

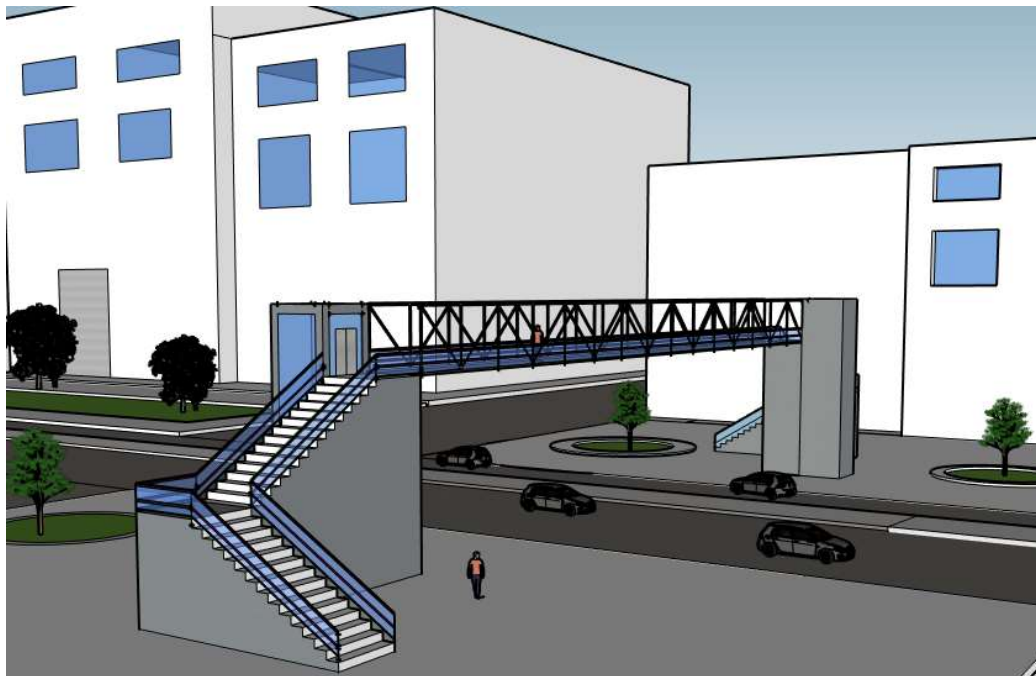


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Σύμμικτης Πεζογέφυρας και Διερεύνηση Εναλλακτικών Στατικών Μοντέλων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ελένη Τσώλη

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Μάρτιος 2021

ΕΜΚ ΔΕ 2021 2

Τσώλη Ε. (2021).  
Σχεδιασμός σύμμικτης πεζογέφυρας και διερεύνηση εναλλακτικών στατικών  
μοντέλων  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2021 2  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Tsoli E. (2021).  
Design of footbridge with composite deck and analysis of alternative static models  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2021 2  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	6
Abstract .....	7
Ευχαριστίες.....	8
<b>1 Εισαγωγή</b> .....	9
1.1 Γενικά .....	9
1.2 Εντυπωσιακές πεζογέφυρες ανά τον κόσμο.....	10
1.3 Κατηγορίες γεφυρών .....	13
<b>2 Περιγραφή του έργου</b> .....	17
2.1 Εισαγωγή.....	17
2.2 Παρουσίαση στατικού προσομοιώματος.....	18
2.2.1 Παρουσίαση του προγράμματος προσομοίωσης SOFiSTiK .....	18
2.2.2 Στατικό σύστημα-Διατομές.....	18
2.3 Δομικά Υλικά .....	25
2.3.1 Δικτυωτό μοντέλο .....	25
2.3.2 Ολόσωμο Μοντέλο.....	26
2.4 Κατάταξη διατομών.....	26
<b>3 Δράσεις</b> .....	30
3.1 Εισαγωγή.....	30
3.2 Φορτίσεις.....	31
3.2.1 Μόνιμα Φορτία.....	31
3.2.2 Κινητά φορτία .....	31
3.2.3 Τυχηματικά φορτία.....	39
3.2.4 Σεισμικά Φορτία.....	40
3.2.5 Ταλαντώσεις.....	47
3.3 Συνδυασμοί δράσεων.....	48
3.3.1 Εισαγωγή.....	48
3.3.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	49
3.3.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	50
<b>4 Έλεγχοι δικτυωτού μοντέλου</b> .....	51
4.1 Εισαγωγή.....	51
4.2 Κάτω Πέλμα Φορέα.....	52
4.3 Άνω Πέλμα Φορέα .....	54
4.4 Ορθοστάτες Φορέα .....	57
4.5 Διαγώνια Μέλη Φορέα .....	58

4.6	Σύμμικτη Διαδοκίδα Φορέα.....	59
4.7	Έλεγχος τάσεων.....	62
4.8	Επιρροές λόγω χρόνιων παραμορφώσεων.....	63
4.9	Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	64
4.9.1	Κύρια Δοκός.....	64
4.9.2	Σύμμικτη Διαδοκίδα.....	64
4.10	Συμπεριφορά σε σεισμική δύναμη .....	65
4.11	Έλεγχος της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας σε φορτία διέλευσης πεζών .....	66
<b>5</b>	<b>Έλεγχοι ολόσωμου μοντέλου.....</b>	<b>67</b>
5.1	Εισαγωγή.....	67
5.2	Κύρια Δοκός.....	68
5.3	Σύμμικτη Διαδοκίδα Φορέα.....	69
5.4	Έλεγχος τάσεων.....	70
5.5	Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	71
5.5.1	Κύρια Δοκός.....	71
5.5.2	Σύμμικτη διαδοκίδα.....	71
5.6	Συμπεριφορά σε σεισμική δύναμη .....	72
5.7	Έλεγχος της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας σε φορτία διέλευσης πεζών .....	73
<b>6</b>	<b>Διατμητική σύνδεση διαδοκίδας .....</b>	<b>74</b>
6.1	Υπολογισμός διατμητικών ήλων .....	74
6.2	Διατμητική κάλυψη στην πλάκα του σκυροδέματος.....	76
<b>7</b>	<b>Μέθοδος Ανέγερσης-Φάσεις Κατασκευής.....</b>	<b>78</b>
7.1	Εισαγωγή.....	78
7.2	Πρόταση Μεθόδου ανέγερσης .....	78
7.3	Φάσεις κατασκευής .....	79
<b>8</b>	<b>Συνδέσεις .....</b>	<b>79</b>
8.1	Εισαγωγή.....	79
8.2	Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας.....	80
8.3	Σύνδεση ορθοστατών και διαγώνιων μελών με τα πέλματα.....	83
8.3.1	Σύνδεση πελμάτων με διαγώνια μέλη .....	83
8.3.2	Σύνδεση πελμάτων με ορθοστάτες.....	83
8.4	Σύνδεση κύριας δοκού με διαδοκίδα.....	84
<b>9</b>	<b>Εφέδρανα .....</b>	<b>88</b>
9.1	Εισαγωγή.....	88
9.2	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα .....	88

