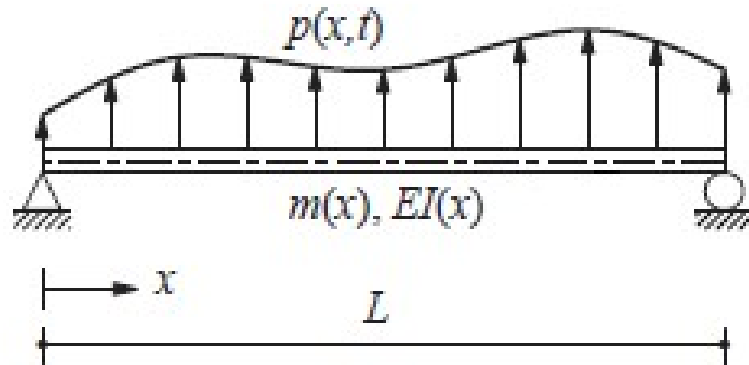
$$DAF = MAX | R(t) | \quad (4.2)$$

#### Ιδιοσυχνότητα ταλάντωσης

Κάθε σώμα στη φύση όταν διεγείρεται από κάποιο εξωτερικό αίτιο ταλαντεύεται σε κάποια συγκεκριμένη συχνότητα. Την συχνότητα αυτή την χαρακτηρίζουμε ως φυσική μιάς και είναι ίδιον χαρακτηριστικό του σώματος εξαρτώμενο από τη μάζα και την δυσκαμψία του.

$$f = \frac{1}{T} [\text{sec}^{-1}] \quad (4.3)$$

Στην περίπτωση ομοιόμορφης αμφιέριστης δοκού χωρίς απόσβεση :

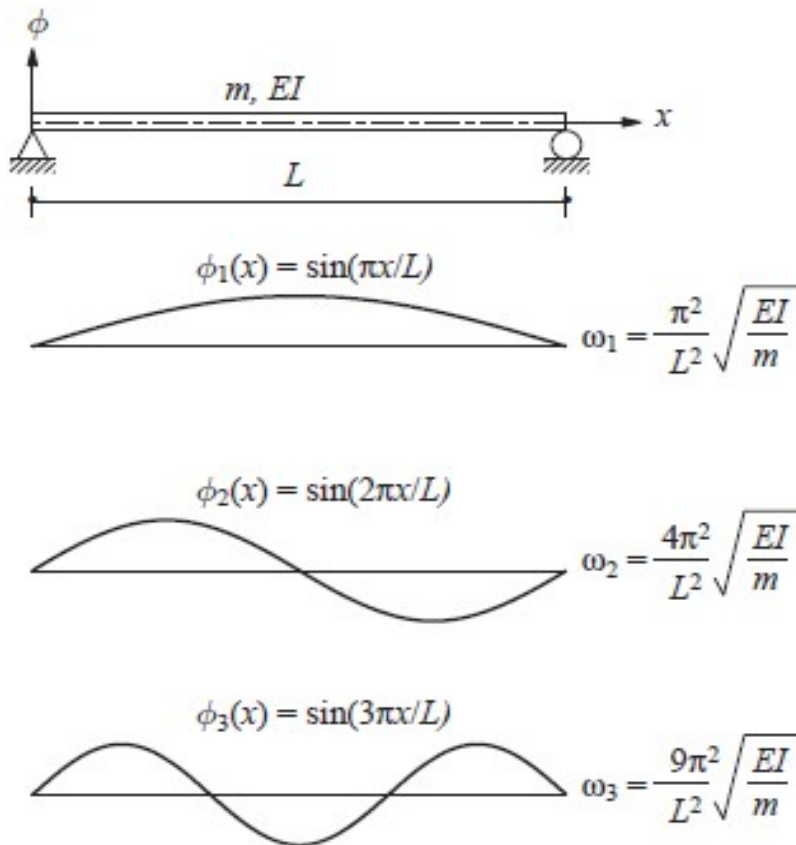


**Σχήμα 4.1** :Σύστημα με κατανεμημένη μάζα και ελαστικότητα.

Η μερική διαφορική εξίσωση που διέπει το πρόβλημα είναι (Bernouli-Euler) :

$$m(x) \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} [EI(x) \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}] = p(x, t) \quad (4.4)$$

Και επιλύοντας την, προκύπτουν οι αναλυτικές σχέσεις των ιδιομορφών και των ιδιοσυχνοτήτων.



**Σχήμα 4.2** :Ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες ταλάντωσης ομοιόμορφων αμφιέριστων δοκών.

Η πρώτη κυκλική συχνότητα  $\omega_1$  δίδεται ως:

$$\omega_1 = \pi^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{m \cdot L^4}} \quad (4.5)$$

Όπου:

$m$  : κατανεμημένη μάζα κατά μήκος (G+G' στη γέφυρα)

$EI$ : ακαμψία δοκού

$L$  : μήκος ανοίγματος

$g$  :  $9.81 \text{ m/s}^2$

Και δεδομένου ότι το μέγιστο βέλος  $\delta_0$  αμφιέρειστης δοκού υπό ομοιόμορφο φορτίο  $m \cdot g [kN/m]$  είναι :

$$\delta_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{(m \cdot g) \cdot L^4}{E \cdot I} \quad [\text{mm}] \quad (4.6)$$

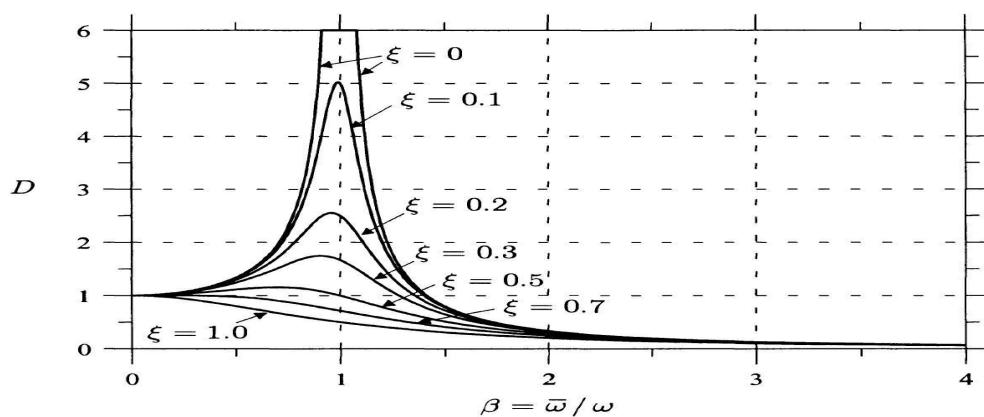
από τις σχέσεις (4.5),(4.6) προκύπτει η καμπτική ιδιοσυχνότητα αμφιέρειστης γέφυρας  $n_0$ :

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} \quad [\text{Hz}] \quad (4.7)$$

η αναλυτική σχέση (4.5) ισχύει προσεγγιστικά σε πλαισιωτές γέφυρες άνω και κάτω διάβασης θεωρώντας ότι η γέφυρα έχει συμπεριφορά ομοιόμορφου δοκού.

## . Συντονισμός

Ένα πολύ επικίνδυνο φαινόμενο που μπορεί να εμφανιστεί υπό τις δυναμικές επιρροές των φορτίων είναι ο συντονισμός. Ήτοι η συχνότητα διέγερσης  $\bar{\omega}$  να συμπίπτει με την φυσική ιδιοσυχνότητα  $\omega$  της γέφυρας (ή με ένα πολλαπλάσιο αυτής) προκαλώντας υπέρμετρα πλάτη ταλαντώσεων. Η δυναμική ανάλυση οφείλει να εξακριβώνει τις προϋποθέσεις υπό τις οποίες εμφανίζεται ο συντονισμός και να περιγράφει την απόκριση του φορέα στην πιθανότητα αυτή. Σημειώνεται ότι άπαξ και εμφανίζεται συντονισμός δεν είναι ευκόλως εφικτό η αποτροπή του και η λύση να αλλαχθεί η φυσική ιδιοσυχνότητα του φορέα αλλάζοντας την στιβαρότητα του σε πολλές περιπτώσεις είναι πρακτικώς αδύνατη.



**Σχήμα 4.3** : Μεταβολή του δυναμικού συντελεστή μεγεθύνσεως συναρτήσει της απόσβεσης και του λόγου συχνοτήτων.



## 4.2 Απαιτήσεις για δυναμική ανάλυση

Στις σιδηροδρομικές γέφυρες, η δυναμική συμπεριφορά εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Ο παράγοντας που επηρεάζει καθοριστικά τη δυναμική απόκριση είναι η ταχύτητα διέλευσης του τροχαίου υλικού. Όσο η ταχύτητα αυξάνεται τόσο επιτακτικότερη είναι η διενέργεια δυναμικής αναλύσεως.

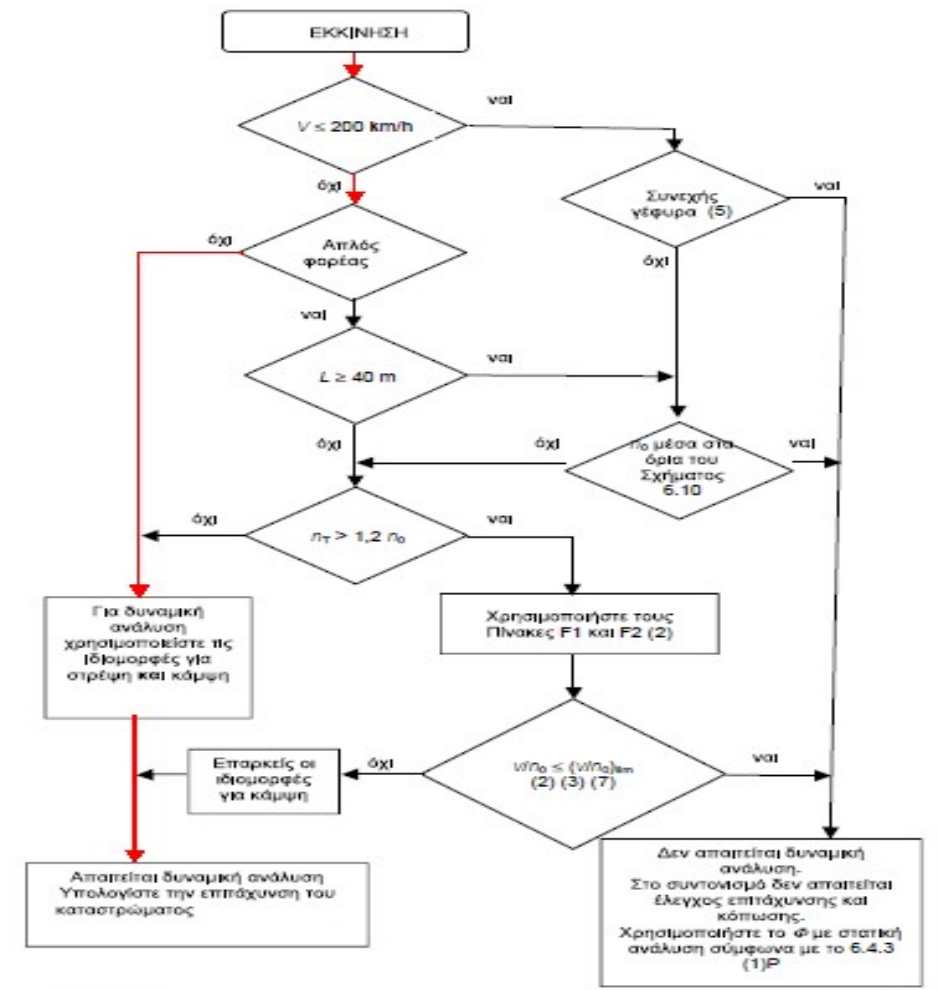
Το άνοιγμα της γέφυρας και πιο συγκεκριμένα το μήκος της γραμμής επιρροής της κατακόρυφης παραμόρφωσης εκάστου μέλους, επηρεάζει με τρόπο αντίστροφο τα πράγματα. Όσο πιο μικρή είναι η γέφυρα, τόσο πιο σημαντικά είναι τα δυναμικά φαινόμενα. Επίσης, κάνοντας κανείς την εύλογη παραδοχή ότι η μάζα της γέφυρας είναι ανάλογη του μήκους της, μπορεί να ισχυρισθεί ότι η αύξηση της μάζας αμβλύνει τις δυναμικές επιρροές γενικώς.

Εκτός από την ταχύτητα, και η φύση της φόρτισης μπορεί να αποβεί καθοριστική για την δυναμική επίπτωση που προκαλεί στη γέφυρα. Η συνεπής απόσταση των αξονικών φορτίων των βαγονιών επί μακρών αμαξοστοιχιών μπορεί να προκαλέσει συχνότητα διέγερσης που να συμπίπτει με τη φυσική ιδιοσυχνότητα της γέφυρας δημιουργώντας φαινόμενα συντονισμού.

Το υφιστάμενο σύστημα επιδομής σε συνδυασμό με τυχόν κατακόρυφες παρεκκλίσεις της σιδηροτροχιάς επηρεάζουν την δυναμική συμπεριφορά.

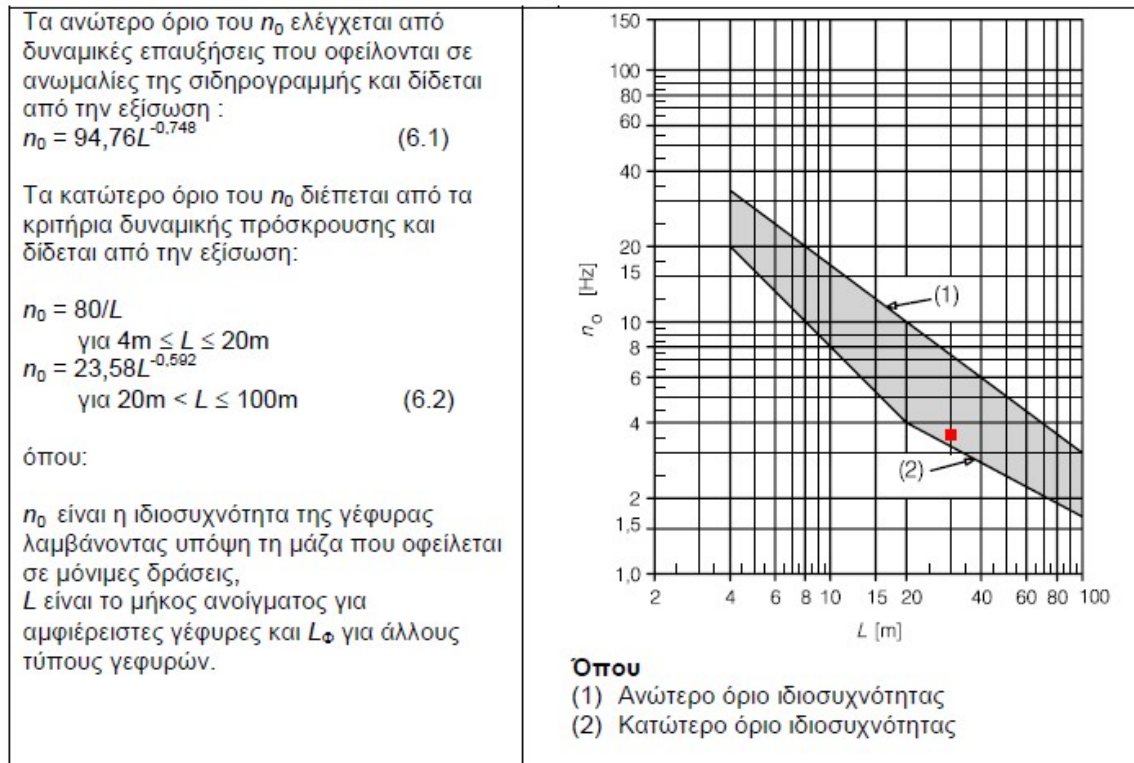
Ο βαθμός επιρροής κάθε παράγοντα διερευνάται ενδελεχώς χρησιμοποιώντας την ελάχιστη τιμή της απόσβεσης.

**Πότε απαιτείται δυναμική ανάλυση.**

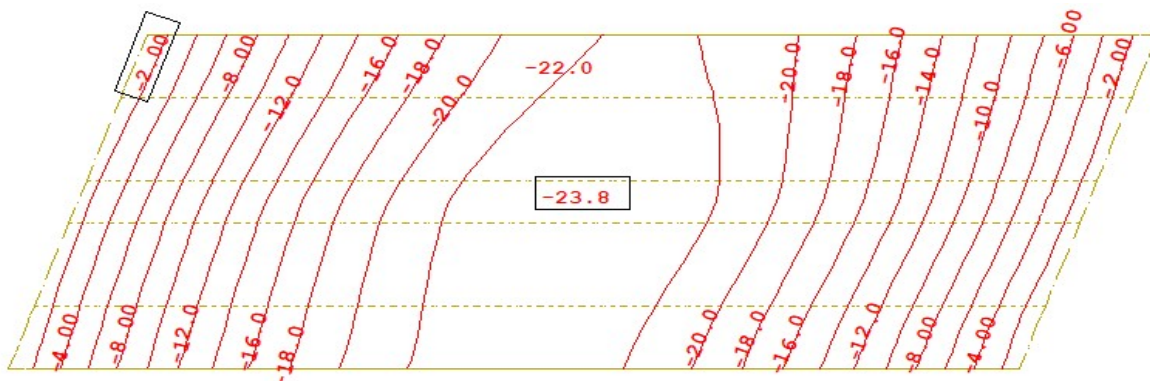


**Σχήμα 4.4:** Διάγραμμα ροής για τον καθορισμό κατά πόσον απαιτείται δυναμική ανάλυση. Στο σχήμα (4.4), απλός φορέας θεωρείται η αμφιέρειστη γέφυρα με αμελητέα επίδραση λοξότητας στις δύσκαμπτες διαδοκίδες. Εν προκειμένω εξετάζεται ένας μη απλός φορέας. Τίθεται ως στόχος να διερευνηθεί η δυναμική συμπεριφορά για ταχύτητα διέλευσης μεγαλύτερη των 200km/h. Βάσει του διαγράμματος ροής απαιτείται δυναμική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιομορφές για κάμψη και στρέψη.

Αν η ταχύτητα γραμμής είναι μέχρι 200km/h και η καμπτική ιδιοσυχνότητα  $n_0$ , όπως ορίζεται στην (σχ.4.6), είναι εντός του χωρίου του σχήματος (4.8) δεν απαιτείται δυναμική ανάλυση.



**Σχήμα 4.5 :** Όρια ιδιοσυχνοτήτων συναρτήσει του μήκους της γέφυρας  $L[m]$ .



**Σχήμα 4.6 :** Βέλη σε [mm] λόγω  $(G+G')$ .

Με  $\delta_0=23.8\text{mm}$  :

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} = \frac{17.75}{\sqrt{23.8}} = 3.638\text{Hz} \quad (4.8)$$

Η  $n_0$  για  $L=30$  m εντοπίζεται εντός του χωρίου που απαλλάσσει από την δυναμική ανάλυση. Το γεγονός αυτό καταδεικνύει πως η ταχύτητα 200km/h αποτελεί ορόσημο για τον σχεδιασμό.

Η  $n_0$  υπολογίζεται και με άλλες μεθόδους εκτός από την (σχ.4.7) και οι προκύπτουσες τιμές ομοιοούν.

#### 4.3 Η εξίσωση $[M] \cdot \ddot{u} + [C] \cdot \dot{u} + [K] \cdot u = \underline{F}(t)$

Ο αντικειμενικός στόχος κάθε δυναμικής αναλύσεως είναι να καταστρωθεί και να επιλυθεί η εξίσωση :

$$[M] \cdot \ddot{u} + [C] \cdot \dot{u} + [K] \cdot u = \underline{F}(t) \quad (4.9)$$

Όπου:

$[M]$  : το μητρώο μάζας

$[C]$  : το μητρώο απόσβεσης

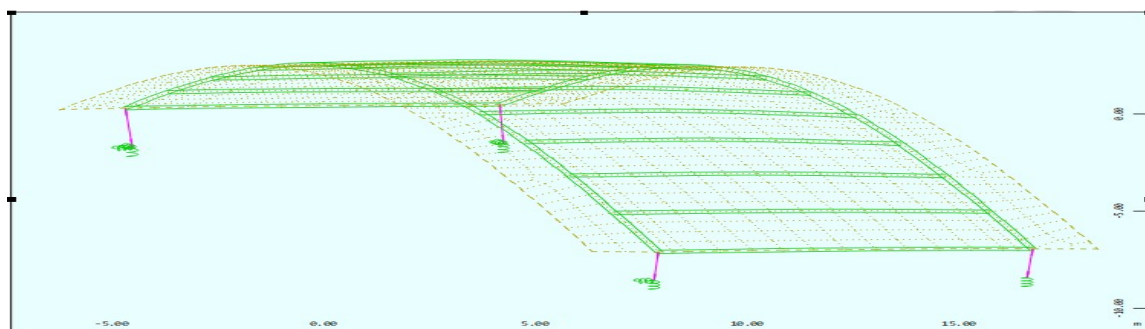
$[K]$  : το μητρώο στιβαρότητας

$\underline{F}(t)$  : η επιβαλλόμενη φόρτιση συναρτήσει του χρόνου

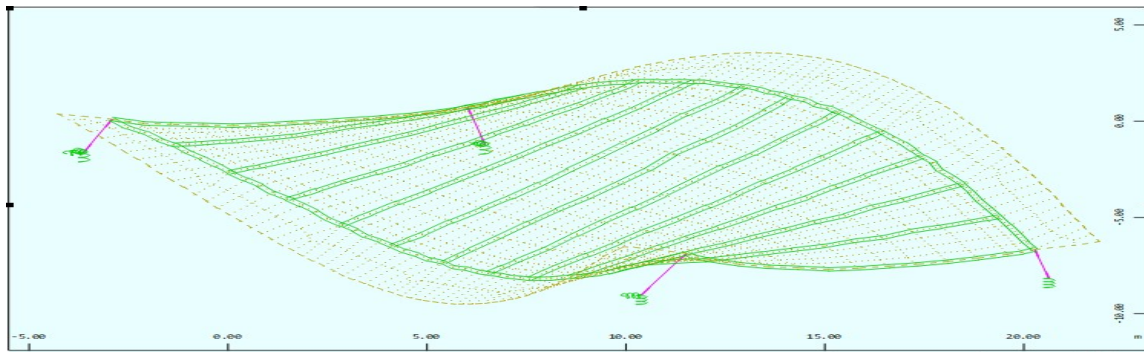
#### 4.3.1 Φυσικές ιδιοσυχνότητες της γέφυρας.

Πίνακας 4.1 : Φυσικές ιδιομορφές και αντίστοιχες συμμετέχουσες μάζες.

No	Hz	$M_{eff,x}(\%)$	$M_{eff,y}(\%)$	$M_{eff,z}(\%)$
$f_1(n_0)$	3.597	7.2	0.1	75.1
$f_2(n_\tau)$	5.646	0.7	66	0
$f_3$	7.438	20.9	23.7	0



Σχήμα 4.7<sup>a</sup> : Καμπτική φυσική ιδιομορφή  $f_1(n_0) = 3.597$  Hz



Σχήμα 4.7<sup>β</sup>: Στρεπτική φυσική ιδιομορφή  $f_2(n_\tau) = 5.646 \text{ Hz}$

#### 4.3.2 Μητρώο μάζας [M]

Πολλές κατηγορίες κατασκευών μπορούν να προσομοιωθούν αποτελεσματικά ως διακριτά συστήματα συγκεντρωμένων μαζών. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελούν τα πολυώροφα κτίρια στα οποία κατά την σεισμική ανάλυση γίνεται η εύλογη παραδοχή ότι η μάζα είναι συγκεντρωμένη στις στάθμες των ορόφων. Επιπλέον, όταν μελετάται η απόκριση μίας γέφυρας υπό σεισμικές δράσεις, το μονοβάθμιο σύστημα είναι ικανό να αποδώσει ρεαλιστικά υπό προϋποθέσεις την απόκριση της γέφυρας. Ωστόσο υπάρχουν συστήματα στα οποία η θεώρηση συγκεντρωμένων μαζών δεν αποτελεί μία φυσική προσέγγιση (π.χ τοξωτό φράγμα, καπνοδόχος).



Σχήμα 4.8: Συστήματα κατανεμημένων μαζών α) Φράγμα Pine Lane β) Καπνοδόχος Aramon, Γαλλίας

Εν προκειμένω, για να διερευνηθεί η σιδηροδρομική γέφυρα υπό τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας, θεωρείται πλήρως κατανεμημένη μάζα σε όλα τα φέροντα ή μη στοιχεία της γέφυρας. Το γεγονός αυτό απειρίζει του βαθμούς ελευθερίας και καθιστά την αριθμητική επίλυση ως την πλέον κατάλληλη.

$$[M]_{n \times n}, n \rightarrow \infty \quad (4.10)$$

## Επιρροή της μάζας

Οποιαδήποτε υπερτίμηση της μάζας υποεκτιμά τα δυναμικά φαινόμενα και αντιστρόφως. Η μέγιστη επιτάχυνση του φορέα είναι αντιστρόφως ανάλογη της μάζας. Συνεπώς, γίνεται σαφές ότι απαιτείται ο λεπτομερέστερος προσδιορισμός της ποσότητας της μάζας που διαθέτει η γέφυρα λαμβάνοντας υπόψη και τα πρόσθετα μόνιμα (όχι επιμέρους συντελεστές). Εντούτοις, υπάρχουν ενδογενείς λόγοι που οδηγούν σε αβέβαιους καθορισμούς της μάζας. Μια τέτοια περίπτωση είναι η σιδηροδρομική γέφυρα με έρμα (ballast bed). Το έρμα αποτελείται από κατάλληλο διαβαθμισμένο υλικό (βασάλτης) και τοποθετείται μέσω μηχανικής συμπίκνωσης. Οι τιμές του ειδικού βάρους είναι  $\gamma=17\div 22 \text{ kN/m}^3$ . Το μεγάλο σχετικά εύρος τιμών, προκύπτει λόγω του μεγάλου λόγου κενών που μπορεί να υπάρξει παρά την συμπίκνωση που έχει υποστεί, μετά από μεγάλο χρονικό διάστημα από την εφαρμογή της. Οι μεγαλύτερες τιμές μάζας του έρματος παρουσιάζονται υπό κορεσμένες συνθήκες.

Όλες οι άνωθεν πηγές αβεβαιοτήτων προς τον καθορισμό της μάζας στα συστήματα σταθερής επιδομής αίρονται αφού το έρμα αντικαθίστανται πλήρως από πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος (concrete bed) γνωστού ειδικού βάρους  $\gamma=25\text{kN/m}^3$ .

### 4.3.3 Μητρώο απόσβεσης [C]<sub>Rayleigh</sub>

Η τιμή της απόσβεσης και ο τρόπος που λαμβάνεται υπόψη αριθμητικά, καθορίζει σε πολύ μεγάλο βαθμό τη μέγιστη απόκριση του φορέα. Ο κανονισμός EN 1991-2 ορίζει τις τιμές απόσβεσης που πρέπει να χρησιμοποιούνται στη δυναμική ανάλυση σιδηροδρομικών γεφυρών συναρτήσει του τύπου της γέφυρας και του ανοίγματός της.

Πίνακας 4.2 : Κατώτερες τιμές σχεδιασμού λόγου απόσβεσης  $\zeta(\%)$ .

Type of bridge	Lower limit of the percentage of critical damping $\zeta$ (%)	
	Span length $L < 20$ m	Span length $L \geq 20$ m
Steel and composite	$\zeta = 0.5 + 0.125(20 - L)$	<u><math>\zeta = 0.5</math></u>
Filler beams and reinforced concrete		
Prestressed concrete	$\zeta = 1.0 + 0.07(20 - L)$	$\zeta = 1.0$

Τονίζεται ότι ο λόγος απόσβεσης  $\zeta$  ορίζεται ως:

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} \quad (4.11)$$

όπου  $c_{cr}$  είναι η κρίσιμη απόσβεση η οποία αν υπερβληθεί το σύστημα εκτελεί απεριοδική κίνηση.

$$c_{cr} = 2 \cdot m \cdot \omega \quad (4.12)$$

### Κλασικό μητρώο απόσβεσης [C] κατά Rayleigh.

Κλασική απόσβεση θεωρείται όταν οι μηχανισμοί που την προσδίδουν κατανέμονται ομοιόμορφα στην κατασκευή. Σύμφωνα με την πρόταση κατά Rayleigh το μητρώο

απόσβεσης  $[C]$  θεωρείται ως γραμμικός συνδυασμός των μητρώων μάζας  $[M]$  και στιβαρότητας  $[K]$  :

$$[C]_{Rayleigh} = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \quad (4.13)$$

Ο πρώτος όρος, η ανάλογη της μάζας απόσβεση  $\alpha \cdot \overline{M}$ , αναπαριστά υπό αδρή προσέγγιση, τις απώλειες ενέργειας που προκαλεί το μέσο μέσα στο οποίο ταλαντεύεται η κατασκευή. Στην πλειονότητα των περιπτώσεων το μέσο αυτό είναι ο ατμοσφαιρικός αέρας και ουσιαστικά έχει μικρή επίδραση πάνω στις κατασκευές. Ο δεύτερος όρος, η ανάλογη της στιβαρότητας απόσβεση  $\beta \cdot \overline{K}$ , φυσικώς αποδίδεται στις απώλειες ενέργειας λόγω της τριβής στις μεταλλικές συνδέσεις και στο εναλλασσόμενο άνοιγμα και κλείσιμο ρωγμών στο σκυρόδεμα. Εφόσον τα μητρώα  $[M]$  και  $[K]$  είναι καλώς ορισμένα, το πρόβλημα προσδιορισμού της απόσβεσης έγκειται στην αναζήτηση των συντελεστών  $\alpha, \beta$ .

Διαιρώντας την σχέση (4.13) με την (4.12) προκύπτει ο λόγος απόσβεσης για την n-οστή ιδιομορφή :

$$\zeta_n = \frac{\alpha}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{\beta}{2} \omega_n \quad (4.14)$$

Προς τον υπολογισμό των συντελεστών  $\alpha$  και  $\beta$  ορίζεται ένα διάστημα ενδιαφέροντος στο πεδίο των συχνοτήτων με τις ακραίες τιμές του να είναι,

$$[f_1, f_2]$$

και να ορίζονται κατά τέτοιο τρόπο έτσι ώστε όλες οι τιμές των συχνοτήτων εντός του διαστήματος να αντιστοιχούν σε λογικές τιμές του λόγου απόσβεσης. Ενδιαφέρουσες ιδιομορφές είναι εκείνες που συνεισφέρουν σημαντικά στην απόκριση και προσδιορίζονται κατά την ιδιομορφική ανάλυση (ενότητα 4.3.1).

Αν θεωρηθεί ότι οι ακραίες τιμές του διαστήματος ενδιαφέροντος  $f_1, f_2$  έχουν τον ίδιο λόγο απόσβεσης  $\zeta$ , όπως επαληθεύουν πειραματικά δεδομένα, προκύπτει μέσω της (4.14):

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad [\text{sec}^{-1}] \quad (4.15)$$

$$\beta = \zeta \frac{2}{\omega_1 + \omega_2} \quad [\text{sec}] \quad (4.16)$$

Σε πρακτικά προβλήματα τα όρια του διαστήματος ενδιαφέροντος ορίζονται έτσι ώστε η θεμελιώδης ιδιομορφή να λαμβάνει ακριβώς την επιθυμητή ελάχιστη τιμή της απόσβεσης και οι υπόλοιπες να λαμβάνουν λίγο μεγαλύτερες τιμές. Εν προκειμένω, υπακούοντας στον κανονισμό διενεργείται δυναμική ανάλυση με  $\zeta_0=0.5\%$  (πίνακας 4.2) για την πρώτη  $n_0$  καμπτική ιδιομορφή. Συνεπώς ορίζεται:

$$[f_1, f_2] = [0.21, 85.0] \quad [\text{Hz}] \quad (4.17)$$

αντίστοιχα:

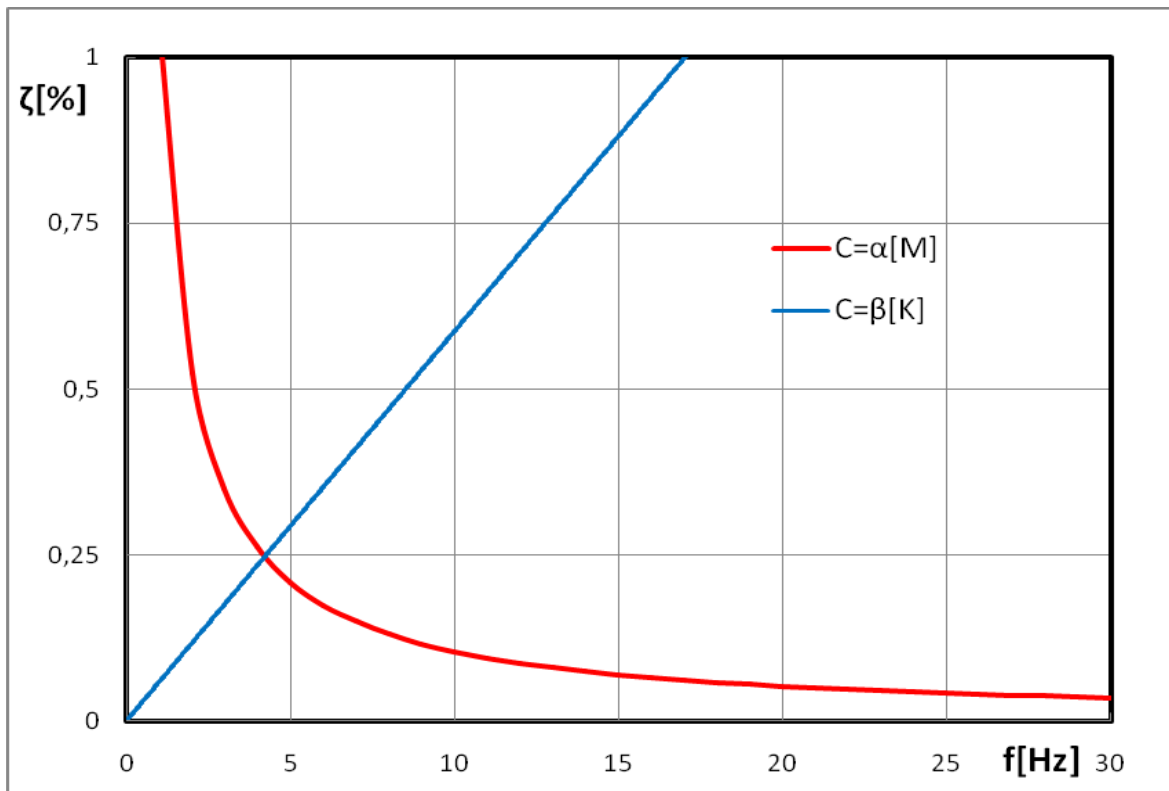
$$[\omega_1, \omega_2] = [1.32, 534.07] \quad [\text{rad/s}] \quad (4.18)$$

και θεωρώντας χωρίς βλάβη της γενικότητας ότι οι ακραίες συχνότητες του διαστήματος έχουν  $\zeta=5\%$ , από τις σχέσεις (4.15) και (4.16) :

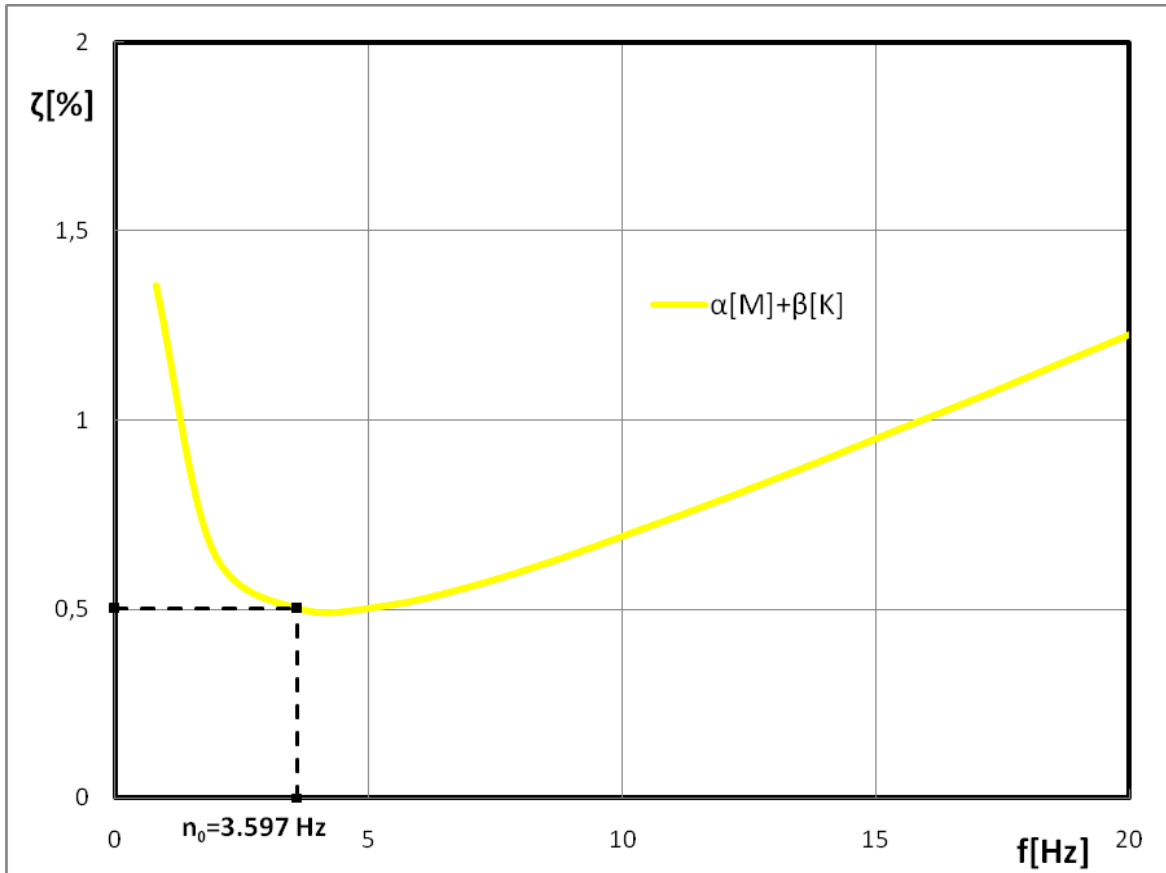
$$\alpha = 0.1316 \text{ sec}^{-1} \quad (4.19)$$

$$\beta = 1.868 \cdot 10^{-4} \text{ sec} \quad (4.20)$$

Όπως προκύπτει από το σχήμα 4.9 όταν η απόσβεση  $\zeta_M$  λαμβάνει τις μεγαλύτερες τιμές, η  $\zeta_K$  λαμβάνει τις μικρότερες και αντίστροφα. Σημειώνεται ότι καμία από τις δύο δεν μπορεί να αποσβέσει ρεαλιστικά πραγματικές κατασκευές αν ληφθεί ότι επενεργεί μόνη της.



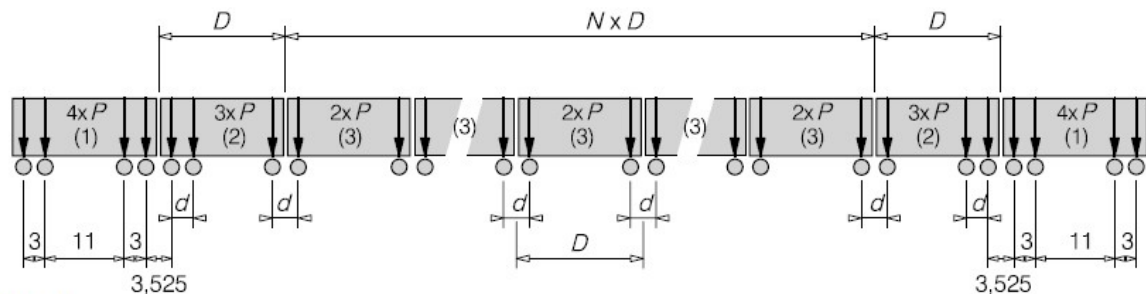
**Σχήμα 4.9 :** Μεταβολή λόγω αποσβέσεως συναρτήσει των ιδιομορφών για απόσβεση ανάλογη της μάζας  $\zeta_M$  και ανάλογη της στιβαρότητας  $\zeta_K$ .



Σχήμα 4.10 : Απόσβεση  $C_{Rayleigh}$ .

#### 4.3.4 Δυναμικά φορτία σιδηροδρομικής κυκλοφορίας $\underline{F}(t)$ .

Για να ληφθεί υπόψη η μεγάλη ποικιλία στα είδη των συρμών που δύναται να προσπελάσουν την γέφυρα, απαιτείται να διερευνηθεί η απόκριση της υπό φορτία με διαφορετικά δυναμικά χαρακτηριστικά. Τα φορτία των συρμών αναπαρίστανται ως διερχόμενες σημειακές δυνάμεις στις θέσεις των τροχών. Ο κανονισμός ορίζει μια ομάδα δέκα (10) αμαξοστοιχιών HSLM  $A_1 \div A_{10}$  (High Speed Load Models) διαφορετικού μήκους, απόστασης αξόνων βαγονιών και φορτίου όπως ορίζει το σχήμα 4.11 και ο πίνακας 4.3.



Όπου

- (1) Κινητήρια άμαξα (οι μπροστά και πίσω κινητήριες άμαξες είναι ίδιες)
- (2) Τελευταίο βαγόνι (μπροστά και πίσω τελευταία βαγόνια είναι ίδια)
- (3) Ενδιάμεσο βαγόνι

Σχήμα 4.11 : Η αμαξοστοιχία όπου  $HSLM A_i = HSLM A_i(N, D, d, P)$ .



**Πίνακας 4.3 :** Καθορισμός HSLM A1-A10

Διεθνής Συρμός	Αριθμός ενδιάμεσων βαγονιών $N$	Μήκος βαγονιών $D$ [m]	Απόσταση αξόνων $d$ [m]	Σημειακή δύναμη $P$ [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Σημειώνεται ότι και η HSLM φόρτιση είναι πρότυπη, όπως και η στατικά θεωρούμενη LM71. Δηλαδή δεν αντιστοιχεί σε πραγματικό συρμό αλλά προσπαθεί να συμπεριλάβει όλες τις μορφές πιθανών δυναμικών επιδράσεων. Υπογραμμίζεται ότι η φόρτιση HSLM είναι πιο περιγραφική και ως εκ τούτου πιο κοντά στην ρεαλιστική σιδηροδρομική κυκλοφορία. Η φόρτιση αυτή είναι κατάλληλη για αμφιέριστες γέφυρες με άνοιγμα  $L \geq 7$  m. Εφαρμόζεται επισταμένως σε διεθνείς σιδηρογραμμές υψηλών ταχυτήτων όπου τα διερχόμενα τροχαία υλικά ενδέχεται να μην υπακούουν στις εκάστοτε Εθνικές Προσαρτήσεις των κανονισμών. Ο απώτερος φόβος κατά τη διέλευση του συρμού είναι η εμφάνιση φαινομένων συντονισμού.

#### 4.3.5 Μέθοδος αριθμητικής επίλυσης Newmark.

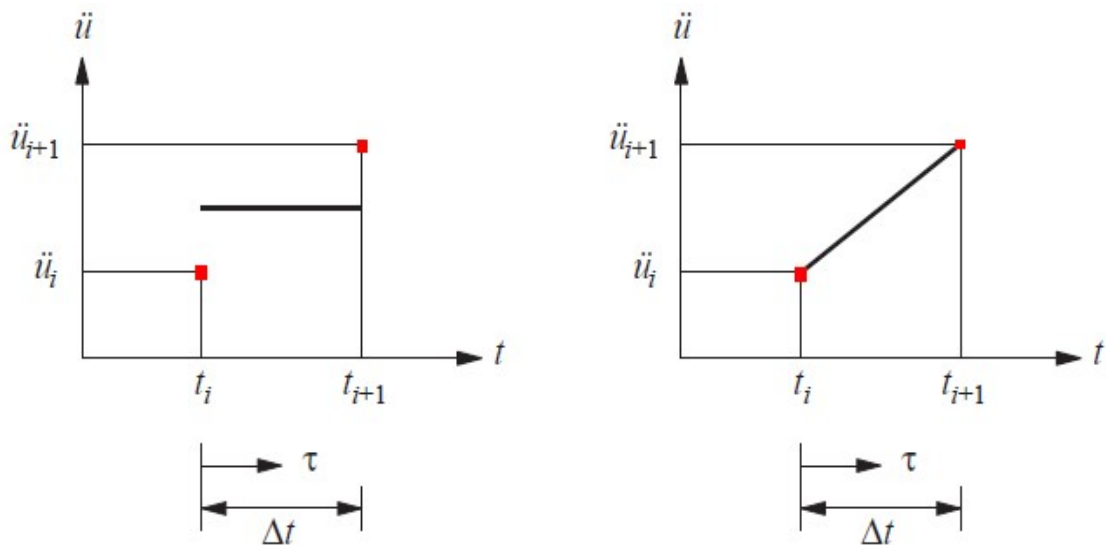
Είναι δυνατόν να προσδιορισθεί η δυναμική απόκριση ολοκληρώνοντας αριθμητικά την εξίσωση κίνησης :

$$\bar{m} \cdot \ddot{u} + \bar{c} \cdot \dot{u} + \bar{k}u = \underline{\rho}(t) \quad (4.21)$$

Αριθμητική προσέγγιση της λύσης του προβλήματος, σημαίνει ότι η εξίσωση (4.21) ικανοποιείται σε διακριτές τιμές στο πεδίο του χρόνου  $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, \dots$ , όπου  $\Delta t$  το βήμα ολοκλήρωσης, αντιθέτως με την αναλυτική προσέγγιση στην οποία εξίσωση κίνησης ισχύει κάθε χρονική στιγμή. Η καλώς ορισμένη αριθμητική μέθοδος είναι αφενός αυτή που έχει καθορισμένες τις τιμές εκκίνησης  $\ddot{u}(0), \dot{u}(0), u(0)$  την χρονική στιγμή  $t=0$  και αφετέρου έχει ορίσει έναν νόμο για τις τιμές  $\ddot{u}(\tau), \dot{u}(\tau), u(\tau)$  που παρεμβάλλονται ανάμεσα σε δύο διαδοχικές στιγμές όπου ισχύει η εξίσωση κίνησης :

$$\tau \in [\Delta t_i, \Delta t_{i+1}] \quad (4.22)$$

Κατά την μέθοδο Newmark υπάρχουν οι εξής νόμοι για τις ενδιάμεσες τιμές :



**Σχήμα 4.12 :** Υπόθεση : α) σταθερή επιτάχυνση ίση με τη μέση επιτάχυνση εντός του χρόνου του βήματος ή β) ότι μεταβαίνει γραμμικώς από την μια διακριτή λύση στην άλλη.