<b>10</b>	<b>Σχολιασμός των αποτελεσμάτων</b> .....	93
10.1	Εισαγωγή.....	93
10.2	Σύγκριση μοντέλων .....	93
10.3	Συμπεράσματα.....	95
<b>11</b>	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</b> .....	97

## **Σχεδιασμός σύμμικτης πεζογέφυρας και διερεύνηση εναλλακτικών στατικών μοντέλων**

Τσώλη Ε. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

### **Περίληψη**

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μελέτη του φορέα μιας σύμμικτης πεζογέφυρας. Η επιλογή του σχεδιασμού της γέφυρας έγινε μέσω μελέτης δύο διαφορετικών στατικών μοντέλων, ενός με δικτυωτές και ενός με ολόσωμες δοκούς, και τελικώς η επιλογή της βέλτιστης λύσης εξ' αυτών.

Αρχικά, παρουσιάζεται μια εισαγωγή στις γέφυρες, γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή ως προς την εξέλιξη, τα υλικά και τους τρόπους κατασκευής, καθώς και μια παρουσίαση των διαφόρων κατηγοριών των γεφυρών.

Στη συνέχεια γίνεται μια σύντομη περιγραφή του προγράμματος προσομοίωσης (Sofistik) και μια παρουσίαση των δύο εναλλακτικών μοντέλων. Ακόμη, διαστασιολογούνται οι κύριοι δοκοί και επιλέγονται τα απαιτούμενα υλικά για το κάθε μοντέλο.

Κατόπιν, παρουσιάζονται τα φορτία, οι φορτιστικές καταστάσεις και οι συνδυασμοί αυτών, με βάση τους οποίους γίνεται ο έλεγχος επάρκειας των διατομών μιας γέφυρας. Γίνεται ο διαχωρισμός στα μόνιμα, μεταβλητά, τυχηματικά και σεισμικά φορτία, που καταπονούν τις κατασκευές. Έτσι, πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι και αναλύσεις για την επάρκεια των διατομών του εκάστοτε μοντέλου. Ακολουθεί η σύγκριση των αποτελεσμάτων των εναλλακτικών περιπτώσεων και η επιλογή του καταλληλότερου φορέα.

Τέλος, περιγράφονται οι φάσεις ανέγερσης και αναλύονται οι προτάσεις και οι αντίστοιχοι έλεγχοι για τις διάφορες συνδέσεις του φορέα και των εφεδράνων.

Για τη μελέτη χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sofistik, ενώ τα σχέδια και η ρεαλιστική απεικόνιση του έργου έγιναν με τη χρήση των προγραμμάτων AutoCAD και SketchUp.

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2021 2

**Design of footbridge with composite deck and analysis of  
alternative static models**

Tsoli E. (supervised by Vayas I.)

**Abstract**

Subject of the present dissertation is the study of a footbridge with composite deck. The decision upon the bridge's design part was made through the partial analysis of two different models, and the selection of the most optimal choice. The first case consists of truss beams and the second one of hollow beams.

To begin with there is an introduction to bridges, a brief historical background about the evolution, the materials and the construction ways, as well as the categories of a bridge.

Furthermore, a presentation of the simulation program (Sofistik) and the two alternative models is made. Also, the particular elements of the bridge are dimensioned and the necessary materials are selected.

Then, there is a presentation of loads, load cases and combinations thereof, based on which a check of stability of the sections of the bridge is performed. There is distinction among permanent, variable, accidental and seismic loads, which strain the constructions. In addition to that there are the necessary checks and analysis of the sufficiency of the particular elements of each model. The following is a comparison of the results of the alternative cases and the selection of the most appropriate one.

Finally, the construction stages are described and the proposals and the corresponding checks for the various connections of the carrier and the bearings are analyzed.

Sofistik software was used for the study, while the drawings and realistic representation of the project were made using the programs AutoCAD and SketchUp.



## ***Ευχαριστίες***

*Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθεια αυτή.*

*Θα ήθελα να ευχαριστήσω πολύ τον καθηγητή μου και επιβλέποντα της εργασίας μου κύριο Βάγια για τη συνεχή βοήθεια και υποστήριξη, που μου πρόσφερε σε όλα τα βήματα της εργασίας μου.*

*Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω τη διοικητικό υπάλληλο του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών κυρία Μπεκιάρη για την ενημέρωση και στήριξη.*

*Τέλος, ευχαριστώ, ιδιαίτερα, την οικογένειά μου και τους φίλους μου για την κατανόηση, τη συμπαράσταση και την υποστήριξη, που έδειξαν σε όλη τη διάρκεια της διπλωματικής εργασίας και των χρόνων της φοίτησης μου.*

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Γενικά

Γέφυρες κατασκευάζονται από την αρχαιότητα για την υπέρβαση ενός εμποδίου, που μπορεί να είναι ένας ποταμός, ένα θαλάσσιο στενό, μια διώρυγα, μια κοιλάδα ή μια υπάρχουσα οδός ή σιδηροδρομική γραμμή. Ανάλογα με το είδος της κυκλοφορίας, διακρίνονται σε οδικές, σιδηροδρομικές, πεζογέφυρες ή γέφυρες αγωγών, χωρίς να αποκλείεται η συνδυασμένη χρήση για μερικούς ή όλους τους τύπους της κυκλοφορίας. Συνήθως, είναι σταθερές, αλλά μπορεί να είναι κινητές, όπως σε λιμάνια ή διώρυγες, ή να χρησιμεύουν για την ανύψωση ολόκληρων πλοίων σε κανάλια.