Δηλαδή στην πρώτη υπόθεση ισχύει :

$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2}(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (4.23)$$

και στη δεύτερη ότι :

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta\tau}(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (4.24)$$

Γίνεται σαφές ότι η ακρίβεια και η αριθμητική ευστάθεια των αποτελεσμάτων δεν εξαρτάται μόνο από το χρονικό βήμα  $\Delta t$  αλλά και από τη σχέση παρεμβολής εντός του βήματος ολοκλήρωσης. Η μέθοδος μέσης επιτάχυνσης είναι εν γένει ευσταθής και ικανοποιητικά ακριβής κυρίως σε αρμονικά προβλήματα.

Στην ανάλυση της γέφυρας έγινε χρήση της γραμμικώς μεταβαλλόμενης επιτάχυνσης με αρκετά μικρό βήμα εξασφαλίζοντας την ευστάθεια με μεγάλο όμως υπολογιστικό κόστος. Σημειώνεται ότι σε υπερβολικά μικρά βήματα μπορεί να προκύψουν μη ρεαλιστικά αποτελέσματα (π.χ : μοναχικές κορυφές επιτάχυνσης) και πρέπει να αγνοούνται.

Η γενική διατύπωση της μεθόδου Newmark είναι:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma) \cdot \Delta t] \cdot \ddot{u}_i + (\gamma \cdot \Delta t) \cdot \ddot{u}_{i+1} \quad (4.25^a)$$

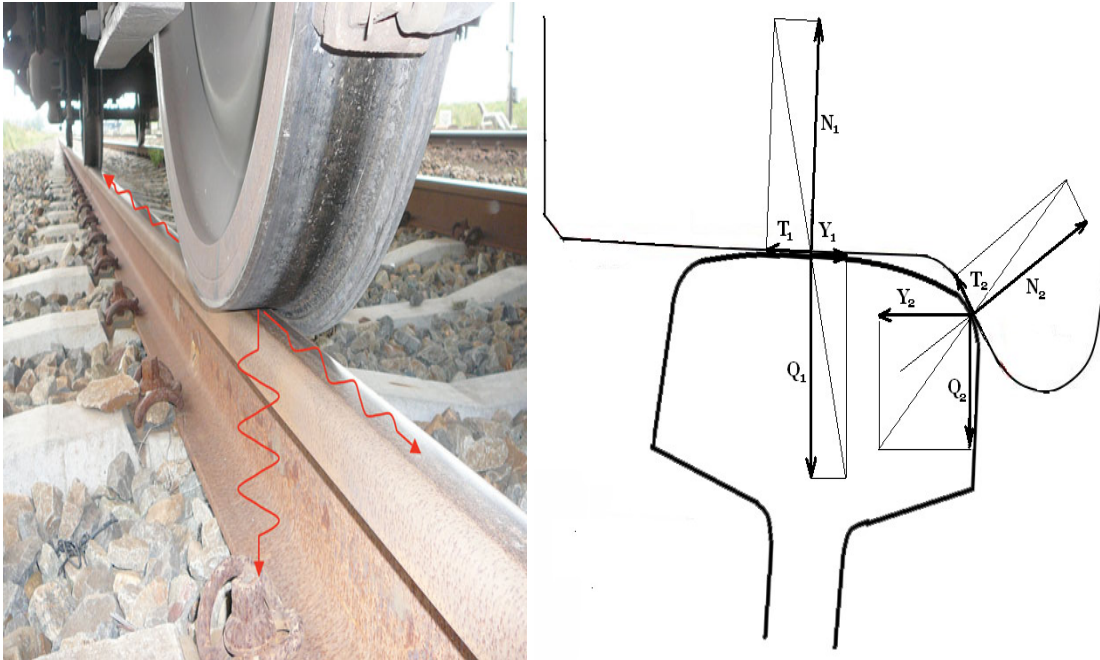
$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t) \cdot \dot{u}_i + [(0.5 - \beta) \cdot (\Delta t)^2] \cdot \ddot{u}_i + [\beta \cdot (\Delta t)^2] \cdot \ddot{u}_{i+1} \quad (4.25^b)$$

Στη μέθοδο γραμμικής επιτάχυνσης εφαρμόζεται με  $\gamma=0.5$  και  $\beta=0.25$ .

### 4.3.6 Οριακές καταστάσεις σχεδιασμού

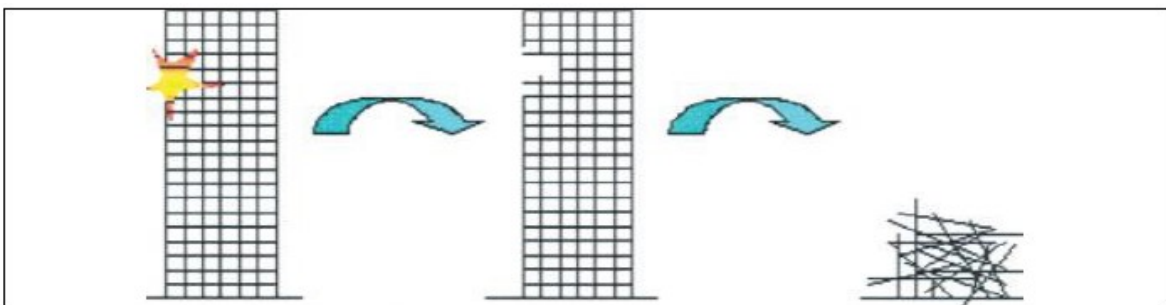
#### Κατακόρυφη επιτάχυνση καταστρώματος $a_z$

Το καθοριστικό δυναμικό μέγεθος που εξάγεται από την δυναμική ανάλυση και επηρεάζει εν πολλοίς τον σχεδιασμό είναι η κατακόρυφη επιτάχυνση του καταστρώματος  $a_z$ . Ο σημαντικότερος λόγος που πρέπει να περιορίζεται η  $a_z$ , είναι πως κατά την διέλευση του συρμού με μεγάλη ταχύτητα μπορεί να αναπτυχθούν επιταχύνσεις ικανές να οδηγήσουν σε μείωση των δυνάμεων επαφής μεταξύ της σιδηροτροχιάς και του τροχού του τρένου.



Σχήμα 4.11 : Δυνάμεις επαφής σιδηροτροχιάς-τροχού

Το απώτερο σενάριο του εκτροχιασμού από άποψη σχεδιασμού περιγράφεται με όρους ευρωστίας των κατασκευών. Μία κατασκευή είναι εύρωστη όταν υπάρχει αναλογία σπουδαιότητας ανάμεσα στο αίτιο και στο αποτέλεσμα κάθε φόρτισης.



Σχήμα 4.12 : Δυσαναλογία αιτίου-αποτελέσματος ,μη εύρωστη κατασκευή.

Μια υπέρβαση των βυθίσεων στις θέσεις των σιδηροτροχιών μπορεί να οδηγήσει σε εκτροχιασμό του συρμού με εντελώς δυσανάλογα αποτελέσματα από το αίτιο που τις προκάλεσε. Η ευρωστία είναι μία σπουδαία ιδιότητα για την εξασφάλιση της ακεραιότητας των κατασκευών υπό διάφορα σενάρια φόρτισης. Υπάρχουν πολλοί τρόποι

να ποσοτικοποιηθεί η ευρωστία που διαθέτει μία κατασκευή. Στην συγκεκριμένη περίπτωση περιορίζοντας τις επιταχύνσεις καταστρώματος, μειώνουμε την πιθανότητα εκδήλωσης του ακραίου σεναρίου, ενώ με τα στηθαία ασφαλείας, που είναι ένα μέτρο δεύτερης γραμμής άμυνας, μειώνουμε τις συνέπειες του εκτροχιασμού. Ο EN1990/A1 ορίζει τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές της επιτάχυνσης καταστρώματος ως:

$$a = 3.5 \frac{m}{s^2} , \quad \text{για ερματισμένη σιδηρογραμμή} \quad (4.26)$$

$$a = 5.0 \frac{m}{s^2} , \quad \text{για σταθερής επιδομής σιδηρογραμμή} \quad (4.27)$$

Ο έλεγχος των επιταχύνσεων γίνεται υπό τα δυναμικά φορτία HSLM χωρίς τη χρήση επιμέρους συντελεστών .

### Εντατικά Μεγέθη

Για να εξασφαλισθεί η ακεραιότητα του φορέα λόγω των δυναμικών επαυξήσεων των εντατικών μεγεθών πρέπει τα μεγέθη της δυναμικής ανάλυσης να συγκριθούν με αυτά της στατικής κατά τρόπο:

$$(1 + \phi'') \times HSLM \quad (4.28)$$

ή

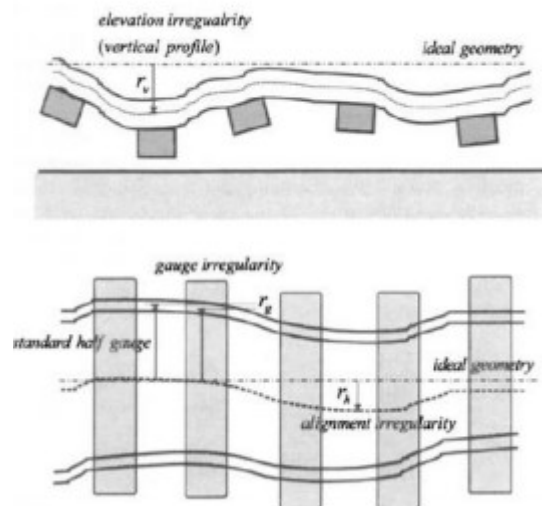
$$a \cdot \Phi \times LM71 \quad (4.29)$$

Όπου:

HSLM : η δυναμική πρότυπη φόρτιση όπως ορίζεται στο (4.3.4)

LM71 : η στατική πρότυπη φόρτιση όπως ορίζεται στο (3.3.1)

$\phi''$ : συντελεστής που λαμβάνει υπόψη δυναμικές επαυξήσεις λόγω ελαττωμάτων στις ράγες ανάλογα με τον βαθμό συντήρησής τους.



Σχήμα 4.13 :Ελαττώματα ραγών.

$\phi''=0.017$  (υπολογίζεται στο παράρτημα Β)

$\alpha$  : συντελεστής κατηγοριοποίησης,  $\alpha=1.33$ .

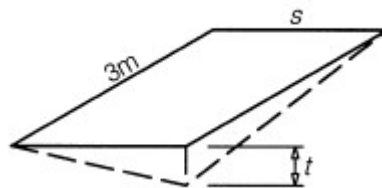
$\Phi$  : δυναμικός συντελεστής σύμφωνα με το (3.3.3)

Τα φορτία που ορίζουν οι σχέσεις (4.28) και (4.29) πρέπει να συγκρίνονται και τα δυσμενέστερα εξ' αυτών να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό της σιδηροδρομικής γέφυρας πολλαπλασιαζόμενα επιπλέον με τους επιμέρους συντελεστές.

### Παραμόρφωση καταστρώματος

Η συνολική μέγιστη καμπτική παραμόρφωση δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή  $L/600$ .

Στις σιδηροδρομικές γέφυρες η στροφή του καταστρώματος  $t$  πρέπει να περιορίζεται υπό τα φορτία κυκλοφορίας κατά τρόπο:



Σχήμα 4.14 : Ορισμός  $t$ (mm/3m) σε εγκάρσιο εύρος  $s=1.435$  m.

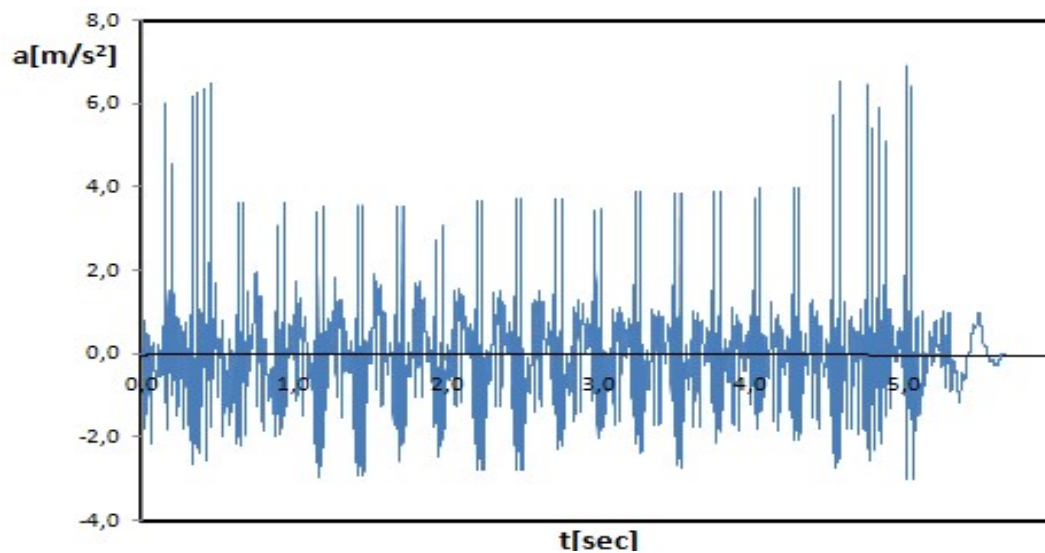
Για ταχύτητα διέλευσης συρμού  $V>200$ km/h πρέπει  $t<1.5$ mm/3m.

**Πίνακας 4.4 :** Πλήθος φορτισμένων γραμμών ανά είδος ελέγχου.

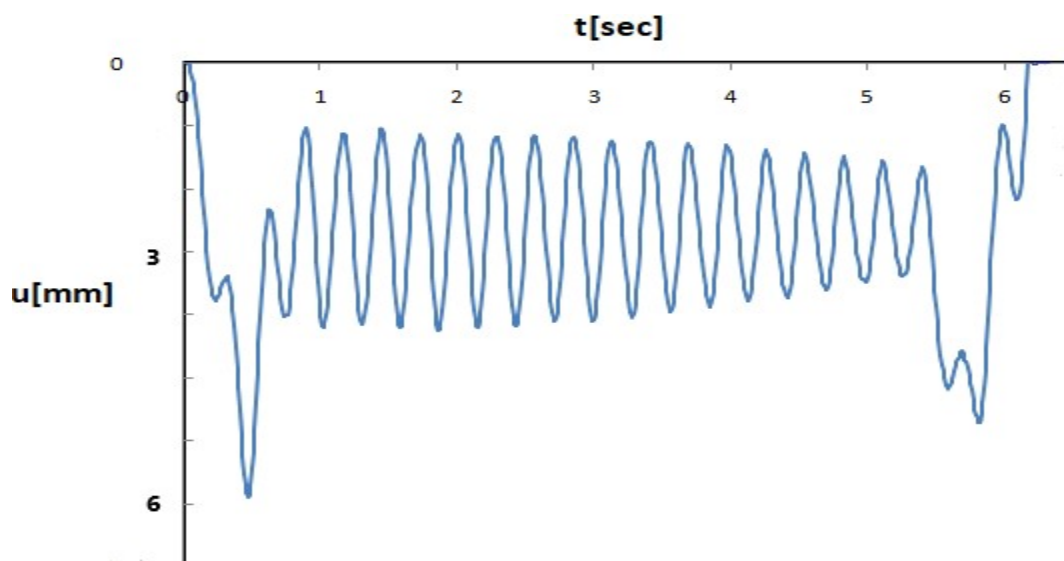
Έλεγχος	Πλήθος των φορτισμένων γραμμών
Παραμορφώσεις	1 γραμμή
Στρέβλωση	1,2 και 3 γραμμές, η πλέον δυσμενής φόρτιση είναι καθοριστική
Ανάληψη διαμήκων δυνάμεων	2 γραμμές
Δυναμικοί έλεγχοι	1 γραμμή

## 4.4 Αποτελέσματα

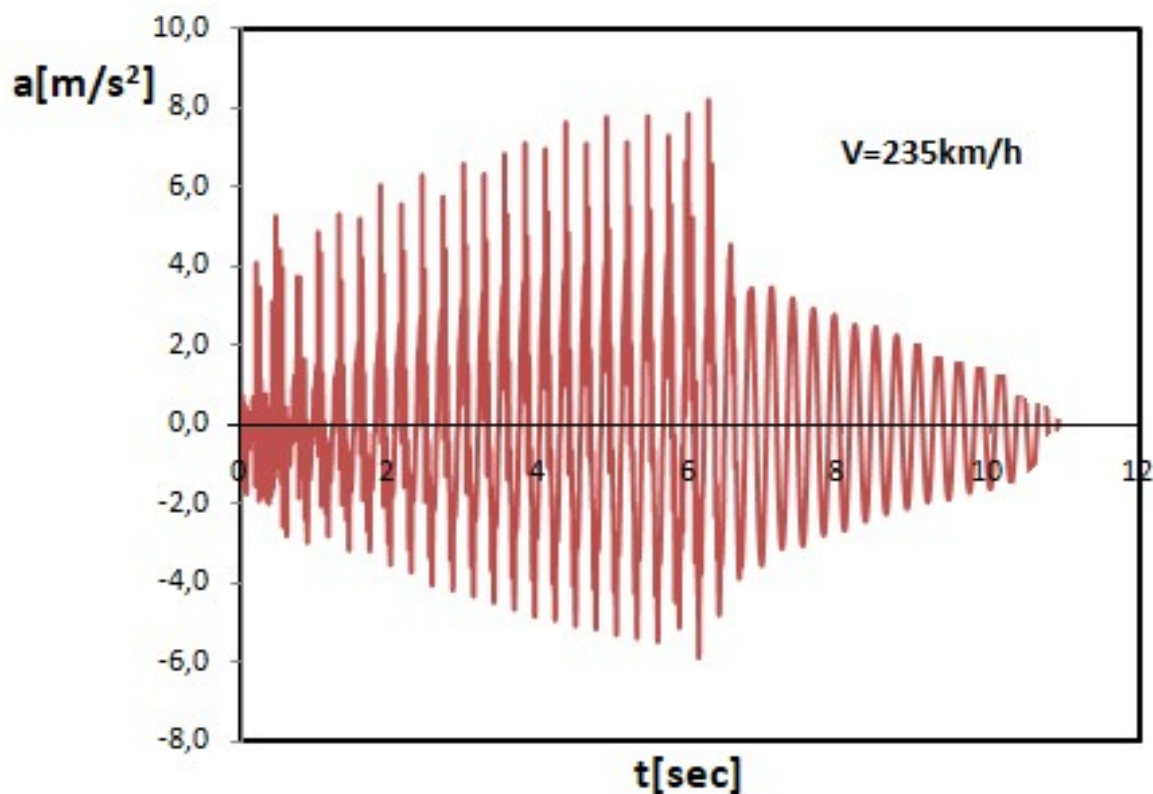
### 4.4.1 Ενδεικτικές Χρονοιστορίες.



**Σχήμα 4.15 :** Χρονοιστορία επιταχύνσεων



**Σχήμα 4.16 :** Χρονοιστορία βυθίσεων

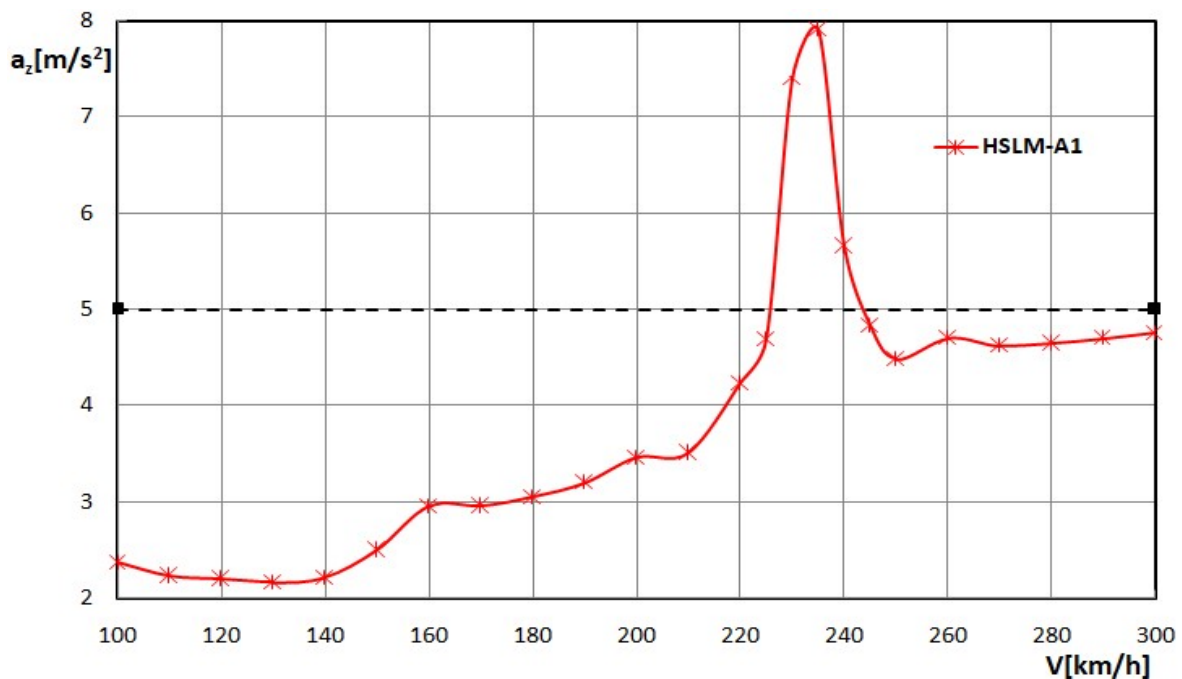


Σχήμα 4.17: Χρονοιστορία επιταχύνσεων τη στιγμή του συντονισμού

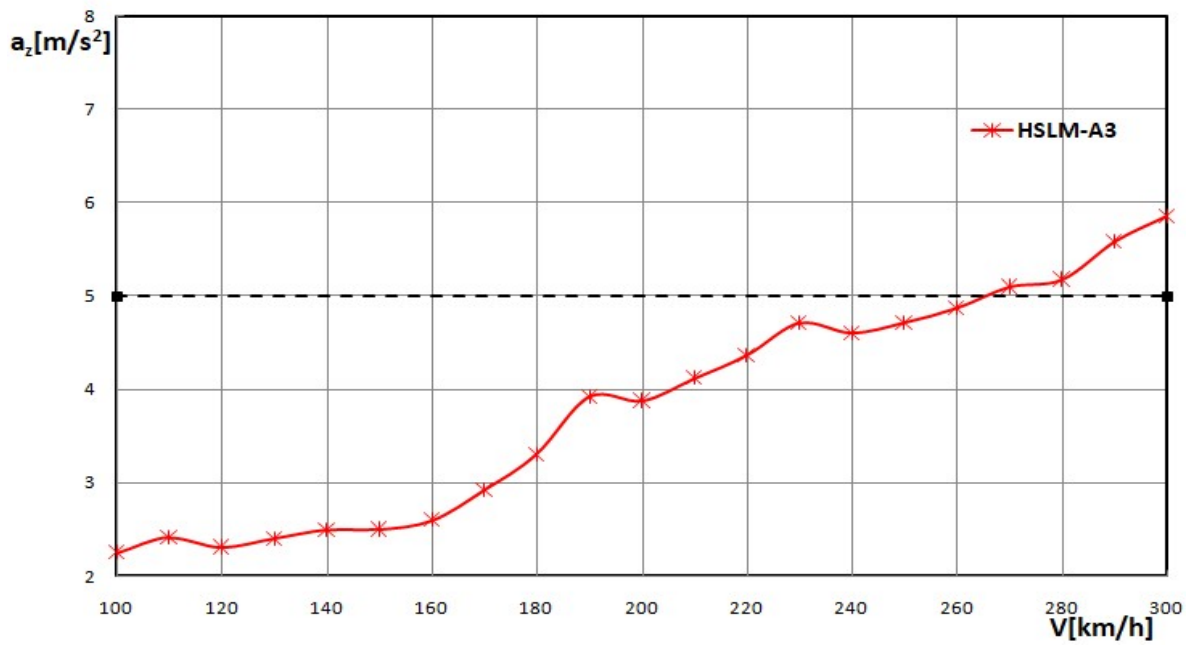
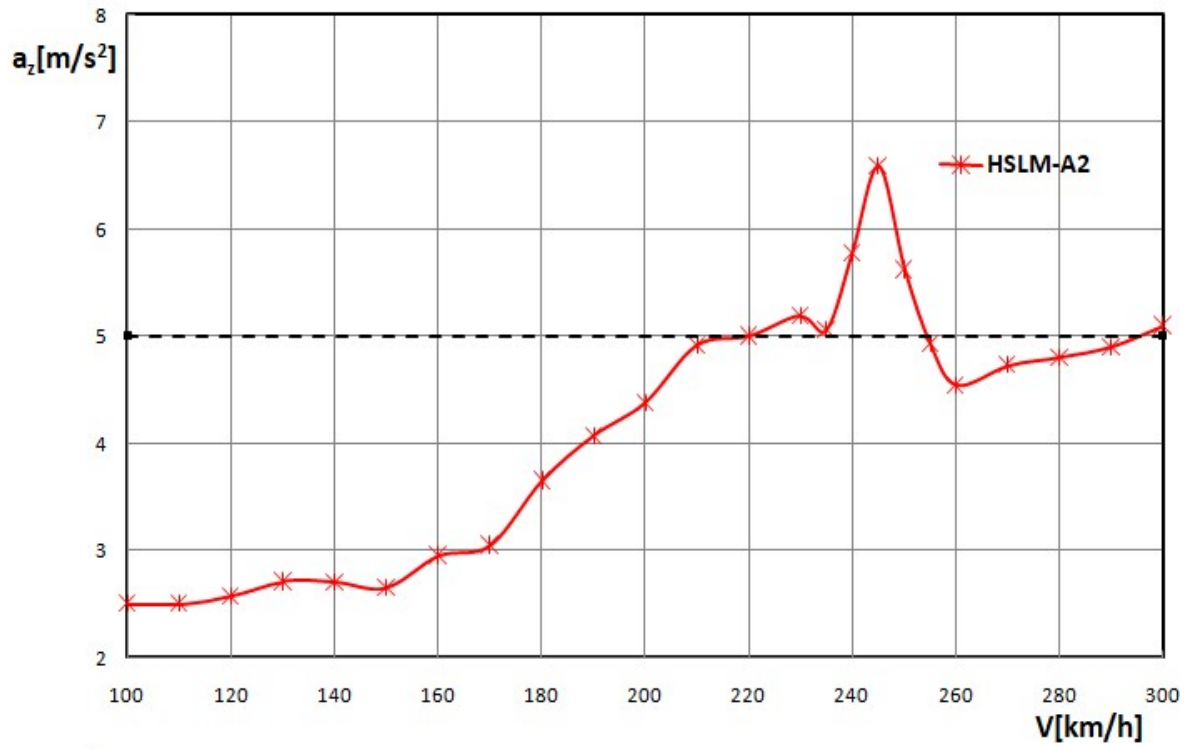
Η χρονοιστορία του σχήματος 4.15 εμφανίζεται σε μικρές αλλά και μεγάλες ταχύτητες διέλευσης μακριά από τις ταχύτητες συντονισμού. Παρατηρείται μία έντονη συμπεριφορά κατά την προσέγγιση και την αποχώρηση του συρμού από την γέφυρα. Στις ενδιάμεσες χρονικές στιγμές γίνεται ξεκάθαρη η προσπέλαση της γέφυρας από συρμό με σταθερή απόσταση αξονικών φορτίων. Η συμπεριφορά αυτή επαληθεύεται από το διάγραμμα των βυθίσεων. Αντίθετα σε φαινόμενα συντονισμού όπως συμβαίνει στο σχήμα 4.17 παρατηρείται μια βαθμιαία κορύφωση της απόκρισης έως ότου ο συρμός εγκαταλείψει την γέφυρα. Μετά την εγκατάλειψη της γέφυρας από τον συρμό η γέφυρα εξακολουθεί για λίγο να πάλλεται.

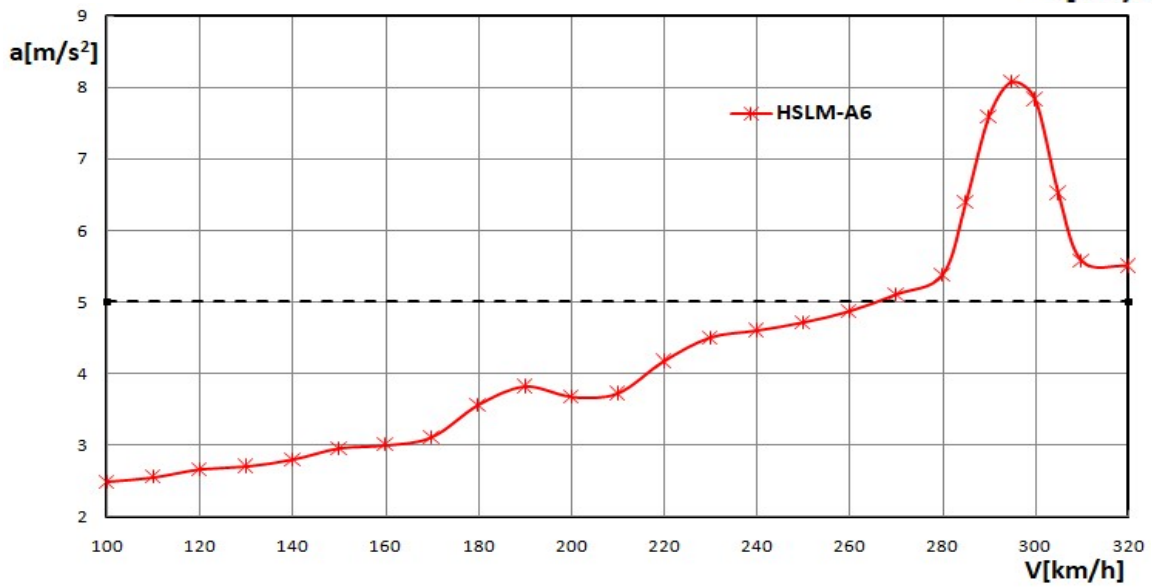
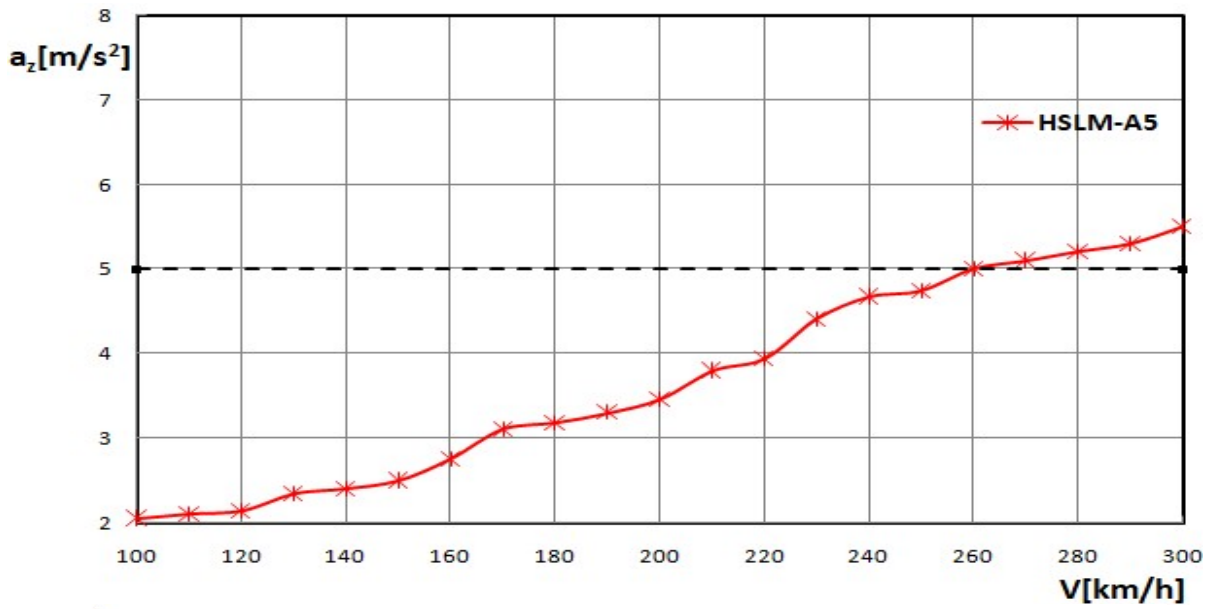
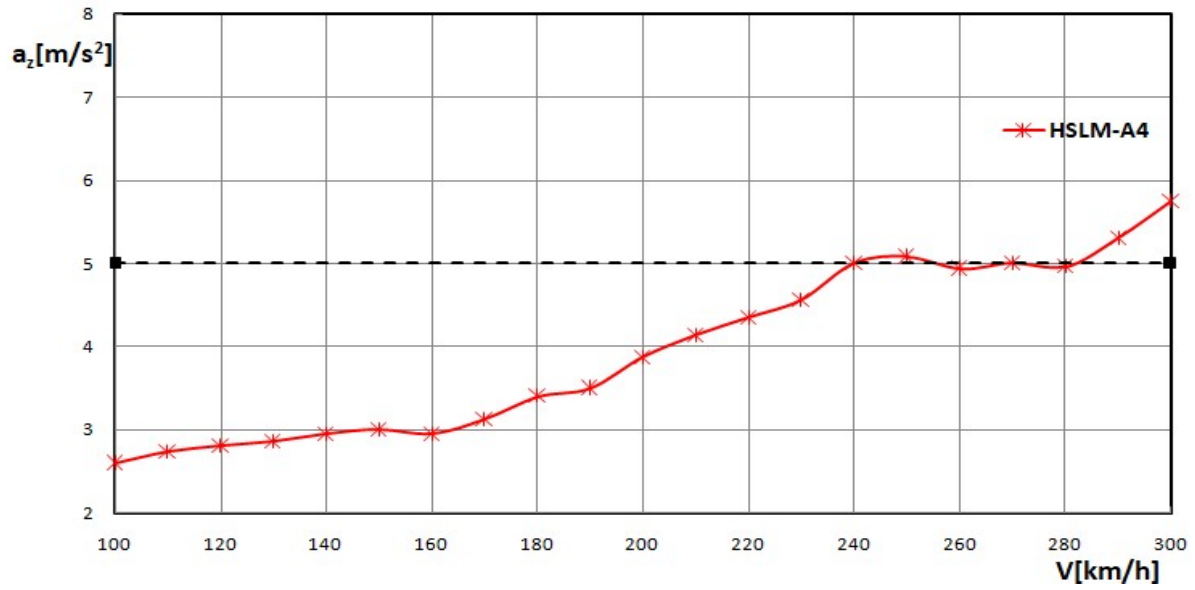
#### 4.4.2 Κατακόρυφη επιτάχυνση καταστρώματος $a_z$

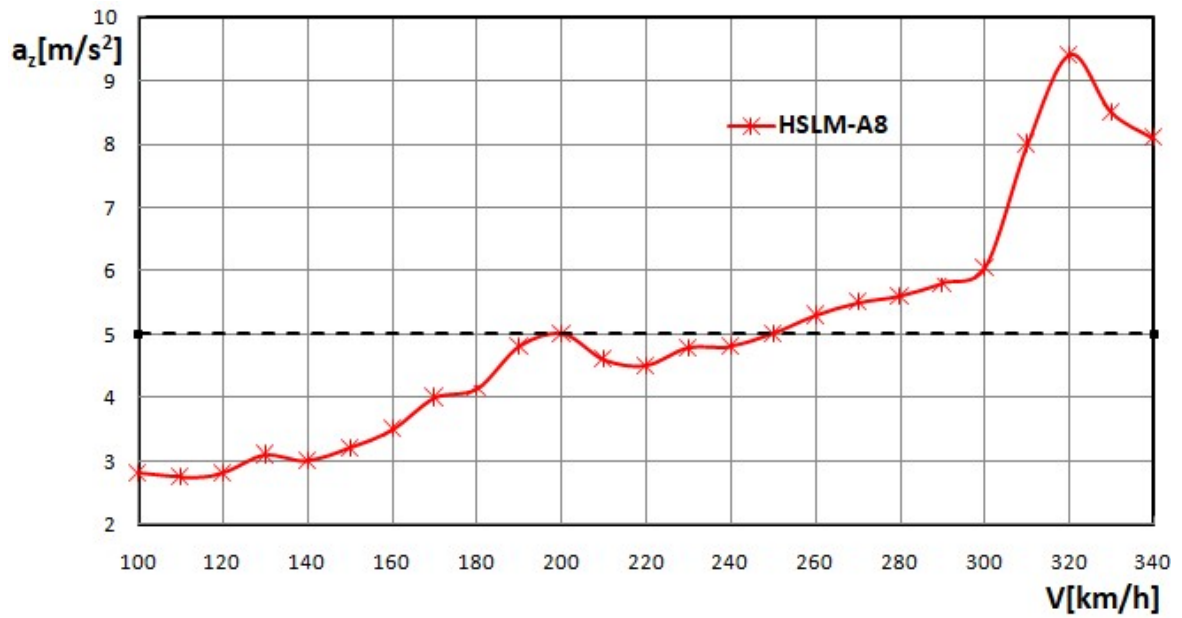
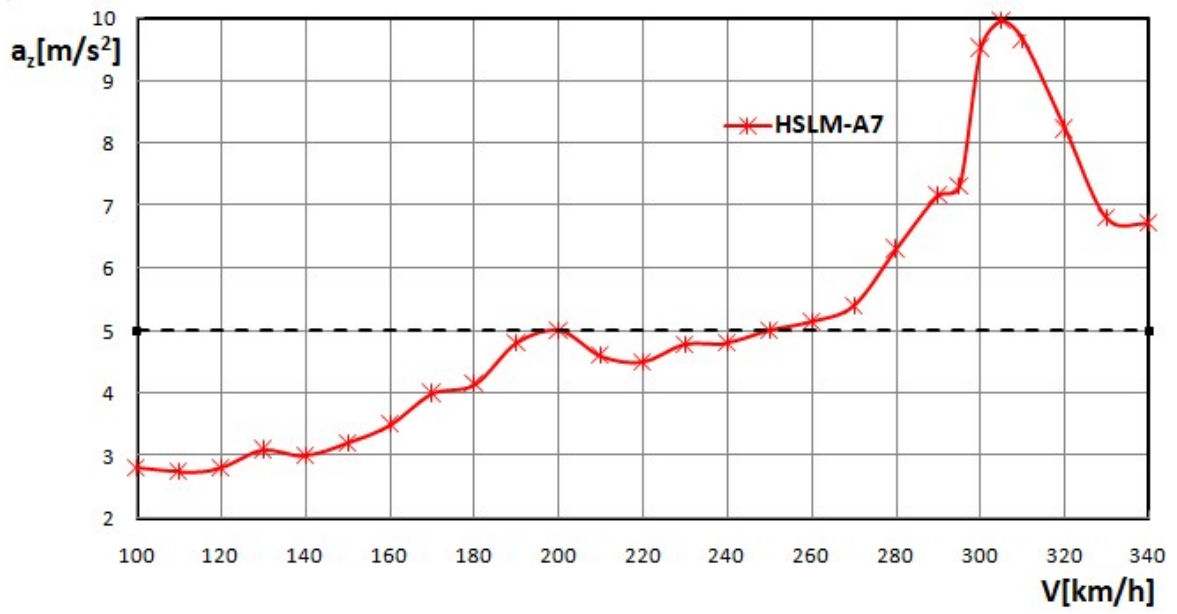
Όπως έχει ήδη λεχθεί, η κατακόρυφη επιτάχυνση του καταστρώματος δύναται να καθορίσει εν πολλοίς τον σχεδιασμό. Διερευνάται η απόκριση της γέφυρας και για τους δέκα πρότυπους συρμούς, σύμφωνα με τον κανονισμό (A1÷A10). Σημειώνεται ότι δεν έχει οριστεί ακριβής ταχύτητα μελέτης με σκοπό το φαινόμενο να διερευνηθεί σε ένα μεγάλο εύρος ταχυτήτων. Οι επιταχύνσεις παρατίθενται εν είδει φάσματος. Ήτοι, από κάθε ανάλυση εξάγεται και αποτυπώνεται στα ακόλουθα διαγράμματα η μέγιστη απόλυτη τιμή της επιτάχυνσης. Κάτι τέτοιο προτείνεται για λόγους εποπτείας και ευκρίνειας αποτελεσμάτων.

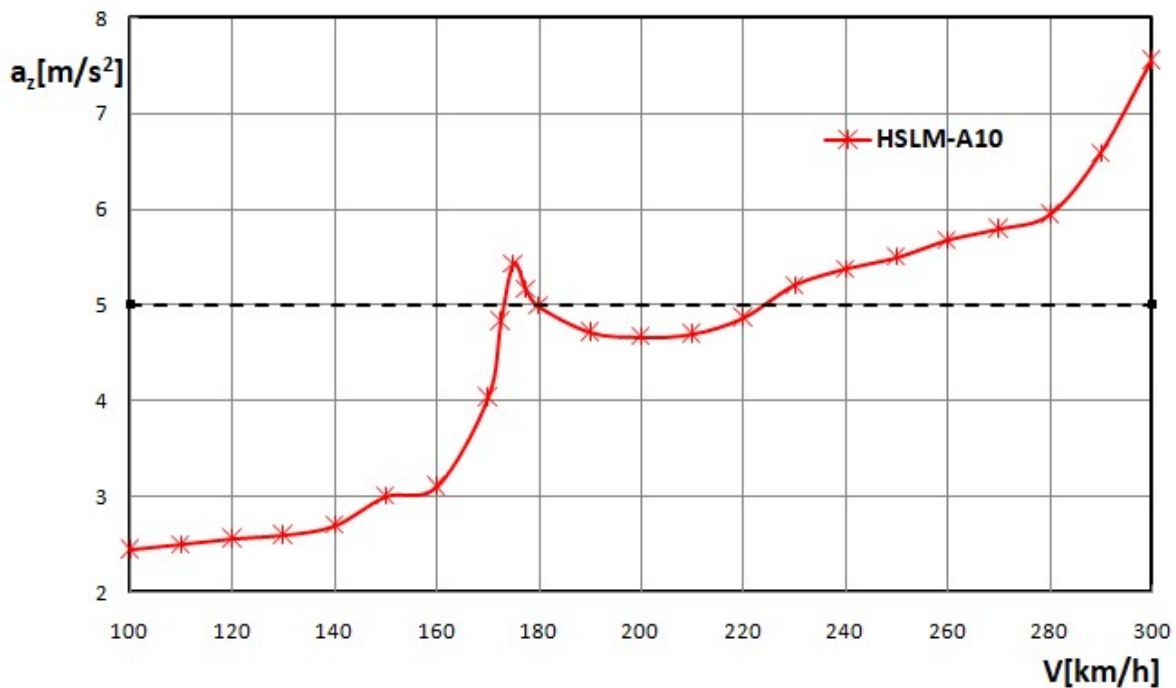
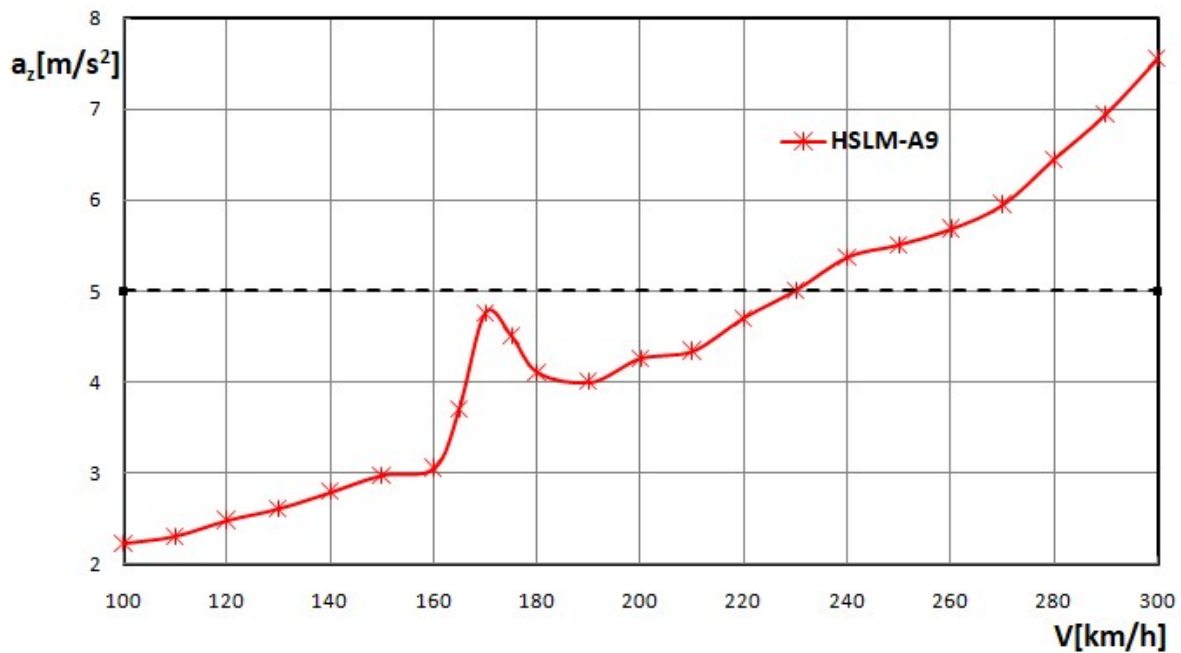








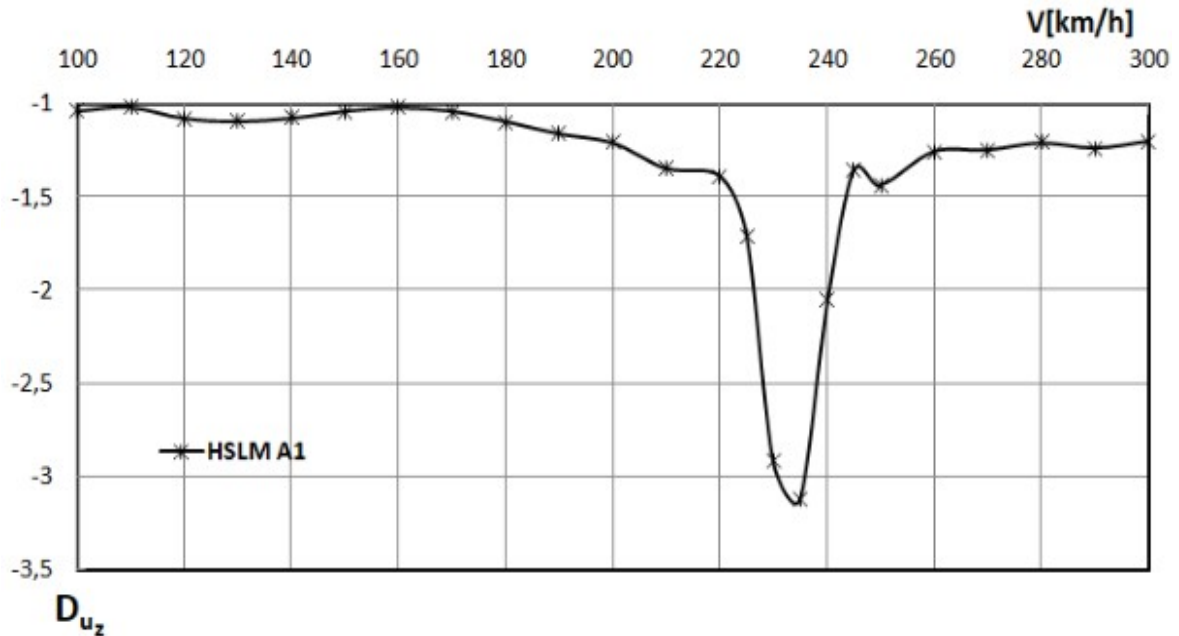




Σχήματα 4.17÷4.27 :Φάσματα επιταχύνσεων των συρμών HSLM A1÷A10.