Μια γέφυρα αποτελείται από την ανωδομή, την υποδομή και τη θεμελίωση. Μεταξύ ανωδομής και υποδομής ή ενίοτε μεταξύ υποδομής και θεμελίωσης παρεμβάλλονται εφένδρανα, εκτός αν πρόκειται για ενσωματωμένες γέφυρες, όπου τα εφένδρανα παραλείπονται και η ανωδομή συνδέεται μονολιθικά με τα ακρόβαθρα ή και τα βάθρα. Η ανωδομή αποτελείται συνήθως από το κατάστρωμα σκυροδέματος σε συνδυασμό με χαλύβδινες δοκούς διατομής διπλού ταυ ή κιβωτίου, που αποτελούν από μόνες τους τον φορέα ή ένα μέρος τοξωτών, καλωδιωτών ή κρεμαστών φορέων. Η υποδομή περιλαμβάνει τα βάθρα, τα ακρόβαθρα ή τους πυλώνες. Τα ανοίγματα κυμαίνονται από μερικά μέτρα μέχρι, σήμερα, δύο χιλιόμετρα. Γεφυρώσεις ανοιγμάτων μικρότερων από π.χ. 5m δεν ονομάζονται γέφυρες αλλά οχετοί.

### ο Ιστορική αναδρομή

Με την πάροδο του χρόνου η ανάπτυξη της γνώσης και της τεχνολογίας επέτρεψε τη χρησιμοποίηση της πέτρας, των φυσικών ινών και του ξύλου ως υλικών κατασκευής γεφυρών με κατά πολύ αποτελεσματικότερο τρόπο, με ποικιλία συνδυασμών. Η ανακάλυψη των συνδετικών υλικών (λάσπης από τα βάθρα των αιώνων και ιδιαίτερα της πουζολάνης κατά τη Ρωμαϊκή Εποχή) οδήγησε σε μια ποικιλία μορφών τοξωτών γεφυρών, θαυμαστών για την ιδιοφυΐα των λύσεων, το μέγεθος και το αρχιτεκτονικό αποτέλεσμα.

Αργότερα, ως πιο διαδεδομένο υλικό στη γεφυροποιία αναδείχθηκε ο χάλυβας, λόγω της μεγάλης αντοχής και της ανάγκης κάλυψης μεγάλων ανοιγμάτων. Οι πρώτες σιδηρές γέφυρες πραγματοποιήθηκαν στην Ευρώπη το 19<sup>ο</sup> αιώνα, αρχής γενομένης από την Αγγλία, ως έκφραση της βιομηχανικής επανάστασης. Η συστηματική χρήση σύμμικτων στοιχείων σε οικοδομικά έργα ξεκίνησε από την Ιαπωνία, όπου ήδη από τη δεκαετία του 1930 και μέχρι τη δεκαετία του 1970 ηλωτές δικτυωτές δοκοί και ηλωτά υποστυλώματα σύνθετων διατομών από γωνιακά εγκιβωτίζονταν σε σκυρόδεμα. Η σύμμικτη κατασκευή αναπτύσσεται αμέσως μετά το 2ο Παγκόσμιο πόλεμο, λόγω του μεγάλου κόστους και της έλλειψης του χάλυβα. Στη δεκαετία του '50 αρχίζει η ανέγερση σύμμικτων, προεντεταμένων γεφυρών μεσαίου ως μεγάλου ανοίγματος, με κατασκευαστική διαμόρφωση τέτοια, ώστε να υπάρχει κατά το δυνατόν οικονομία του υλικού. Οι σημερινές σύμμικτες είναι πιο συμπαγείς και απλές, με λιγότερες διαδοκίδες, νευρώσεις και συνδέσμους, με στόχο τη μείωση του συνολικού κόστους και όχι όπως παλιά τη μείωση μόνο του υλικού. Έτσι, από άποψη υλικού, οι γέφυρες μπορεί να είναι λίθινες, ξύλινες, χαλύβδινες, από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα ή σύμμικτες.

Ιδιαίτερα δημοφιλείς είναι οι σύμμικτες γέφυρες σε περιπτώσεις κόμβων ή ανισόπεδων διαβάσεων αυτοκινητοδρόμων, λόγω της ταχύτητας κατασκευής τους, η οποία δεν δημιουργεί προβλήματα μακροχρόνιας παρεμπόδισης της κυκλοφορίας.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η συναρμολόγηση με τη βοήθεια γερανών σύμμικτης γέφυρας δύο ανοιγμάτων πάνω από έναν αυτοκινητόδρομο μεγάλης κυκλοφορίας στη Σκωτία και συνολικού μήκους 41.75m, η οποία ολοκληρώθηκε μέσα σε μια ημέρα.

Στην Ελλάδα έχουν κατασκευαστεί με μεγάλη επιτυχία αρκετές σύμμικτες γέφυρες σε διάφορα ανοίγματα, με χαρακτηριστικότερο παράδειγμα την καλωδιωτή σύμμικτη γέφυρα Ρίου-Αντιρίου συνολικού μήκους 3 χιλιομέτρων, αποτελούμενη από 4 ανοίγματα των 600m, σε ύψος 160m πάνω από τη στάθμη της θάλασσας.



Εικόνα 1.1: Γέφυρα Ρίου-Αντιρίου.

## 1.2 Εντυπωσιακές πεζογέφυρες ανά τον κόσμο

Με το πέρασμα του χρόνου η ανθρωπότητα κατασκεύασε διάφορες γέφυρες με σκοπό τη συνέχεια μιας γραμμής επικοινωνίας, με αποτέλεσμα να έχουμε στη διάθεσή μας εντυπωσιακές κατασκευές σε πολλά σημεία του πλανήτη. Ωστόσο δεν είναι λίγες οι φορές που μια αξιοθαύμαστη κατασκευή αποτέλεσε στοιχείο πολιτιστικής κληρονομιάς μιας χώρας. Παρακάτω παρουσιάζονται κάποιες από τις πιο εντυπωσιακές πεζογέφυρες.



Εικόνα 1.2: Πεζογέφυρα Langkawi Sky-Bridge στη Μαλαισία.