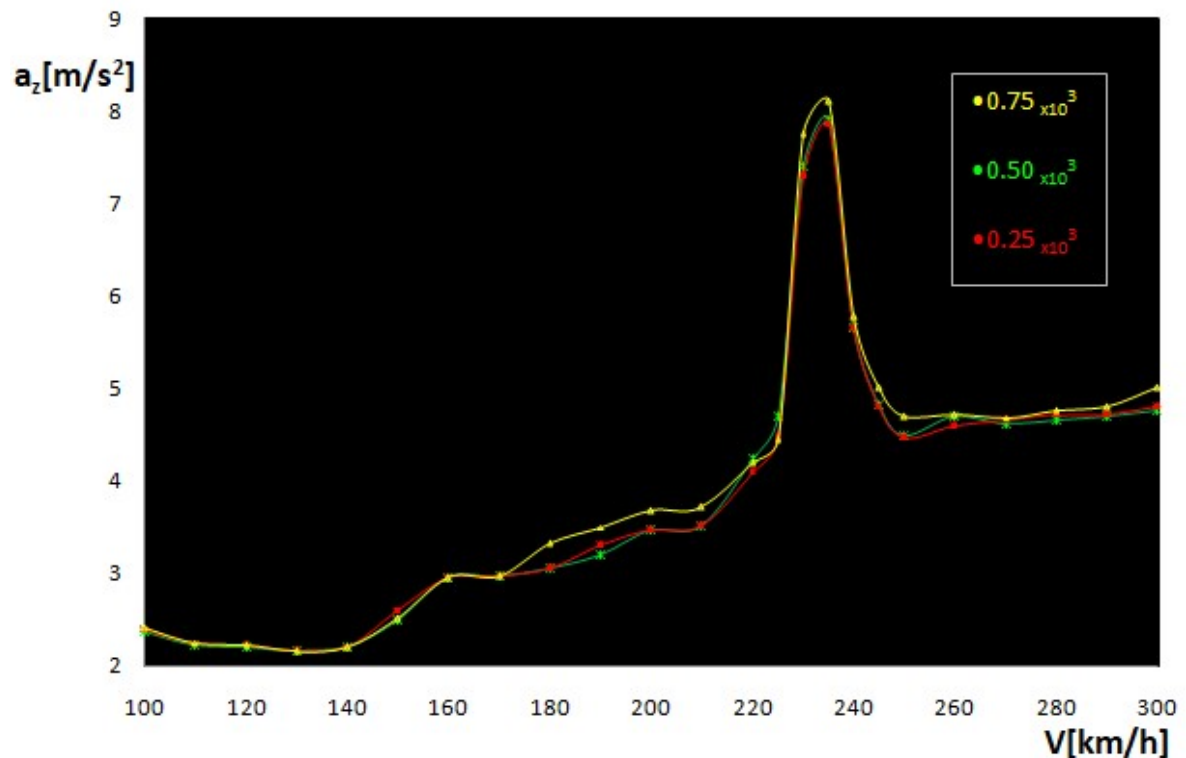
Παρουσιάζεται έντονη διαφορά συμπεριφοράς των κατακόρυφων επιταχύνσεων του καταστρώματος, καθώς η ταχύτητα διέλευσης του τροχαίου υλικού αυξάνει. Εντούτοις, πολλοί συρμοί προκαλούν παρόμοια επίδραση καθώς τα δυναμικά χαρακτηριστικά των συρμών από το  $A_i$  στο  $A_{i+1}$  αλλάζουν βαθμιαία. Σε πολλές περιπτώσεις η επιτάχυνση υπερβαίνει την μέγιστη επιτρεπτή τιμή  $a=5.0\text{m/s}^2$  που έχει ορισθεί για γέφυρες με σταθερή επιδομή. Εμπεδώνεται γενικά, η παρατήρηση του κανονισμού ότι τα 200km/h αποτελούν ταχύτητα ορίου για τις επιτρεπτές δυναμικές επιδράσεις. Στα πλαίσια της παρούσας μελέτης θα επικεντρωθούμε στο συρμό εκείνο που προκαλεί τις μέγιστες επιταχύνσεις με την χαμηλότερη ταχύτητα προσπέλασης. Συρμός σχεδιασμού ορίζεται ο HSLM-A<sub>1</sub>. Ο A<sub>1</sub> συρμός προκαλεί  $a_z=7.91\text{m/s}^2$  με ταχύτητα διέλευσης  $V=235\text{km/h}$ .

Η διέλευση του πρότυπου συρμού A1 προκαλεί συνθήκες συντονισμού, διεγείροντας τη γέφυρα με μία συχνότητα που ταιριάζει με την ιδιοσυχνότητα της (ή πολλαπλάσια αυτής) προκαλώντας έντονα δυναμικά φαινόμενα. Οι βυθίσεις του καταστρώματος στις θέσεις των τροχών επαληθεύουν την ύπαρξη έντονων δυναμικών επιδράσεων.



Σχήμα 4.28: Βυθίσεις καταστρώματος συναρτήσει του δυναμικού συντελεστή μεγέθυνσης.

#### 4.4.3 Έλεγχος ευστάθειας αριθμητικής μεθόδου.

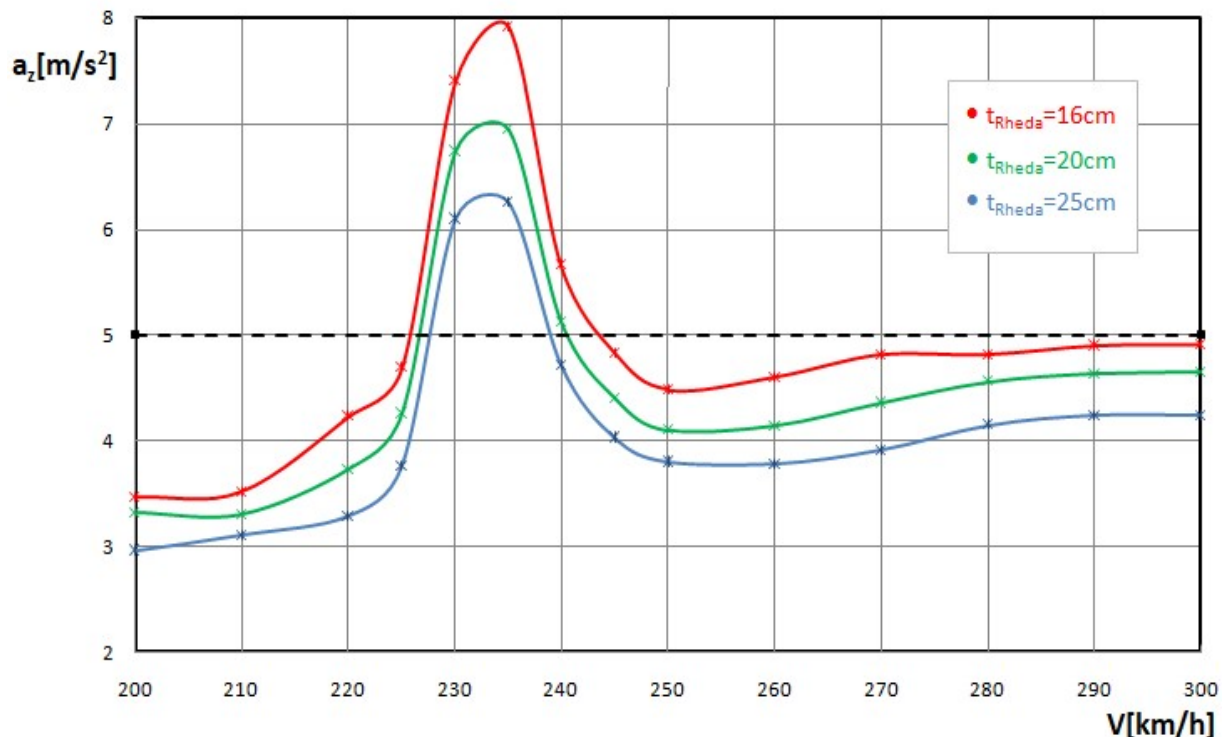


Σχήμα 4.29 :Επιρροή χρονικού βήματος στις κατακόρυφες επιταχύνσεις καταστρώματος.

Το χρονικό βήμα που χρησιμοποιήθηκε είναι το  $\Delta t=0.50 \times 10^{-3}$ . Όπως προκύπτει και από το σχήμα (4.29), αναζητείται ένα χρονικό βήμα που όταν υποδιπλασιαστεί θα εξαγονται ίδια αποτελέσματα. Αξίζει να αναφερθεί ότι λόγω της πυκνής διακριτοποίησης που επιτάσσει η φύση του προβλήματος, η ακρίβεια και η ευστάθεια της λύσης επιτεύχθηκε με αρκετό υπολογιστικό κόστος.

#### 4.4.4 Επιρροή πλάκας επιδομής.

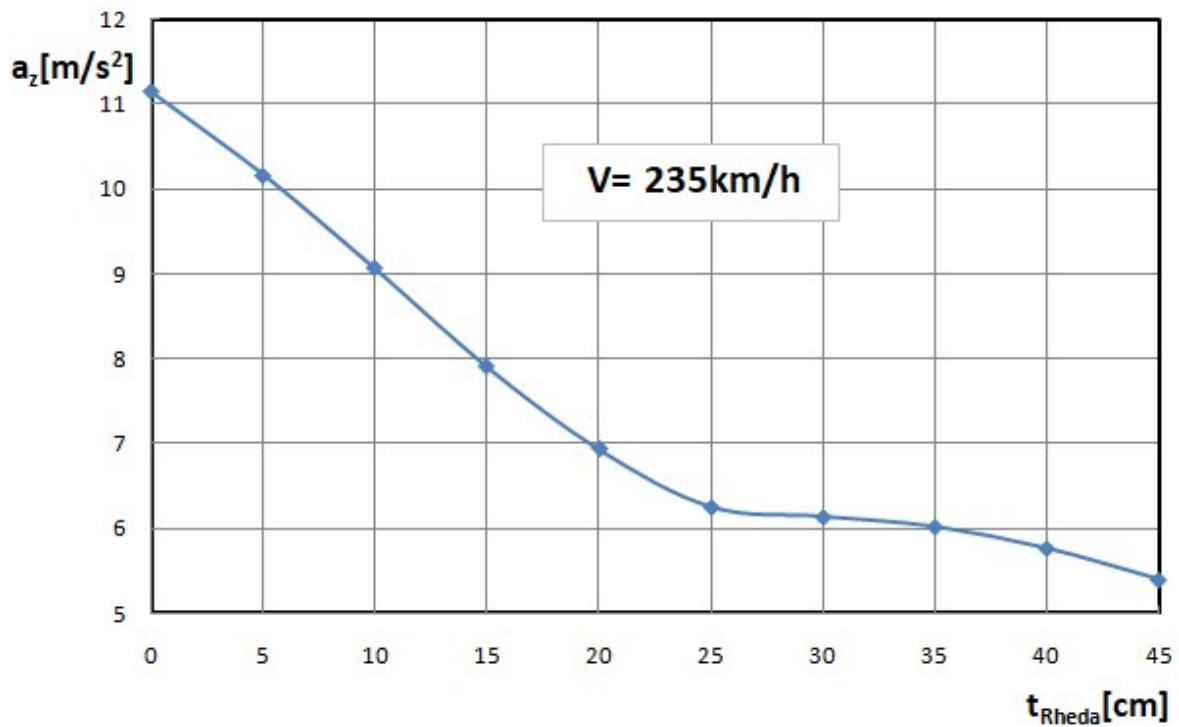
Έχοντας ανεπίτρεπτες επιταχύνσεις καταστρώματος στην υπάρχουσα μορφή του φορέα, επιζητείται η μείωση τους μέσω της αλλαγής του πάχους της πλάκας επιδομής. Όπως έχει τονισθεί, στα συστήματα σταθερής επιδομής (track slab), το έρμα έχει αντικατασταθεί πλήρως από μια συμπαγής πλάκα σκυροδέματος. Η πλάκα αυτή αφενός έχει ως στόχο να διανείμει ομοιόμορφα μαζί με τους στρωτήρες τα φορτία κυκλοφορίας και αφετέρου να αμβλύνει τις δυναμικές επιδράσεις από την διέλευση των συρμών με μεγάλη ταχύτητα. Το ελάχιστο πάχος της πλάκας επιδομής στο σύστημα Rheda 2000 είναι 16cm και ανάλογα με τις απαιτήσεις μπορεί να αυξηθεί.



Σχήμα 4.30 : Επιρροή πάχους πλάκας επιδομής στις επιταχύνσεις καταστρώματος.

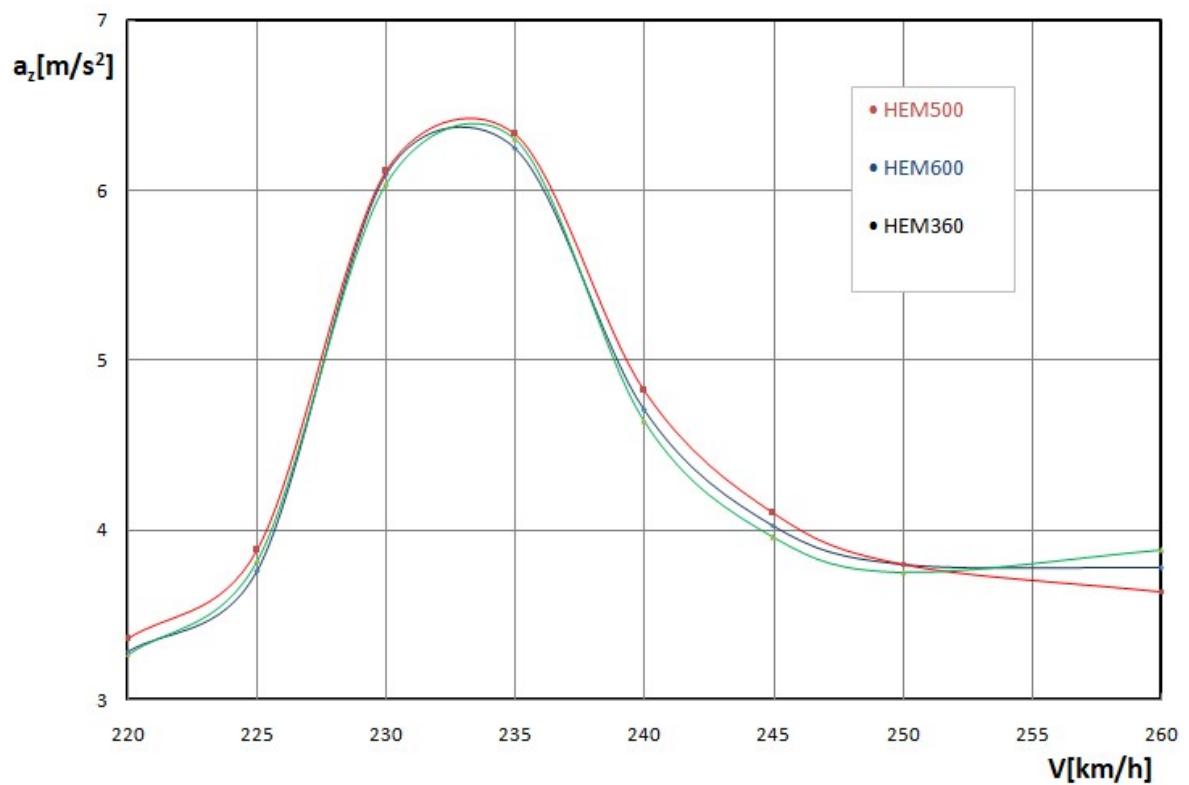
Παρατηρείται πως τα διαγράμματα είναι πανομοιότυπα και η εκδήλωση των μέγιστων επιταχύνσεων παρουσιάζεται στις ίδιες ταχύτητες διελεύσεως. Παρότι αυξήθηκε το πάχος της πλάκας, η τιμή της επιτάχυνσης παραμένει πάνω από το μέγιστο επιτρεπτό όριο. Όπως καταδεικνύει και το σχήμα (4.31) η αύξηση του πάχους της πλάκας αρχικά είναι δραστηκότεαη αλλά από ένα σημείο και μετά αποτελεί ασύμφορη λύση. Στο σχήμα (4. 31) για  $t_{Rheda}=0$  cm, δηλαδή όταν οι σιδηροτροχιές προσηλώνονται απευθείας στη φέρουσα πλάκα, εκδηλώνεται η πλέον ανεπίτρεπτη επιτάχυνση  $a_z=11.2$  m/s<sup>2</sup>. Το γεγονός αυτό τονίζει την σπουδαιότητα ύπαρξης συστημάτων επιδομής. Ωστόσο η αύξηση του πάχους

μετά τα 25.0cm δεν αποτελεί βέλτιστη λύση και πρέπει να βρεθεί πιο ενδεδειγμένος τρόπος για την περαιτέρω μείωση των δυναμικών επιδράσεων.

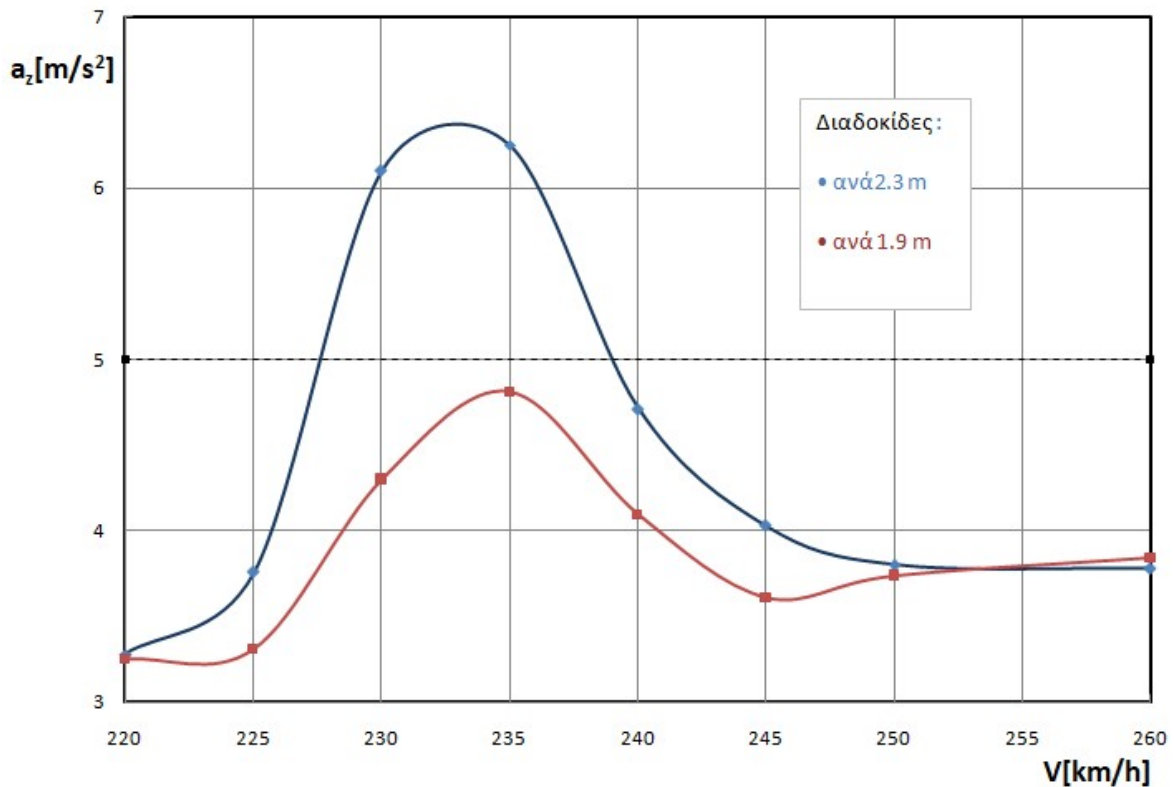


Σχήμα 4.31 : Επιρροή πάχους πλάκας επιδομής κατά τις συνθήκες συντονισμού.

#### 4.4.5 Επιρροή διαδοκίδων.



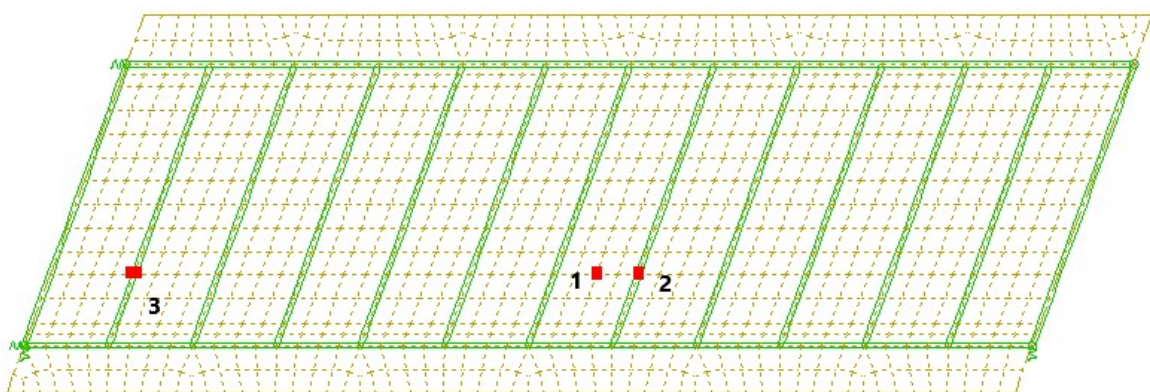
Σχήμα 4.32 : Επιρροή δυσκαμψίας διαδοκίδων στην κατακόρυφη επιτάχυνση καταστρώματος



**Σχήμα 4.33:**Επιρροή απόστασης μεταξύ των διαδοκίδων.

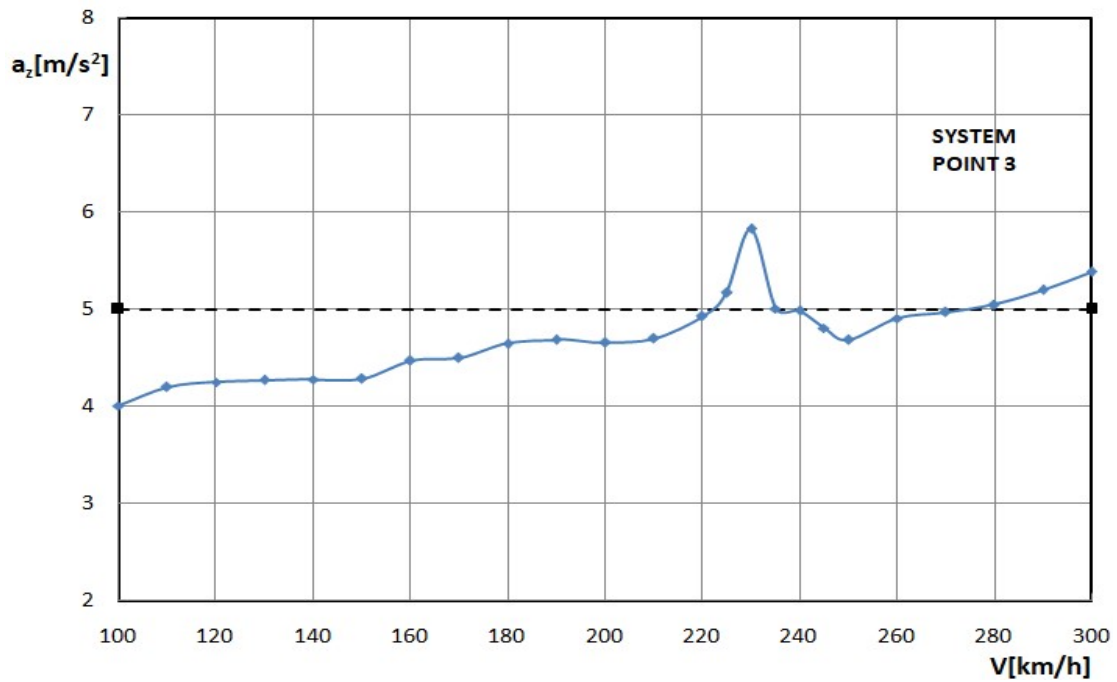
Από την διερεύνηση που αποτυπώνεται στα σχήματα (4.32) και (4.33) προκύπτει ότι στη μείωση της κατακόρυφης επιτάχυνσης συμβάλλει η πυκνωση της διάταξης των διαδοκίδων και όχι η δυσκαμψία αυτών. Το συμπέρασμα αυτό μπορεί να μας οδηγήσει σε έναν βέλτιστο σχεδιασμό προς τα εγκάρσια στοιχεία της γέφυρας.

Επισημαίνεται πως οι μεγαλύτερες τιμές επιτάχυνσης σημειώνονται στο άνοιγμα ανάμεσα στις διαδοκίδες (system point 1), αλλά διερευνήθηκαν και άλλα σημεία του καταστρώματος (2,3).

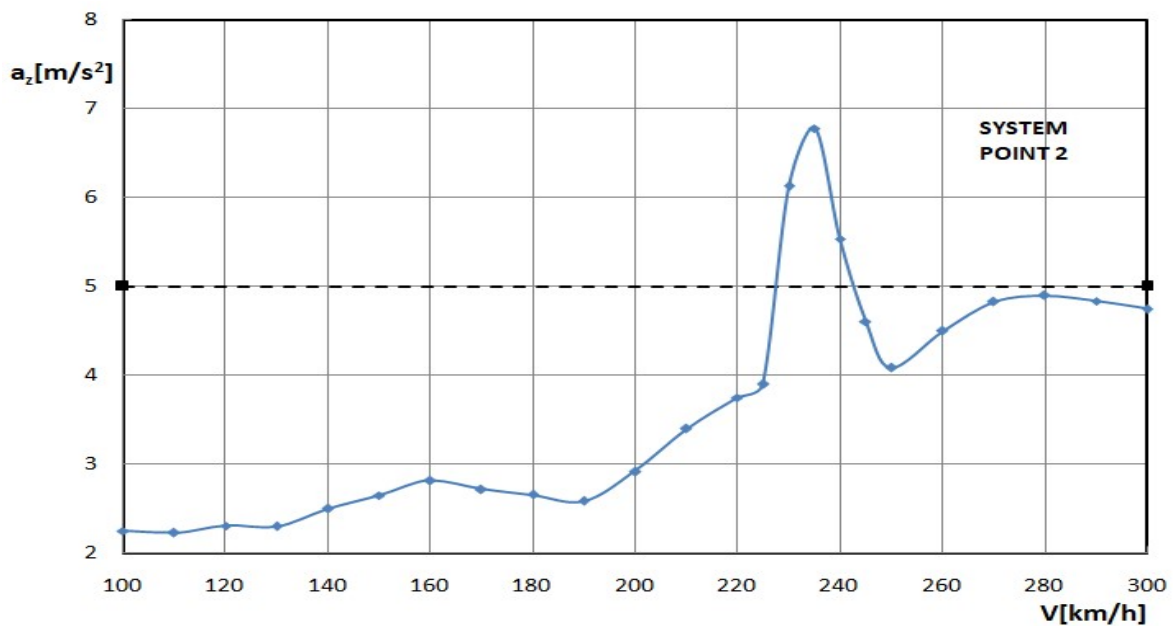


**Σχήμα 4.34 :**Σημεία ελέγχου





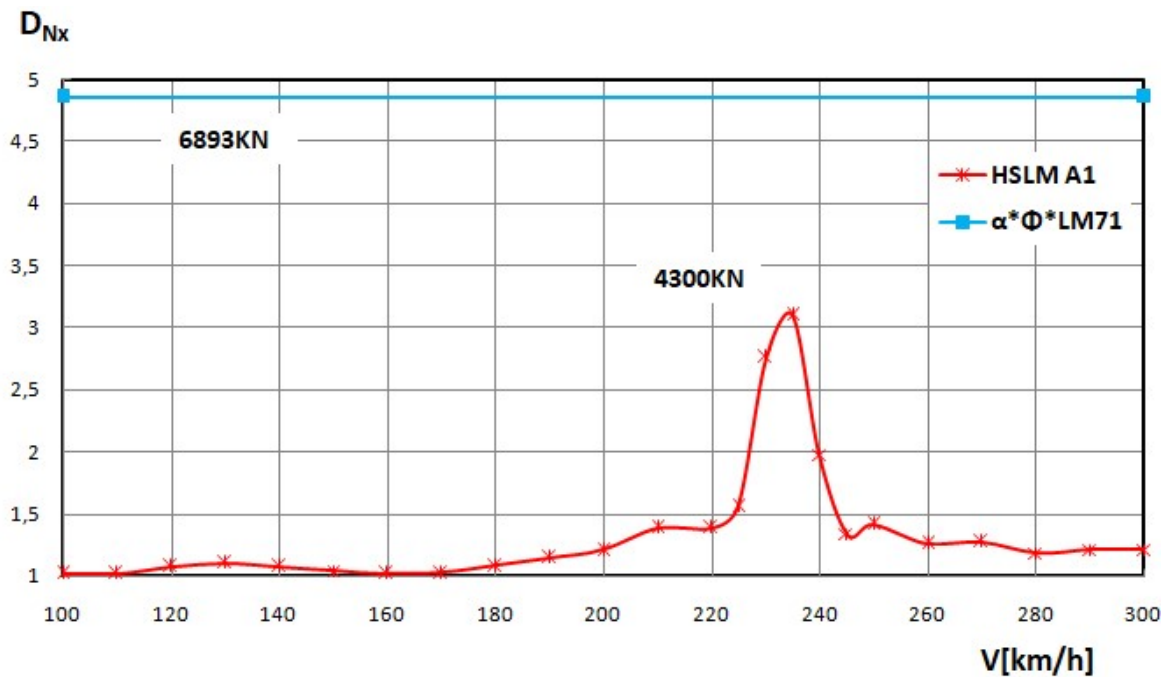
Σχήμα 4.35: Φάσμα επιταχύνσεων κοντά στην ακραία διαδοκίδα HSLM-A1.



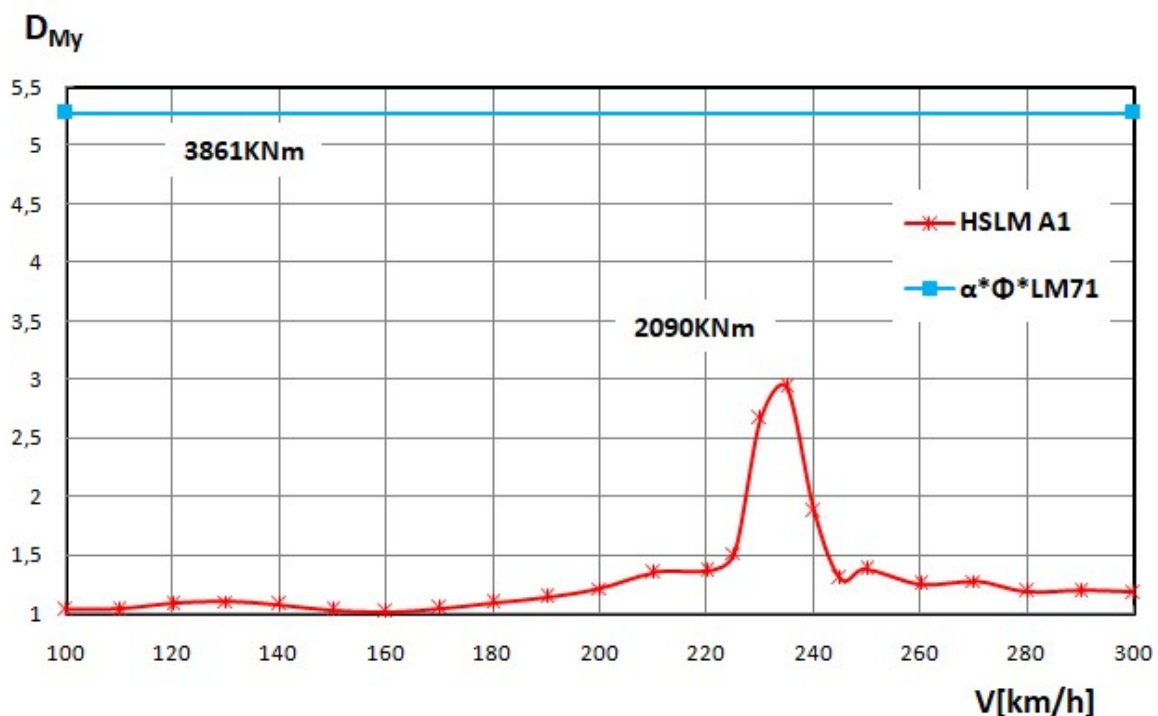
Σχήμα 4.36: Φάσμα επιταχύνσεων επί της μεσαίας διαδοκίδας HSLM-A1.

Αξίζει να αναφερθεί κανείς στην παρόμοια συμπεριφορά που έχουν όλα τα σημεία κατά μήκος της γέφυρας πάνω στον άξονα κίνησης των φορτίων. Το σημείο στην άκρη έχει μεγάλες επιταχύνσεις ακόμα και για μικρές ταχύτητες λόγω του βίαιου τρόπου εισαγωγής του φορτίου στον φορέα (πλήγμα).

#### 4.4.6 Σύγκριση Στατικών και δυναμικών μεγεθών.



Σχήμα 4.37 :Σύγκριση δυναμικών με στατικών αξονικών δυνάμεων  $N_x$  στην κύρια δοκό.



Σχήμα 4.38 :Σύγκριση δυναμικών με στατικών ροπών κάμψεως  $M_y$  στην κύρια δοκό.

Υπογραμμίζεται ότι τα στατικά φορτία κυκλοφορίας είναι σε κάθε περίπτωση μεγαλύτερα από τα αντίστοιχα δυναμικά. Η υιοθέτηση του συντελεστή κατηγοριοποίησης  $\alpha=1.33$  θεωρείται μια πολύ συντηρητική παραδοχή αλλά απολύτως αναγκαία αν πρόκειται να προσπελάσουν την γέφυρα βαρέα τροχαία υλικά.



## 5 Αλληλεπίδραση φορέα – σιδηροτροχιάς

### 5.1 Γενικά

Η εύκαμπτη επιδομή με διάταξη ξύλινων στρωτήρων επί έρματος σε δύσκαμπτα καταστρώματα μικρών ανοιγμάτων ήταν η επικρατούσα λύση για πολλά χρόνια. Πλέον υπάρχει η ανάγκη και η δυνατότητα οι όροι να αναστραφούν. Υπάρχει η τεχνογνωσία και τα υλικά να κατασκευαστούν γέφυρες με μεγάλα ανοίγματα διαμορφώνοντας εύκαμπτα καταστρώματα. Η αύξηση των ταχυτήτων διέλευσης των συρμών καθιστούν όλο και πιο εφαρμόσιμη την πρακτική αντικατάστασης του έρματος με μία συμπαγής πλάκα σκυροδέματος, όπου καθιστά το σύστημα επιδομής αρκετά πιο δύσκαμπτο απ' ότι πριν. Συνεπώς γίνεται αντιληπτό πως υπάρχει διαφορά συμπεριφορών μεταξύ της γέφυρας και της σιδηροτροχιάς, του σημαντικότερου στοιχείου που υπάρχει στην επιδομή.



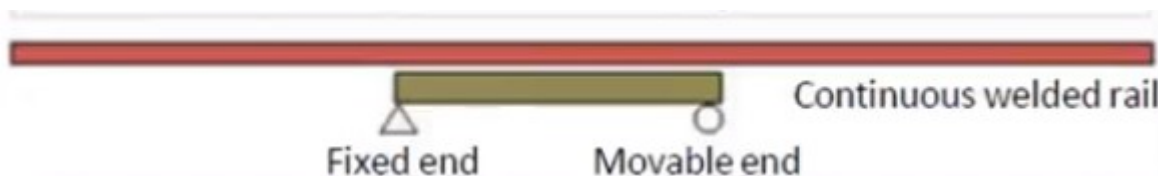
Σχήμα 5.1 : Γέφυρα δύσκαμπτου καταστρώματος και εύκαμπτης επιδομής.



Σχήμα 5.2 : Εύκαμπτη επιδομή.

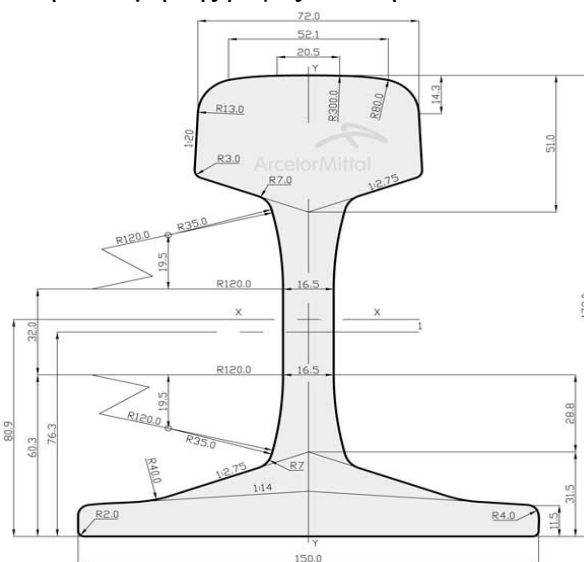
## 5.2 Συμπεριφορά σιδηροτροχιάς

Στην πλειονότητα των νέων σιδηροδρομικών δικτύων τοποθετούνται συνεχείς συγκολλητές σιδηροτροχίες (CWR :Continuous Welded Rail) για μεγάλα μήκη χωρίς να παρεμβάλλονται αρμοί διαστολής (expansion joints). Οι συνθήκες συνέχειας στις σιδηροτροχίες επιδιώκονται για την ασφαλή λειτουργία των σιδηρογραμμών κατά διέλευσης των συρμών. Επιπρόσθετα οι αρμοί αποφεύγονται διότι είναι δύσκολο να εγκατασταθούν και να συντηρηθούν.



Σχήμα 5.3 : Συνεχής σιδηρογραμμή επί γέφυρας.

Η επικρατούσα μεταλλική διατομή της ράγας είναι η UIC60 :



Σχήμα 5.3 : Διατομή σιδηροτροχιάς UIC 60

Με τα εξής χαρακτηριστικά :

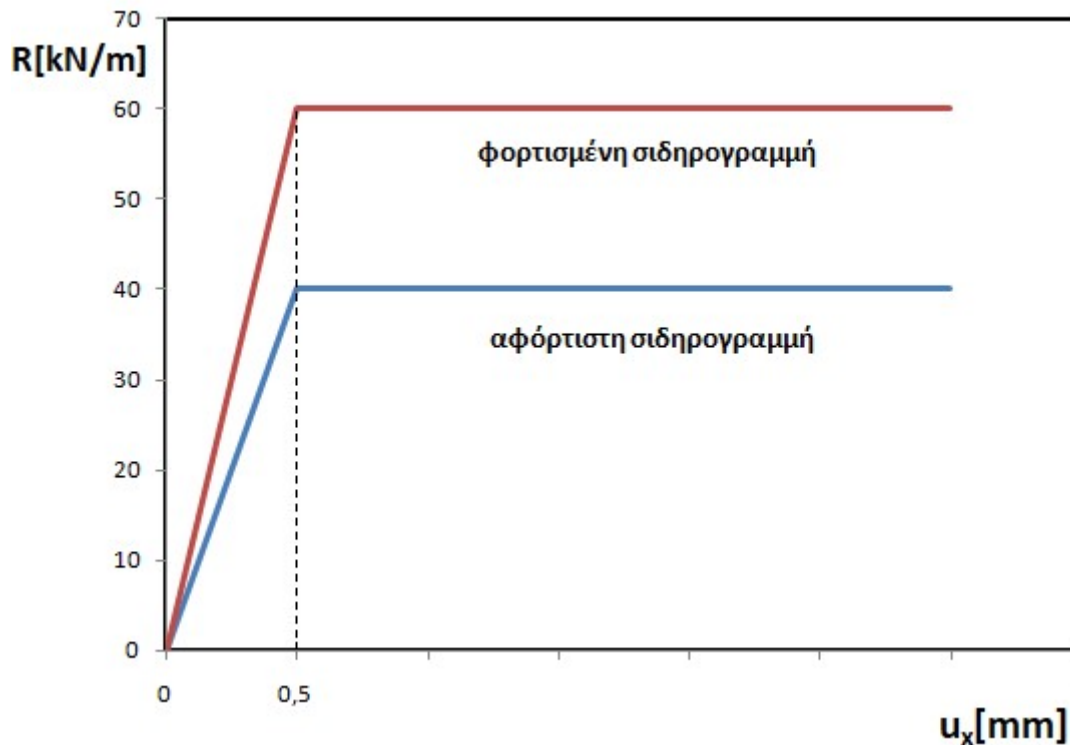
$$A = 7.67 \cdot 10^{-3} m^2 \quad (5.1)$$

$$E = 210GPa \quad (5.2)$$

Επισημαίνεται ότι η δυστένεια της (EA) ορίζει την συμπεριφορά της, αφού όπως θα τονισθεί και παρακάτω οι κύριες καταπόνησεις που επιδέχεται είναι αξονικές.

Η σιδηροτροχιά προσηλώνεται στο κατάστρωμα μέσω ελαστικών συνδέσεων (elastic fastening system) και εξασφαλίζεται από πλευρική εκτροπή. Εντούτοις, η βασική παράμετρος στο φαινόμενο της αλληλεπίδρασης φορέα-σιδηροτροχιάς είναι η διαμήκης αντίσταση R(kN/m) ανά σιδηρογραμμή στην σχετική μετακίνηση μεταξύ καταστρώματος και σιδηροτροχιάς.

Το συμβουλευτικό εγχειρίδιο UIC 774-3 (International Union of Railways) προτείνει τις εξής τιμές για την  $R$ (kN/m) για συστήματα σταθερής επιδομής :



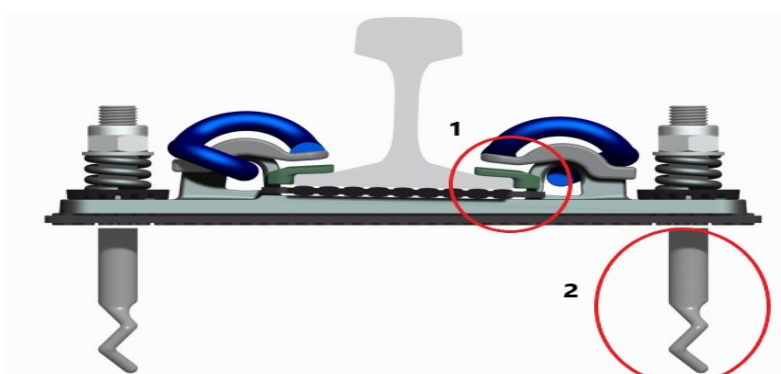
**Σχήμα 5.4 :** Διαμήκης αντίσταση  $R$ [kN/m] ανά σιδηρογραμμή στη σχετική μετακίνηση  $u_x$ [mm] μεταξύ καταστρώματος και σιδηροτροχιάς.

Προτείνεται :

$$R_{\max}=40 \text{ kN/m για αφόρτιστη σιδηρογραμμή} \quad (5.3)$$

$$R_{\max}=60 \text{ kN/m για φορτισμένη σιδηρογραμμή} \quad (5.4)$$

Η ύπαρξη δύο διαφορετικών προτεινόμενων καμπυλών ανάλογα με το αν είναι φορτισμένη ή όχι η σιδηρογραμμή εξηγείται μέσω του μεγέθους που αναπαριστούν. Το μέγεθος που αναπαρίστανται είναι η τριβή. Είναι γνωστό, πως η τριβή αυξάνει μέχρι ενός μέγιστου ορίου εάν υπάρχει μεγάλη κάθετη δύναμη στην επιφάνεια της τριβής. Σημειώνεται ότι υπάρχουν δύο σημεία τριβής, ένα ανάμεσα στη σιδηροτροχιά και τους ελαστικούς συνδέσμους του στρωτήρα και ένα ανάμεσα στον στρωτήρα και το σύστημα επιδομής (έρμα ή πλάκα σκυροδέματος).