Η πεζογέφυρα Langkawi Sky-Bridge (η γέφυρα στον ουρανό του Langkawi) βρίσκεται σε ένα από τα πολλά νησιά του αρχιπελάγους Langkawi, στη Μαλαισία. Η κατασκευή της ολοκληρώθηκε το 2005, προωθώντας την ιδιαίτερη κατασκευή της και την θέα της ως ένα από τα πιο μοναδικά αξιοθέατα στον κόσμο.

Πιο συγκεκριμένα, η γέφυρα κατασκευάστηκε σε ύψος 700 μέτρων από την επιφάνεια της θάλασσας, συνδέοντας δύο βουνά με απόσταση 125 μέτρα. Το πλάτος της είναι 1,8 μέτρα και το μήκος της είναι 124 μέτρα, συμπεριλαμβανομένου ενός χώρου και στις δύο άκρες της, προσφερόμενου κυρίως για ανάπαυση και απόλαυση

των επισκεπτών. Επίσης διαθέτει προστατευτικό κιγκλίδωμα από διπλό χάλυβα στο ανώτερο επίπεδο και το υπόλοιπο σώμα της έχει συρματοπλεγμα και ξύλινο στηθαίο.



Εικόνα 1.3: Πεζογέφυρα BP Bridge, Millennium Park στο Σικάγο-ΗΠΑ.

Η πεζογέφυρα BP σχεδιάστηκε από τον αρχιτέκτονα Frank Gehry και η κατασκευή της ολοκληρώθηκε τον Μάιο του 2004. Διασχίζει τον δρόμο Columbus ώστε να ενώσει την πλατεία Daley Bicentennial με το πάρκο Millennium ( και τα δύο σημεία είναι μέρη του πάρκου Grant. Το όνομα BP προήλθε από την ενεργειακή μάρκα BP η οποία δώρισε 5 εκατομμύρια δολάρια προς την κατασκευή της. Η γέφυρα βασίζεται επί κιβωτοειδείς δοκούς και τα καταστρώματα της καλύπτονται από επιδαπέδιες σανίδες ξύλου. Έχει σχεδιαστεί χωρίς κιγκλιδώματα με την χρήση ανοξειδωτου χάλυβα αντί αυτών. Το συνολικό της μήκος είναι 285 μέτρα , με 5% κλίση σε κεκλιμένες επιφάνειες που καθιστά την γέφυρα προσβάσιμη από όλους. Αξιοσημείωτη είναι η ατσάλινη επένδυση της γέφυρας που θυμίζει δέρμα ερπετού.



Εικόνα 1.4: Πεζογέφυρα Golden Bridge στο Βιετνάμ.

Πρόκειται για μια πεζογέφυρα μήκους 15m κοντά στο Da Nang στο Βιετνάμ. Έχει σχεδιαστεί για να συνδέει το σταθμό του τηλεφερικό με τους κήπους και να παρέχει μια γραφική θέα. Χαρακτηριστικό της γέφυρας είναι τα δύο γιγάντια χέρια

κατασκευασμένα από ναλοβάμβακα και συρμάτινο πλέγμα σχεδιασμένα να εμφανίζονται σαν πέτρινα χέρια που υποστηρίζουν τη δομή.



Εικόνα 1.5: Πεζογέφυρα Peace Bridge στο Calgary, Canada.

Πρόκειται για μια πεζογέφυρα της οποίας οι αψίδες αποτελούνται από χάλυβα και το κατάστρωμα από προεντεταμένο σκυρόδεμα. Το συνολικό μήκος είναι 130.6m και το πλάτος της είναι 8m με εσωτερικό πλάτος 6.2m.



Εικόνα 1.6.Πεζογέφυρα Gateshead Millennium Bridge στο Newcastle, Αγγλία.

Πρόκειται για μια πεζογέφυρα η οποία επιτρέπει τη διέλευση πεζών και ποδηλάτων, αλλά και διαφόρων πλοίων καθώς όπως βλέπουμε και από την εικόνα. Η κατασκευή της ολοκληρώθηκε το 2001 και είναι γνωστή λόγω του τρόπου λειτουργίας της ως “Blinking Eye Bridge”. Έχει συνολικό μήκος 126m, πλάτος 8m και το τόξο αποτελείται από χάλυβα, ενώ το κατάστρωμα από σκυρόδεμα.

### 1.3 Κατηγορίες γεφυρών

Όπως αναφέρθηκε και στο υποκεφάλαιο 1.1 μια γέφυρα μπορεί να κατηγοριοποιηθεί ανάλογα με το είδος της κυκλοφορίας σε οδική, σιδηροδρομική, πεζογέφυρα ή γέφυρα αγωγών. Εκτός από αυτές τις κατηγορίες οι γέφυρες μπορούν να ταξινομηθούν σε διάφορες κατηγορίες, ανεξάρτητες μεταξύ τους, ανάλογα με τον εκάστοτε εξεταζόμενο παράγοντα:

- Μόρφωση κύριων δοκών (ολόσωμες πρότυπες, σύνθετες ή κιβωτοειδείς και δικτυωτές μορφής V, N, K κλπ)
- Θέση καταστρώματος (άνω, μέσης και κάτω διάβασης)
- Αριθμός καταστρωμάτων (μονώροφες και διώροφες)
- Είδος συνδέσεων (ηλωτές, κοχλιωτές, συγκολλητές)
- Λοξότητα (ορθές, λοξές)
- Γεωμετρική χάραξη άξονα (ευθύγραμμες ή καμπύλες, οριζόντιες ή κεκλιμένες)
- Διάρκεια χρήσης (μόνιμες, προσωρινές, λυόμενες)
- Κινητότητα (σταθερές και κινητές)
- Στατική μορφή κύριων δοκών (αμφιέριστες, συνεχείς με ή χωρίς αρθρώσεις, πλαισιωτές, τοξωτές, κρεμαστές με ευθύγραμμο ή καμπύλο καλώδιο κλπ)

#### ❖ Τοξωτές



Εικόνα 1.7: Γεφύρι Παλαιοκαρυάς, Τρίκαλα. Χτίστηκε το 1500.