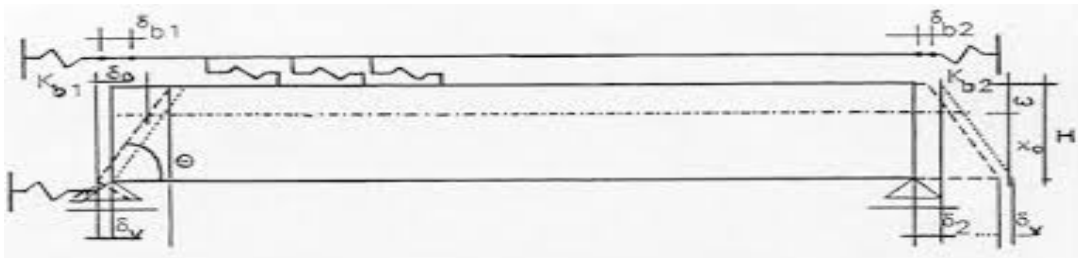


**Σχήμα 5.5 :** Σημεία τριβής που προσδίδουν την διαμήκης αντίσταση  $R$ [kN/m]

## 5.3 Συμπεριφορά γέφυρας

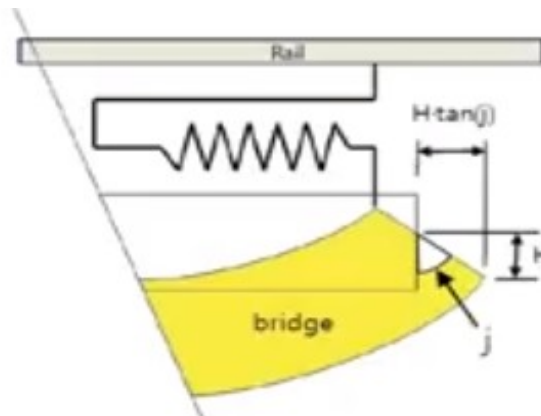
### 5.3.1 Κατάστρωμα

Τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας κάμπτουν το κατάστρωμα και η προσηλωμένη σιδηροτροχιά σε αυτό εξαναγκάζεται να ακολουθήσει. Ως εκ τούτου δημιουργούνται δυνάμεις αλληλεπίδρασης και συνεπαγόμενες σχετικές μετακινήσεις φορέα-ράγας. Τα μεγέθη αυτά εκδηλώνουν τις ακραίες τιμές τους στις θέσεις των στηρίξεων.



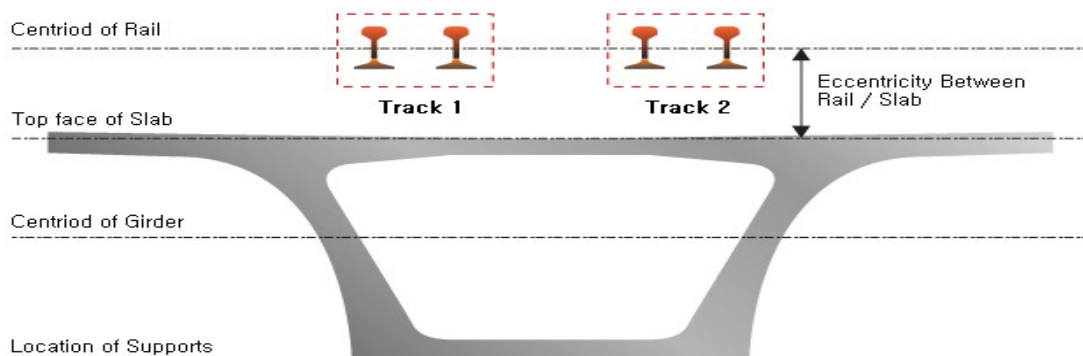
Σχήμα 5.6 :Σχετικές μετακινήσεις φορέα-ράγας λόγω κάμψεως καταστρώματος.

Η συμμετοχή της γέφυρας στο φαινόμενο αλληλεπίδρασης σχετίζεται σε μεγάλο βαθμό από την ευκαμψία του καταστρώματος αλλά και από την θέση του ουδέτερου άξονα σε σχέση με την στάθμη των σιδηροτροχιών. Όσο πιο κάτω βρίσκεται ο ουδέτερος άξονας από τη στάθμη της σιδηροτροχιάς, τόσο τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης οξύνονται.



Σχήμα 5.7 :Επιρροή υψομετρικής θέσης ουδέτερου άξονα .

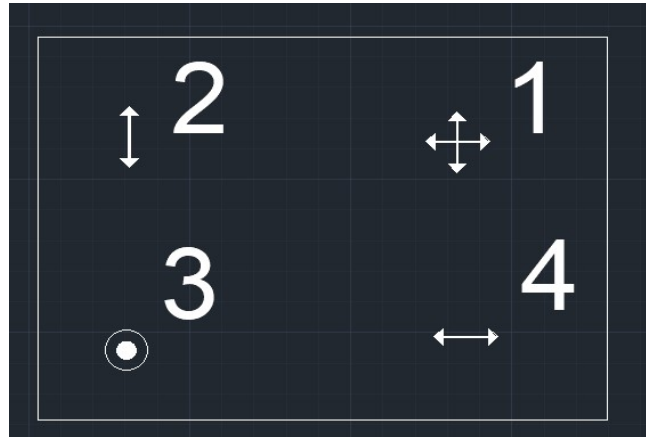
Αξίζει να σημειωθεί πως σε γέφυρες διατομής κιβωτίου η θέση του ουδέτερου άξονα είναι πολύ επιβαρυντική στα φαινόμενα αλληλεπίδρασης.



Σχήμα 5.8 :Διατομή γέφυρας μορφής κιβωτίου.

### 5.3.2 Εφέδρανα

Σημαντικό ρόλο στα αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης επιτελεί και ο τρόπος στήριξης της γέφυρας στη διαμήκη έννοια. Εν προκειμένω, η γέφυρα εδράζεται σε σταθερά εφέδρανα Pot Bearings που επιλέγονται βάσει της κατακόρυφης δύναμης που φέρουν. Ο φορέας δεσμεύεται σύμφωνα με τον τρόπο του σχήματος 5.9 έτσι ώστε να εκτονώνεται υπό τις δράσεις εξαναγκασμού.



Σχήμα 5.9 : Δεσμεύσεις σταθερών εφεδράνων Pot Bearings.

### 5.3.3 Θερμοκρασιακές επιρροές.

Οι θερμοκρασιακές μεταβολές του περιβάλλοντος δημιουργούν δυνάμεις εξαναγκασμού στη σιδηροτροχιά όπου μακριά από τους αρμούς ασυνέχειας σταθεροποιούνται στη τιμή :

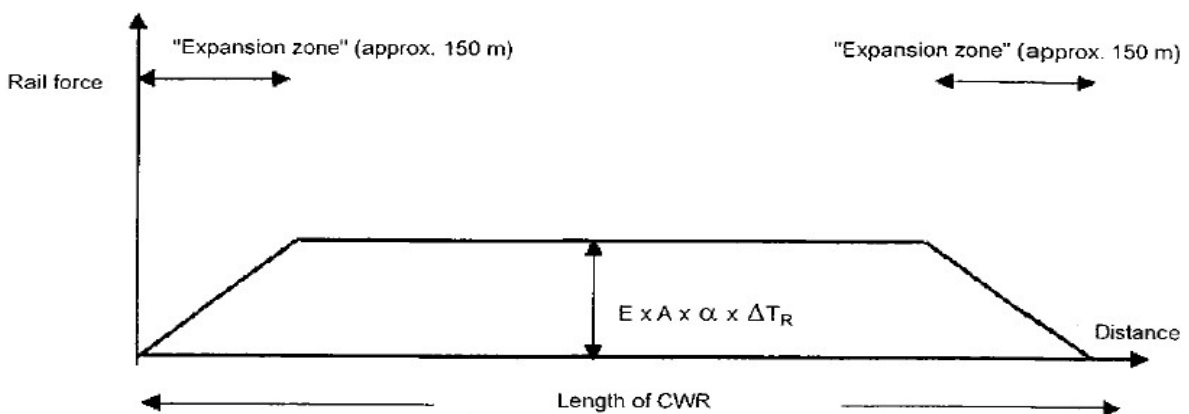
$$F = E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta T_R \quad (5.5)$$

Όπου :

$\alpha$  : ο συντελεστής θερμικής διαστολής ( $1.0 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ )

$\Delta T_R$ : διαφορά θερμοκρασίας από την θερμοκρασία εγκατάστασης.

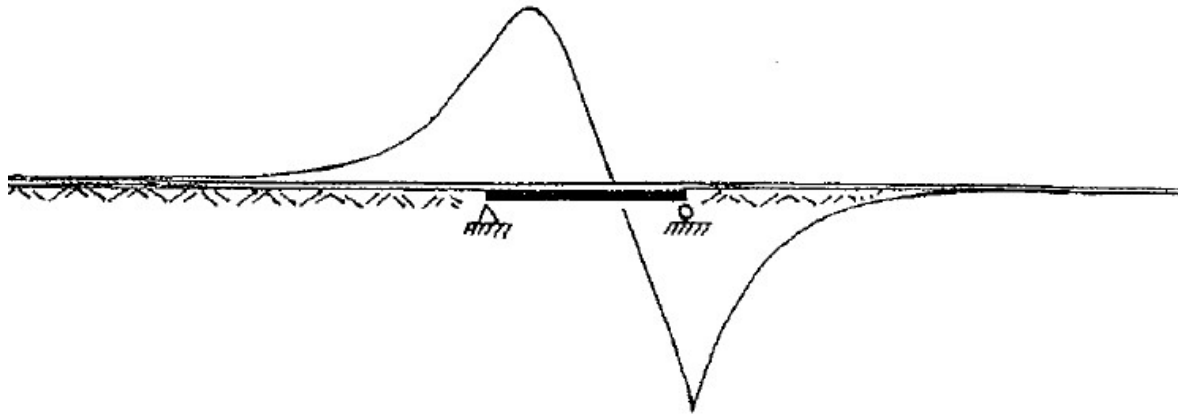
$A: = 7.67 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$  (UIC60)



Σχήμα 5.10 : Συμπεριφορά ράγας υπό θερμοκρασιακές μεταβολές.



Επίσης, η ράγα εντείνεται λόγω των θερμοκρασιών μεταβολών στο κατάστρωμα κατά τρόπο:



Σχήμα 5.11 : Ενδεικτικό διάγραμμα τάσεων στη ράγα για θερμοκρασιακή μεταβολή στο κατάστρωμα.

### 5.3.4 Βάσεις σχεδιασμού

Τα φορτία που πρέπει να ληφθούν υπόψη είναι :

- Τα κατακόρυφα φορτία της πρότυπης φόρτισης:  $\alpha \times LM71$
- Οι αντίστοιχες δυνάμεις έλξης και πέδησης πολλαπλασιαζόμενες με το  $\alpha$ , όπως ορίζονται στο 3.3.2.
- Οι θερμοκρασιακές μεταβολές μόνο στο κατάστρωμα στη περίπτωση της συνεχούς σιδηροτροχιάς ( $\pm 35^\circ\text{C}$ ). Θεωρείται ότι η διακύμανση της θερμοκρασίας στην σιδηροτροχιά δεν προκαλεί φαινόμενα αλληλεπίδρασης για συνεχείς σιδηρογραμμές.

Ο τελικός συνδυασμός των φορτίσεων υπό τον οποίο ελέγχονται τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης είναι :

$$\Sigma R = \alpha \cdot (\Delta T_{deck}) + \beta \cdot (breaking) + \gamma \cdot (LM71) \quad (5.6)$$

όπου  $\alpha = \beta = \gamma = 1$

Οι μέγιστες επιτρεπτές τάσεις στη σιδηροτροχιά είναι :

- Θλίψη :  $\sigma_{c,rail} \leq 72\text{Mpa}$  (5.7)

- Εφελκυσμός :  $\sigma_{t,rail} \leq 92\text{Mpa}$  (5.8)

Όταν το όριο διαρροής του χάλυβα της ράγας είναι  $f_y = 900\text{Mpa}$ , γίνεται σαφές ότι οι μέγιστες ανεκτές πρόσθετες τάσεις είναι σχεδόν το 1/10 της αντοχής και πρόκειται για μία αυστηρή απαίτηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Επίσης, πρέπει να περιορίζονται:

- Η σχετική μετακίνηση μεταξύ ράγας και καταστρώματος υπό τα φορτία

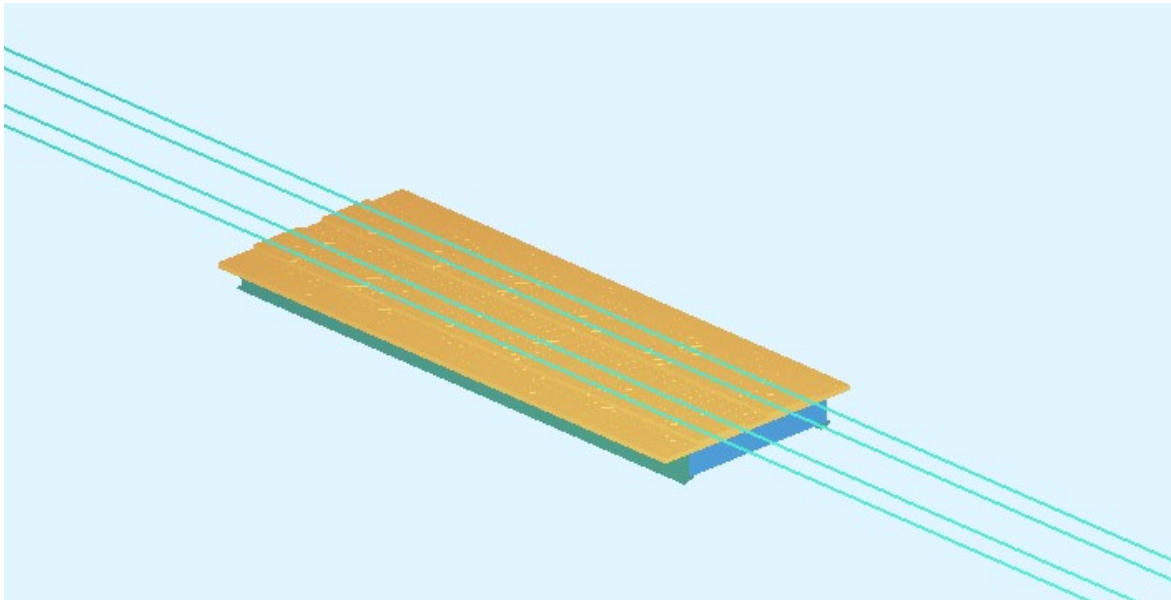
$$u_x=4.0\text{mm} \quad (5.9)$$

- Η διαμήκης μετακίνηση  $\delta$  στην πάνω άκρη του καταστρώματος λόγω κάμψης.

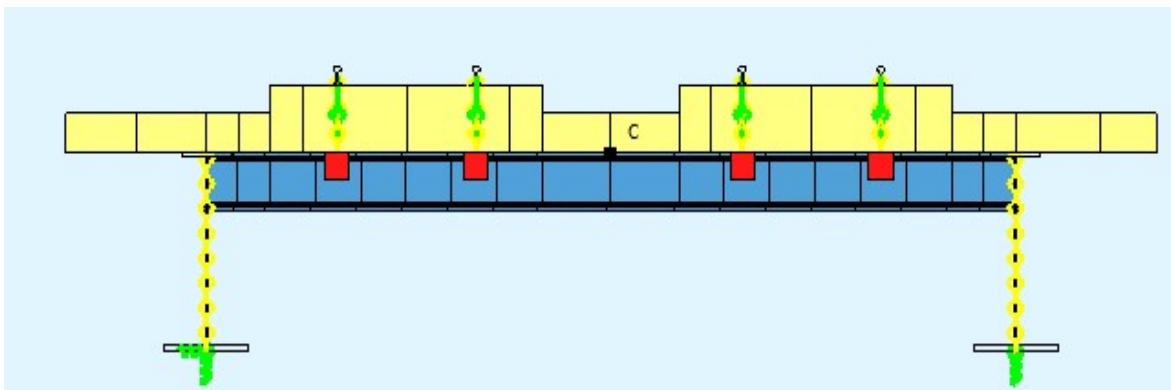
$$\delta_{\max}=8.0\text{mm} \quad (5.10)$$

### 5.3.5 Προσομοίωση

Η προσομοίωση του συστήματος αλληλεπίδρασης φορέα-σιδηροτροχιάς διενεργήθηκε μέσω του λογισμικού Sofistik.

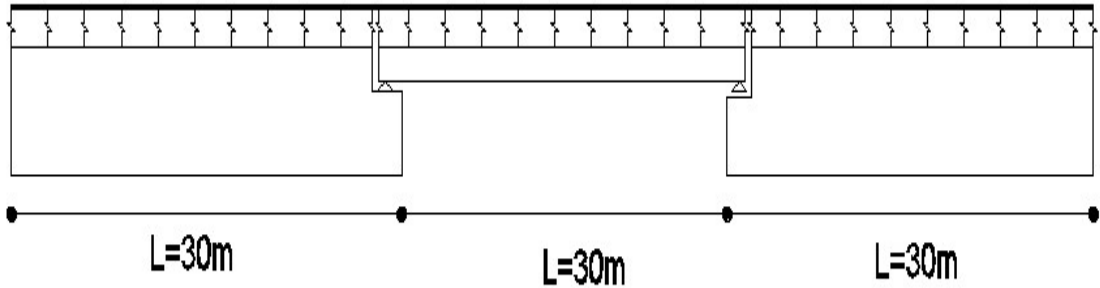


Σχήμα 5.12 : Προσομοίωση φορέα-σιδηροτροχιάς



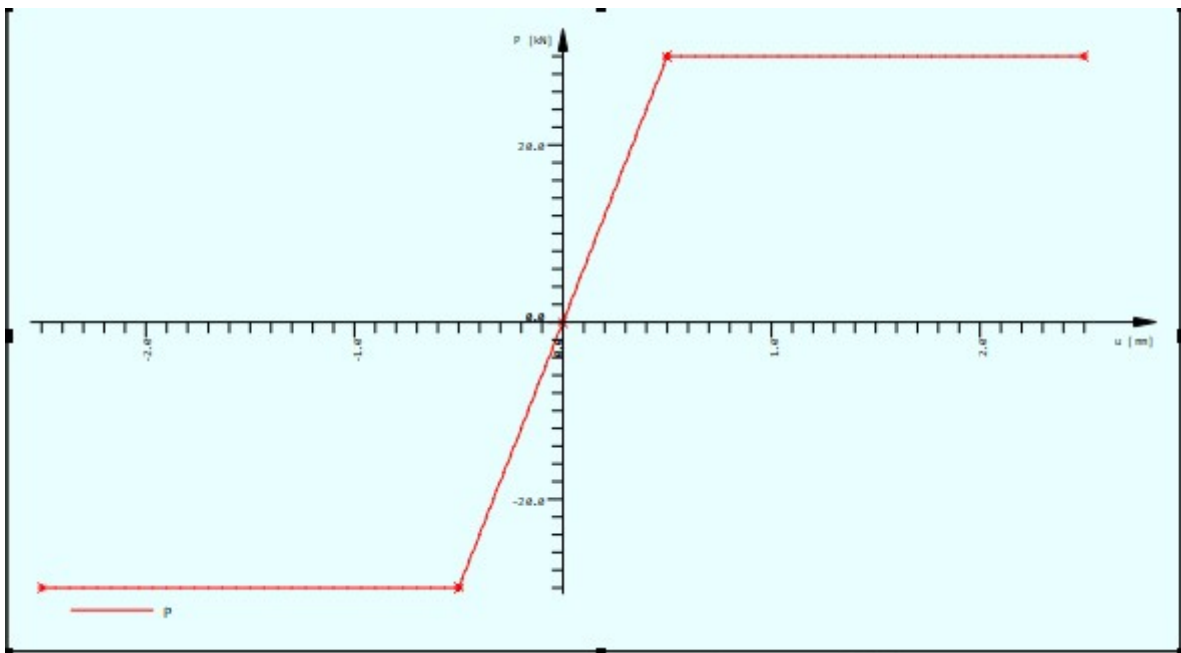
Σχήμα 5.13 : Εγκάρσια έννοια γέφυρας

Η ράγα προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (beam elements) και τοποθετείται στην πραγματική της θέση καθ' ύψος. Στην κατακόρυφη έννοια το κέντρο βάρους της ράγας συνδέεται άκαμπτα (rigid link) με τον κεντροβαρικό άξονα της γέφυρας έτσι ώστε να έχουν κοινές μετακινήσεις. Στην εγκάρσια διεύθυνση θεωρείται ότι οι ελαστικοί σύνδεσμοι εξασφαλίζουν πλήρως την ράγα. Έξω από την γέφυρα η ράγα στηρίζεται σε ακλόνητα σημεία.

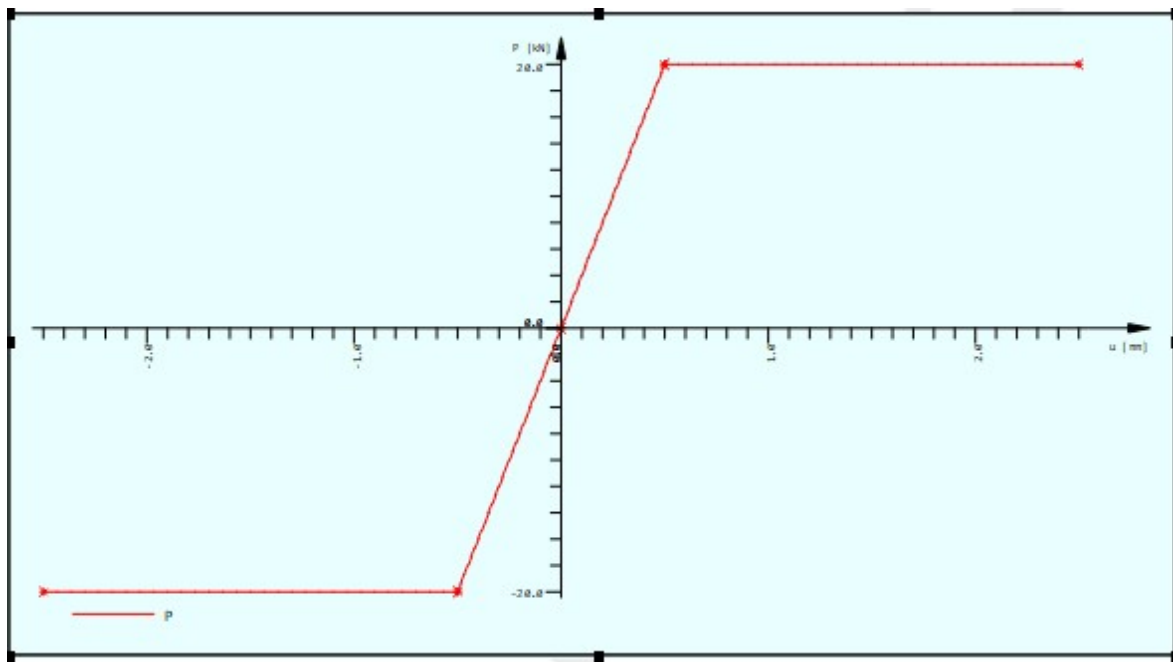


Σχήμα 5.14 : Διαμήκη έννοια μοντέλου.

Στη διαμήκη έννοια, για την προσομοίωση της αντίστασης σε σχετική μετακίνηση μεταξύ σιδηροτροχιάς και γέφυρας χρησιμοποιούνται διγραμμικά ελατήρια σε όλο το μήκος. Τα διγραμμικά ελατήρια αναπαριστούν τις συμπεριφορές του σχήματος 5.4.



Σχήμα 5.15: Διαμήκες ελατήριο φορτισμένης σιδηροτροχιάς.

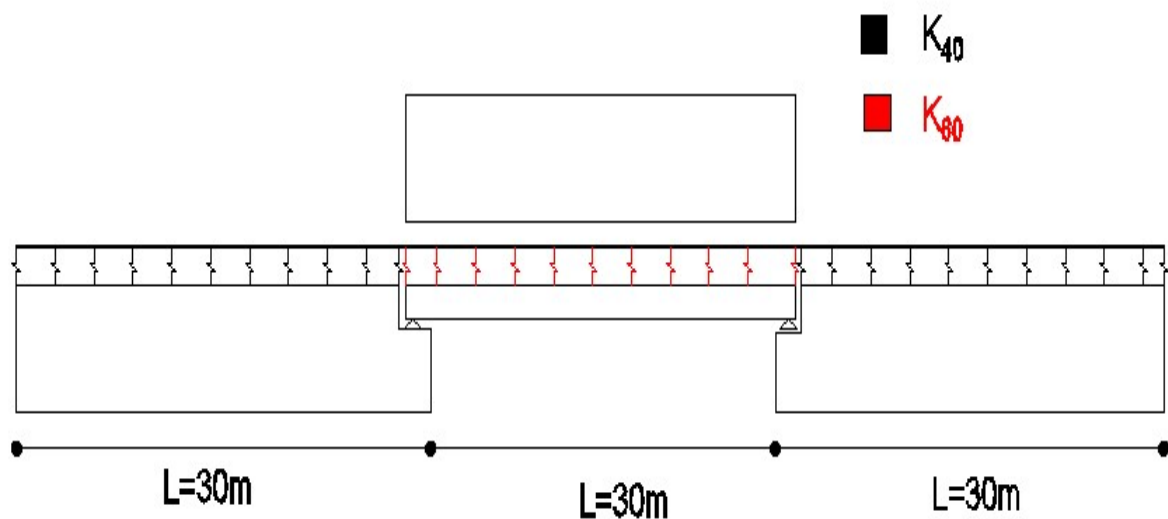


Σχήμα 5.15: Διαμήκες ελατήριο αφόρτιστης σιδηροτροχιάς.

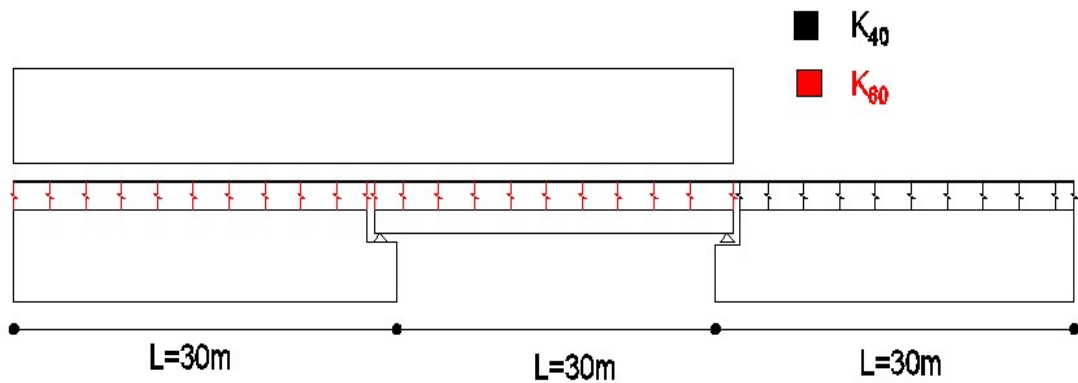
Σημειώνεται ότι τα εν λόγω ελατήρια τοποθετούνται ανα τρέχον μήκος. Επιπλέον η σιδηροτροχιά προεκτάθηκε εκατέρωθεν έξω από τη γέφυρα κατά ένα ικανό μήκος να απορροφήσει τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης. Στη προκειμένη ανάλυση ήταν αρκετή η προέκταση μήκους  $L$ , όπου  $L$  το μήκος της γέφυρας.

### 5.3.6 Αποτελέσματα

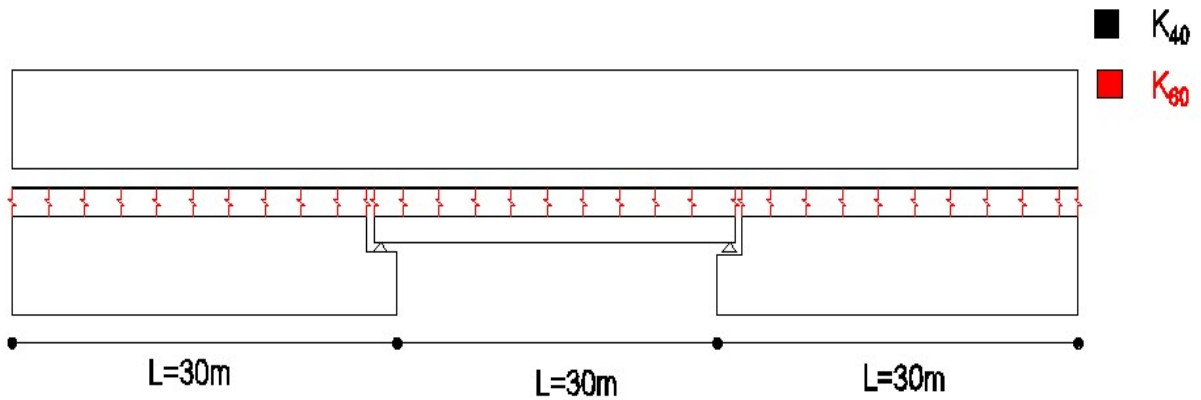
Διερευνήθηκαν οι εξής τρεις περιπτώσεις :



Σχήμα 5.16 : Περίπτωση 1: Φορτίζεται μόνο το μήκος της γέφυρας.

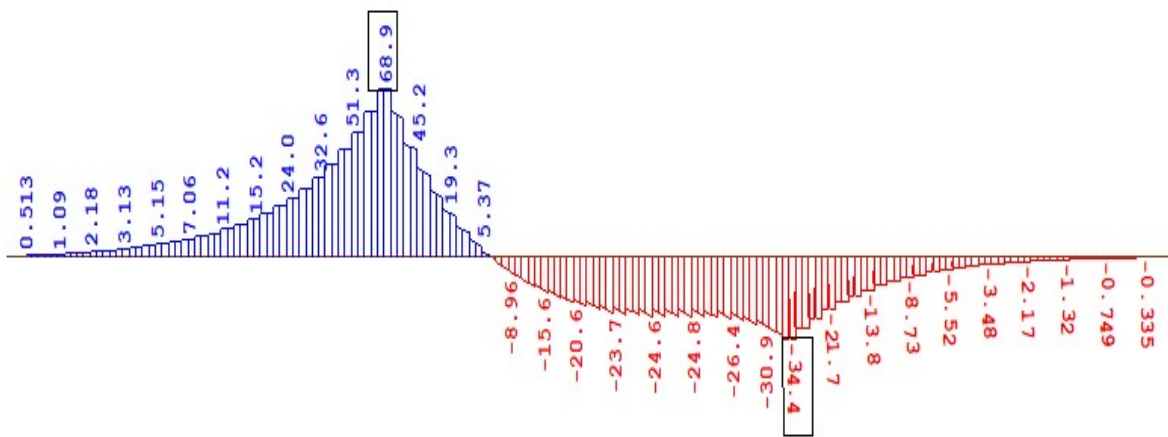


Σχήμα 5.17 : Περίπτωση 2: Φορτίζεται το μήκος της γέφυρας και 30 m προ αυτής.

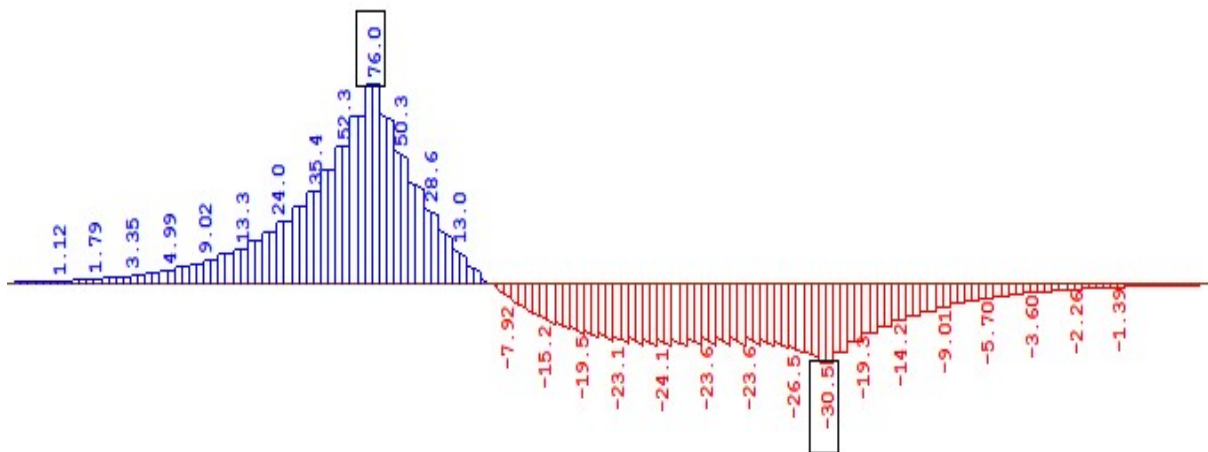


Σχήμα 5.18 : Περίπτωση 3: Φορτίζεται το μήκος της γέφυρας και 30 m εκατέρωθεν αυτής.

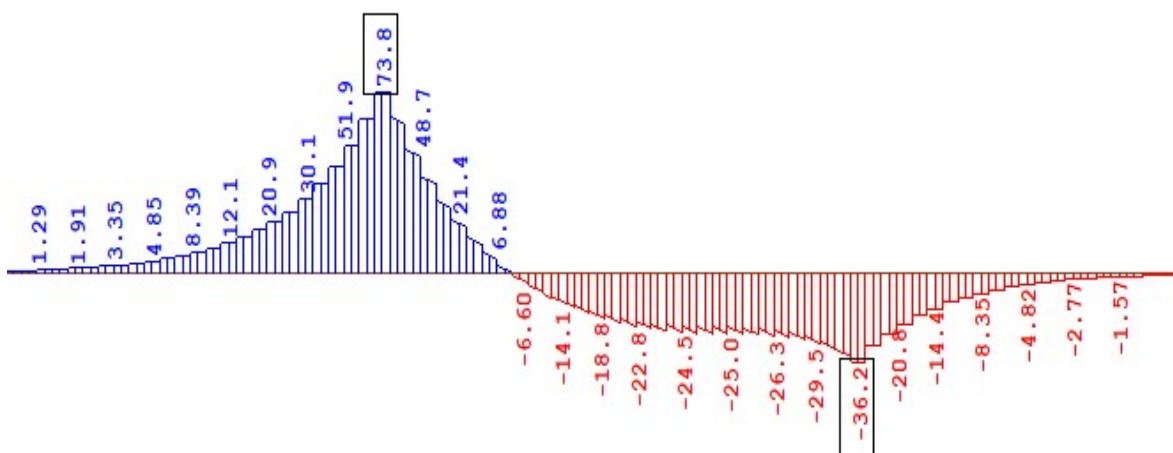
Όπως δηλώνεται και στα σχήματα, στα σημεία όπου η σιδηρογραμμή είναι φορτισμένη χρησιμοποιείται η μέγιστη διαμήκης αντίσταση  $K_{60}=60\text{kN/m}$  και όπου είναι αφόρτιστη χρησιμοποιείται η ελάχιστη διαμήκης αντίσταση  $K_{40}=40\text{kN/m}$ . Οι τάσεις σε κάθε περίπτωση είναι:



Σχήμα5.19 : Περίπτωση 1 :Ορθές τάσεις στη ράγα για LM71 και φορτία τροχοπέδησης.



Σχήμα5.20 : Περίπτωση 2 :Ορθές τάσεις στη ράγα για LM71 και φορτία τροχοπέδησης.



Σχήμα 5.21 : Περίπτωση 3 :Ορθές τάσεις στη ράγα για LM71 και φορτία τροχοπέδησης.

Αρχικά, παρατηρείται ότι οι μορφές των διαγραμμάτων είναι συμβατές με τις θεωρητικές. Δυσμενέστερη εμφανίζεται η περίπτωση 2 όπου φορτίζεται η γέφυρα και 30m πρό αυτής. Η μέγιστη εφελκυστική τάση υπό τα φορτία κυκλοφορίας είναι :

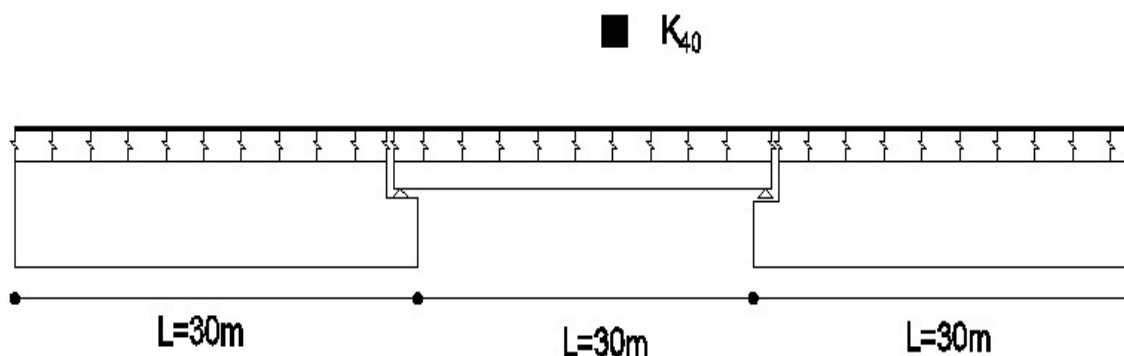
$$\sigma_{t,rail} = 76.0Mpa \quad (5.11)$$

Και η αντίστοιχη θλιπτική τάση υπό τα φορτία κυκλοφορίας είναι :

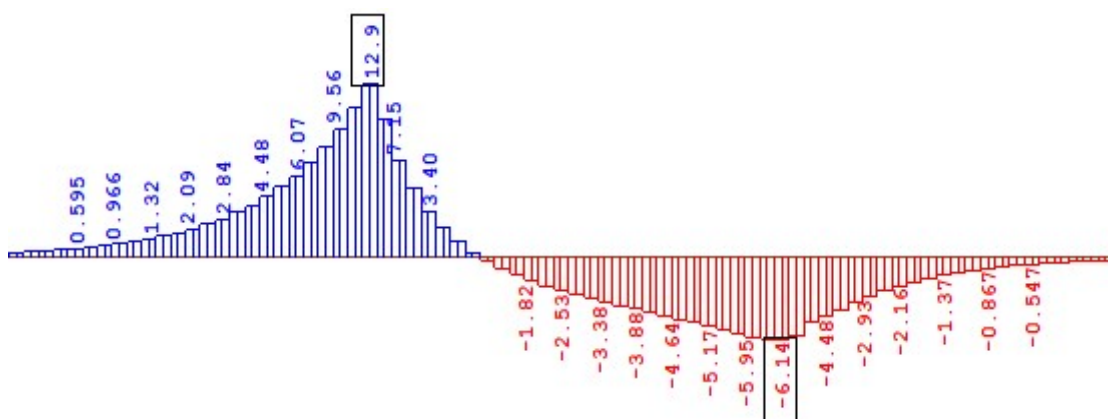
$$\sigma_{c,rail} = 36.2Mpa \quad (5.12)$$

Για να συγκριθούν οι άνωθεν τιμές με τις μέγιστες επιτρεπτές τάσεις πρέπει να προστεθούν και οι τάσεις υπό θερμοκρασιακές μεταβολές του καταστρώματος.

Οι θερμοκρασιακές μεταβολές υπολογίζονται ξεχωριστά υπό την ελάχιστη διαμήκη αντίσταση.



Σχήμα 5.22 : Μοντέλο προς υπολογισμό θερμοκρασιακών επιρροών.



Σχήμα 5.23 : Τάσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών καταστρώματος.

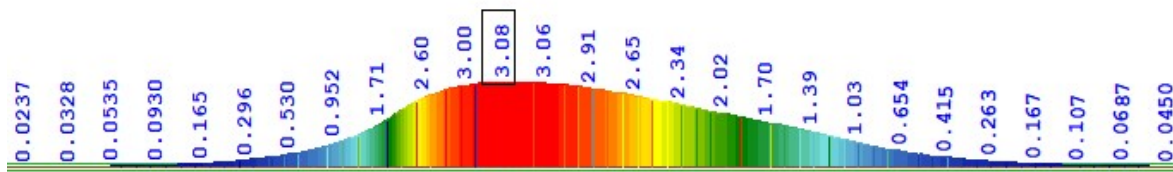
Εν τέλει υπό τον συνδυασμό  $\Sigma R = a \cdot (\Delta T_{deck}) + \beta \cdot (breaking) + \gamma \cdot (LM71)$  προκύπτει :

$$\text{Θλίψη:} \quad 36.2+6.14=42.34 \leq 72 \text{ Mpa} \quad (5.13)$$

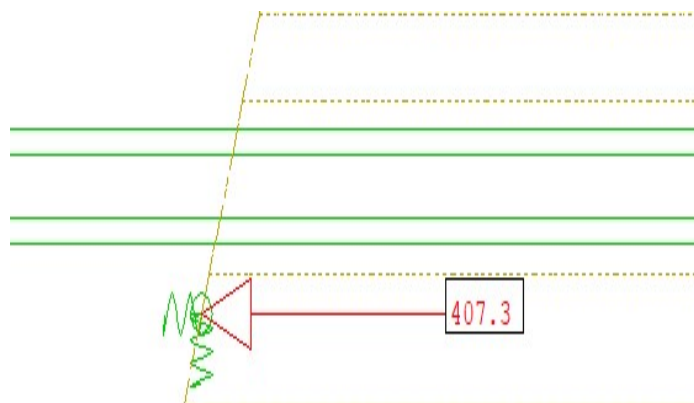
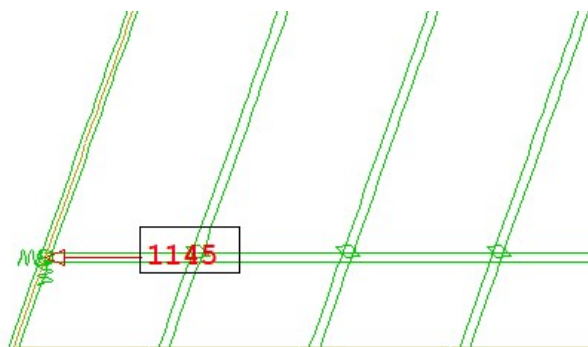
$$\text{Εφελκυσμός} \quad 73.8+12.9 \leq 92 \text{ Mpa} \quad (5.14)$$

Ο περιορισμός των τάσεων στη σιδηροτροχιά είναι επαρκής. Επίσης για να εξασφαλιστεί η σωστή λειτουργία ράγας φορέα πρέπει να ελεγχθεί και η μέγιστη σχετική μετακίνηση.

$$u=3.08 < 4.0 \text{ mm} \quad (5.15)$$



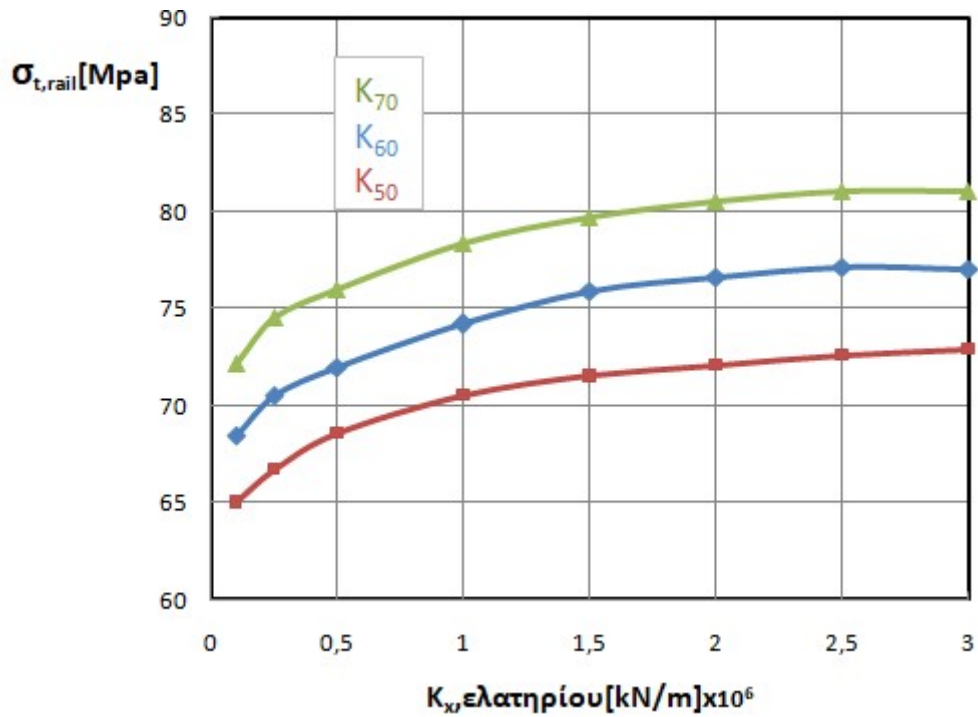
Σχήμα 5.24 : Σχετική μετακίνηση u[mm].



Σχήμα 5.25 : Ανάλυση διαμήκων δυνάμεων



Το 64% της οριζόντιας δύναμης παραλαμβάνεται μέσω της ράγας από το επίχωμα.



Σχήμα 5.26 : Παραμετρική ανάλυση ελατηρίων συστήματος.



## 6 Βιβλιογραφία

1. Chopra Anil K «Δυναμική των Κατασκευών», εκδόσεις Γκιούρδας.
2. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π., Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα, εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2016
3. UIC 774-3 International Union of Railways, second edition, 2011
4. Michaltsos G.T. & Raftoyiannis I.G., Damping Systems in Bridges - Selected Case Studies, Ed. Scholars' Press, 2015.
5. Μιχάλτσος Γ., Προβλήματα Δυναμικής των Σιδηρών Γεφυρών, Εκδόσεις Συμεών, 2005
6. Βάγιας Ι., Σύμμικτες Κατασκευές, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 1996, 2η Έκδοση, 2001
7. Ερμόπουλος Ι., Σιδηρές και Σύμμικτες Γέφυρες, εκδότης Κλειδάριθμος, Αθήνα 2000