Έχοντας μεγάλη χρήση από τα αρχαία χρόνια αυτό το είδος γέφυρας χρησιμοποιεί το τόξο ή την παραβολή κάποιες φορές, για να οδηγήσει τα κατακόρυφα φορτία στα άκρα του. Υπήρξε καθοριστική μηχανική ευρεσιτεχνία, ώστε να γίνονται ζεύξεις πάνω από ποτάμια ή φαράγγια, όπου ήταν αρκετά δύσκολη η κατασκευή μεσόβαθρων εντός της κοίτης των ποταμιών ή ακατόρθωτη στην περίπτωση φαραγγιών.

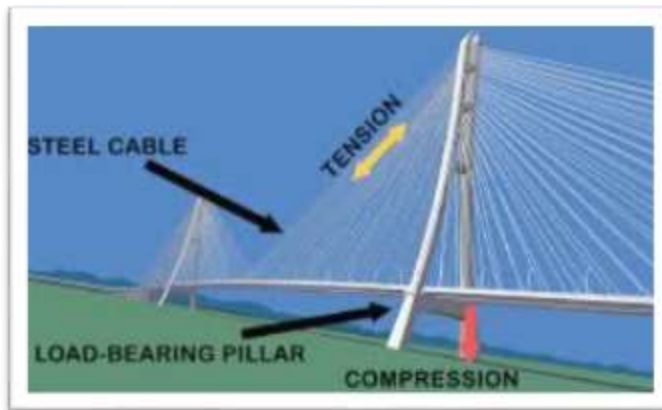
### ❖ Κρεμαστές



Εικόνα 1.8: Η μεγαλύτερη κρεμαστή γέφυρα στο Dubai.

Οι κρεμαστές γέφυρες αποτελούνται από τρία μέρη. Από τους πυλώνες που στηρίζουν το βάρος της, από το κατάστρωμα που τοποθετείται πάνω στους πυλώνες και από τα καλώδια που σηκώνουν το βάρος του καταστρώματος και είναι στερεωμένα πάνω στους πυλώνες της γέφυρας.

### ❖ Καλωδιωτές



Εικόνα 1.9: Στατικό προσομοίωμα καλωδιωτής γέφυρας.

Οι καλωδιωτές γέφυρες αποτελούνται από περισσότερους στύλους- πυλώνες, οι οποίοι στηρίζουν με καλώδια το οδόστρωμα. Η ιδέα προέρχεται από τις κρεμαστές γέφυρες. Σ' αυτόν τον τύπο γέφυρας, τα καλώδια ανάρτησης αναρτώνται κατευθείαν από το οδόστρωμα στους πυλώνες και έτσι δεν χρειάζονται τα δυο κύρια καλώδια και οι άκρες αντιστήριξης του προηγούμενου τύπου. Οι δυνάμεις και το βάρος του καταστρώματος μεταφέρονται μέσω των καλωδίων στους πύργους και στη συνέχεια στο έδαφος.

### ❖ Ολόσωμες



Εικόνα 1.10: Γέφυρα με ολόσωμο φορέα.

Η κατασκευή τέτοιων τύπων γέφυρας είναι σχετικά απλή. Οι ολόσωμοι δοκοί που αποτελούν το κύριο σύστημα παραλαβής των φορτίων μπορεί να είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε προκατασκευασμένο είτε όχι, μπορεί επίσης κάποιες φορές να φέρει προένταση, αλλά μπορεί να είναι και από δομικό χάλυβα είτε με πρότυπη διατομή είτε με συγκολλητή διατομή. Στα επόμενα κεφάλαια θα γίνει περισσότερη ανάλυση του συγκεκριμένου τύπου γέφυρας.

### ❖ Δικτυωτές



Εικόνα 1.11: Δικτυωτές γέφυρες.

Ο τύπος αυτός είναι ο πιο συνηθισμένος για τον λόγο ότι η κατασκευή είναι σχετικά απλή. Είναι μάλιστα πολύ διαδεδομένος στο σιδηροδρομικό δίκτυο της Ελλάδας και θα αναλυθεί περισσότερο στα επόμενα κεφάλαια.



### ❖ Πλωτές



Εικόνα 1.12: Πλωτή γέφυρα Veluwemeer, Ολλανδία.

Οι γέφυρες αυτές είναι πολύ φτηνές και εύκολες στην κατασκευή τους, αν και δεν έχουν την σταθερότητα άλλων τύπων γεφυρών. Οι πλωτές γέφυρες σχηματίζονται από την παράθεση πλωτών μέσων που δένονται μεταξύ τους κατά τρόπο που να εξασφαλίζονται από σχετικές μετακινήσεις. Κατά αποστάσεις κάθε πλωτό μέσο αγκυρώνεται στον βυθό. Έτσι, όλη η κατασκευή παρουσιάζει μια επαρκή σταθερότητα. Επάνω στα πλωτά μέσα στηρίζεται το κατάστρωμα. Οι πλωτές γέφυρες έχουν κατά κανόνα προσωρινό χαρακτήρα. Υπάρχουν βέβαια και μόνιμες κατασκευές. Στην περίπτωση αυτή οι πλωτές γέφυρες διαθέτουν ένα τουλάχιστο κινητό τμήμα για τη διασφάλιση της ναυσιπλοΐας.

Συμπερασματικά, είναι ευνόητο, ότι κάθε γέφυρα εντάσσεται σε όλες τις κατηγορίες. Έτσι μια γέφυρα μπορεί να είναι πχ οδική, αμφιέριστη, δικτυωτή, κάτω διάβασης, μονώροφη, κοχλιωτή, ορθή, ευθύγραμμη, οριζόντια, μόνιμη και σταθερή.

## 2 Περιγραφή του έργου

### 2.1 Εισαγωγή

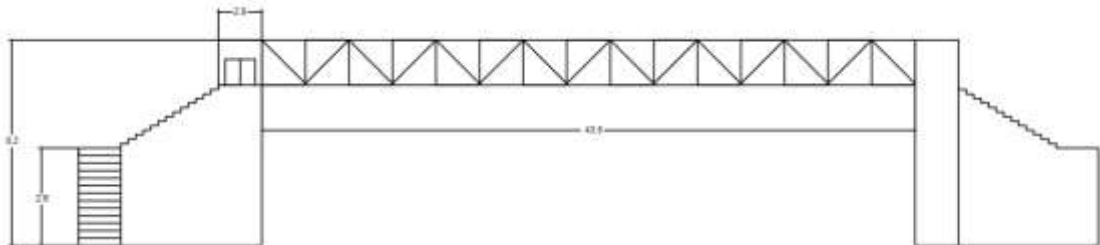
Στην παρούσα εργασία πρόκειται να μελετηθεί η κατασκευή σύμμικτης πεζογέφυρας με άνοιγμα 43.5m, πλάτος καταστρώματος 2.8m. Βρίσκεται σε ύψος 5.2m από το έδαφος. Η μελέτη αυτή επικεντρώθηκε στη διερεύνηση δύο μοντέλων κατασκευής, ενός δικτυωτού και ενός ολόσωμου φορέα, τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω.

#### ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΑ ΜΟΝΤΕΛΑ



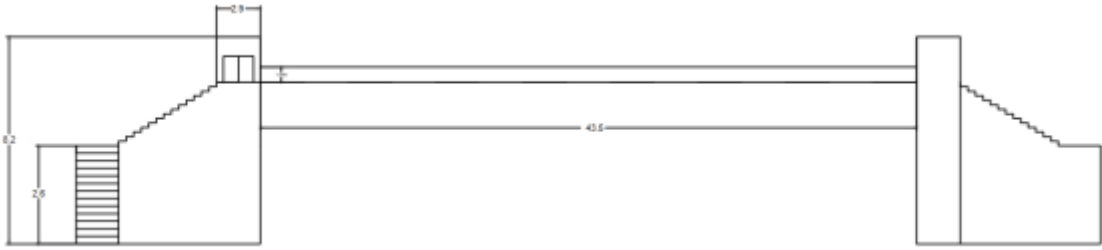
Σχήμα 2.1: Κάτοψη σύμμικτης πεζογέφυρας.

1° Δικτυωτό, δηλαδή ο φορέας θα αποτελείται από δύο δικτυωτές δοκούς στο κατάστρωμα με μορφή δικτυώματος και ύψος κύριας δοκού 3m. Η ανάβαση στη γέφυρα γίνεται με κλιμακοστάσιο ύψους 5.20m και επιπλέον προβλέπεται κατασκευή ανελκυστήρα προκειμένου να καλυφθούν τυχούσες ανάγκες ατόμων με κινητικά προβλήματα.



Σχήμα 2.2: Όψη δικτυωτού μοντέλου.

2° Ολόσωμο, δηλαδή ο φορέας αποτελείται από δύο κύριες δοκούς. Το ύψος της κύριας δοκού θα είναι 2.5m και η ανάβαση στη γέφυρα, όπως και στην περίπτωση της δικτυωτής γέφυρας, γίνεται με κλιμακοστάσιο ύψους 5.20m και επιπλέον προβλέπεται κατασκευή ανελκυστήρα προκειμένου να καλυφθούν τυχούσες ανάγκες ατόμων με κινητικά προβλήματα.



Σχήμα 2.3: Όψη ολόσωμου φορέα.

## 2.2 Παρουσίαση στατικού προσομοιώματος

### 2.2.1 Παρουσίαση του προγράμματος προσομοίωσης SOFiSTiK

Για τη μελέτη της σύμμικτης πεζογέφυρας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα προσομοίωσης SOFiSTiK. Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής προέλευσης, στηρίζεται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Σήμερα μεγάλο μέρος των μελετών εφαρμογής προεντεταμένων γεφυρών στην Ελλάδα έχει γίνει με το πρόγραμμα SOFiSTiK. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στην γεφυροποιία. Πρόκειται για μια σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μια κοινή βάση δεδομένων.

Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (preprocessing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD). Στην περίπτωση μας η εισαγωγή του φορέα έγινε μέσω του AutoCAD.

### 2.2.2 Στατικό σύστημα-Διατομές

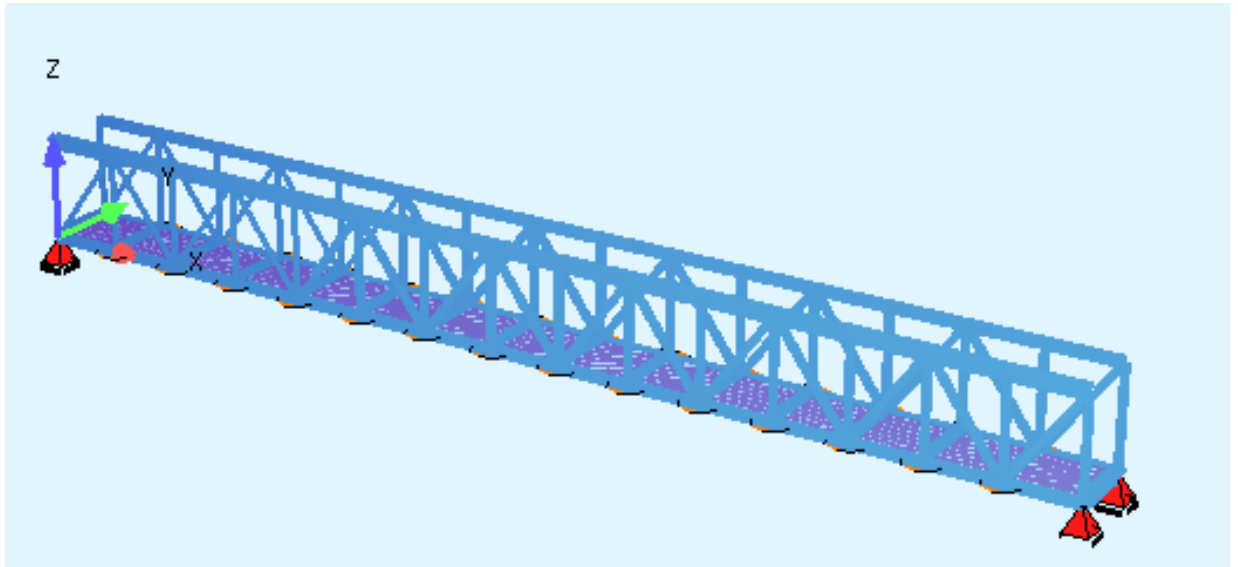
#### 2.2.2.1 1<sup>η</sup> Εναλλακτική: Δικτυωτό μοντέλο

Στην περίπτωση του δικτυωτού φορέα κάτω διάβασης τα κατακόρυφα φορτία του καταστρώματος αναλαμβάνονται από το σύστημα των παράλληλων δοκών με τις διαγώνιους τους και τους ορθοστάτες μετατρέποντας επί της ουσίας τη ροπή κάμψης του ανοίγματος σε αξονικές δυνάμεις για τις δοκούς μέσω δικτυωτού στατικού συστήματος. Τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας του καταστρώματος. Όπως έχουμε αναφέρει παραπάνω ο φορέας μας αποτελείται από δύο δικτυωτές δοκούς στο κατάστρωμα με μορφή δικτυώματος και ύψος κύριας δοκού 3m.

Το κατάστρωμα αποτελείται από σύμμικτες διαδοκίδες ανά 2.9m οι οποίες είναι διατμητικά συνδεδεμένες με την πλάκα του καταστρώματος. Το προσομοίωμα αποτελείται από ένα δίκτυο εγκάρσιων και διαμήκων ραβδόμορφων στοιχείων, στα οποία θεωρούνται συγκεντρωμένες οι ιδιότητες του καταστρώματος του φορέα (καμπτική και στρεπτική αδράνεια). Από την ανάλυση του προσομοιώματος που δημιουργείται, προκύπτουν εύκολα η εντατική κατάσταση και οι παραμορφώσεις του

φορέα. Στην ανάλυσή μας χρησιμοποιήσαμε γραμμικά στοιχεία δοκού ( beam elements) για τα διαμήκη και εγκάρσια ραβδόμορφα στοιχεία. Η πυκνότητα των στοιχείων (mesh density) σε όλες τις αναλύσεις ορίστηκε στο ένα μέτρο.

Η πεζογέφυρα στηρίζεται στο ένα άκρο σε άρθρωση και στο άλλο σε κύλιση οι οποίες επιτρέπουν την μετακίνηση κατά τη διαμήκη έννοια και την εμποδίζουν κατά την εγκάρσια.

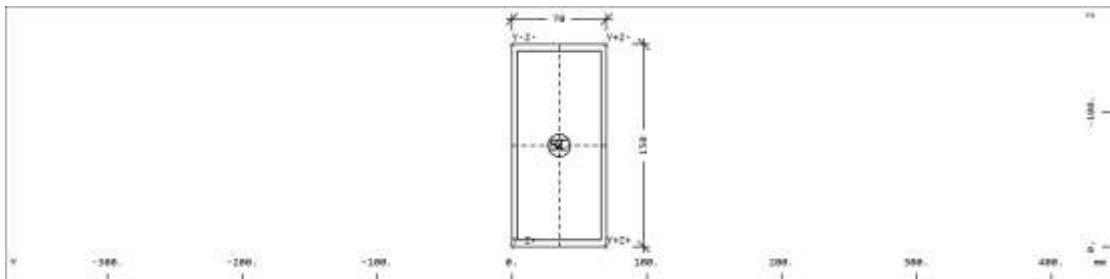


Σχήμα 2.4: Προσομοίωμα δικτυωτής πεζογέφυρας.

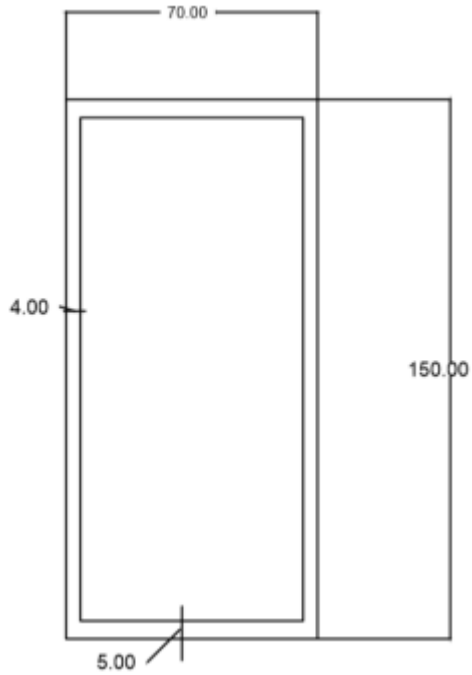
#### ❖ Κύριες δοκοί καταστρώματος-άνω πέλμα δικτυώματος

Οι κύριες δοκοί αποτελούν τα διαμήκη ραβδόμορφα στοιχεία του προσομοιώματος της εσχάρας. Ύστερα από αρκετές δοκιμές καταλήξαμε σε συγκολλητή κοίλη τετραγωνική διατομή με τα παρακάτω χαρακτηριστικά

- $t_f = 5\text{mm}$
- $t_w = 4\text{mm}$
- $h = 150\text{mm}$
- $bf = 70\text{mm}$
- $A = 18.2\text{ cm}^2$



Σχήμα 2.5: Διατομή κύριας δοκού καταστρώματος.

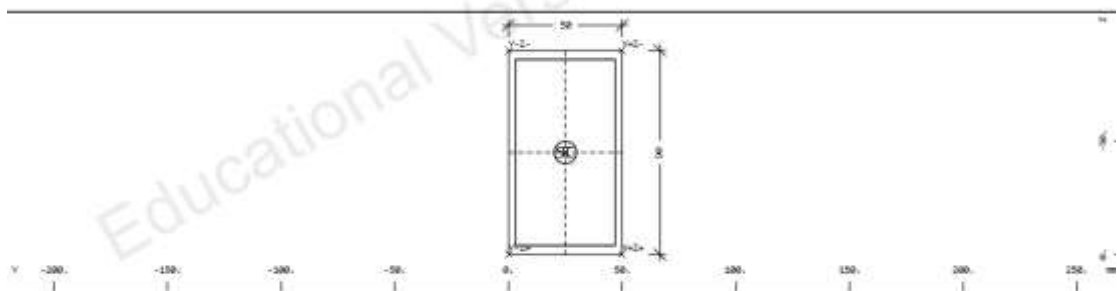


Σχήμα 2.6: Λεπτομέρεια διατομής κύριας δοκού καταστρώματος (διαστάσεις σε mm).

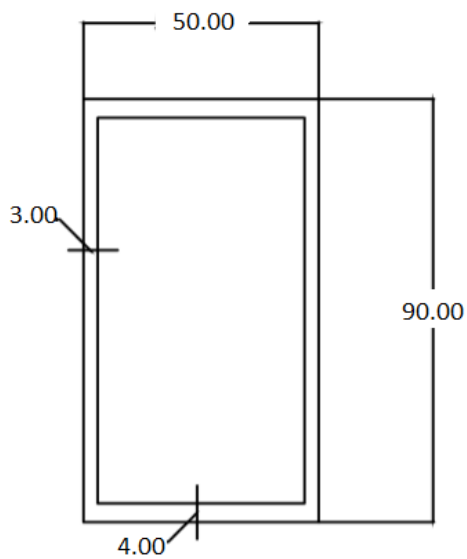
❖ **Ορθοστάτες και Διαγώνια μέλη**

Ύστερα από αρκετές δοκιμές καταλήξαμε σε συγκολλητή κοίλη τετραγωνική διατομή με τα παρακάτω χαρακτηριστικά.

$h=90\text{mm}$   
 $b=50\text{mm}$   
 $t_f=4\text{mm}$   
 $t_w=3\text{mm}$   
 $A=8.92\text{cm}^2$



Σχήμα 2.7: Διατομή ορθοστάτη και διαγώνιου μέλους.



Σχήμα 2.8: Λεπτομέρεια διατομής ορθοστάτη και διαγώνιου μέλους (διαστάσεις σε mm).

#### ❖ Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες αποτελούν τα εγκάρσια ραβδόμορφα στοιχεία της εσχάρας. Για τη διαστασιολόγηση της διαδοκίδας υποθέσαμε πάχος πλάκας σκυροδέματος 25cm, και αποστάσεις διαδοκίδων ανά 2.9m. Ύστερα από αρκετές δοκιμές καταλήξαμε σε διαδοκίδα συγκολλητής διατομής με τα παρακάτω χαρακτηριστικά.

$$t_{fu} = 6\text{mm}$$

$$t_{fo} = 5\text{mm}$$

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

$$h = 100\text{mm}$$

$$b_{fu} = 70\text{mm}$$

$$b_{fo} = 60\text{mm}$$

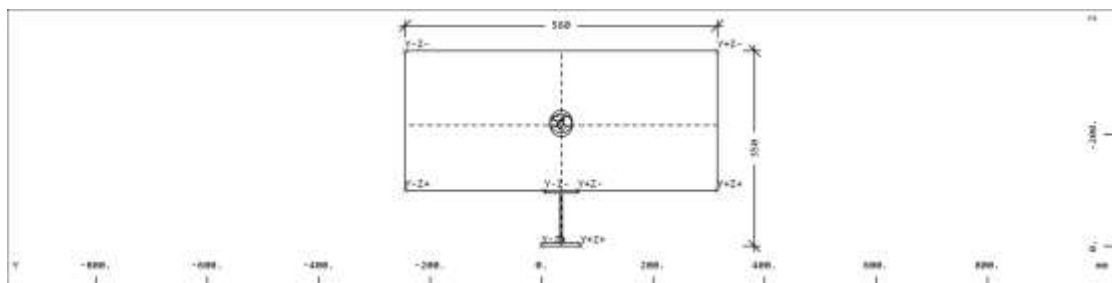
$$h_c = 250\text{mm}$$

$$b_{eff} = 560\text{mm}$$

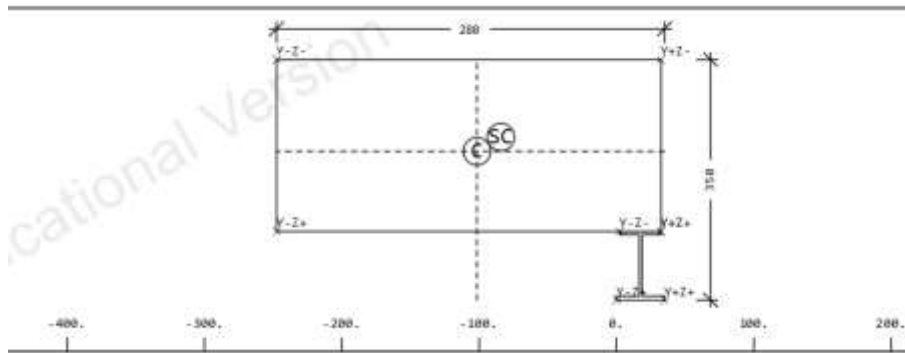
$$b_{eff\alpha} = 280\text{mm}$$

$$A_a = 10.76\text{ cm}^2$$

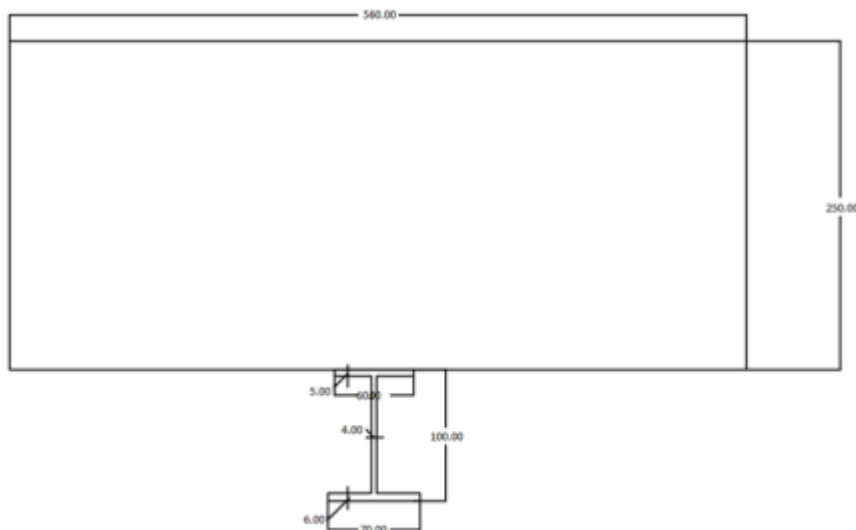
$$A_c = 1170\text{ cm}^2$$



Σχήμα 2.9: Διατομή ενδιάμεσης διαδοκίδας.



Σχήμα 2.10: Διατομή ακραίας διαδοκίδας.



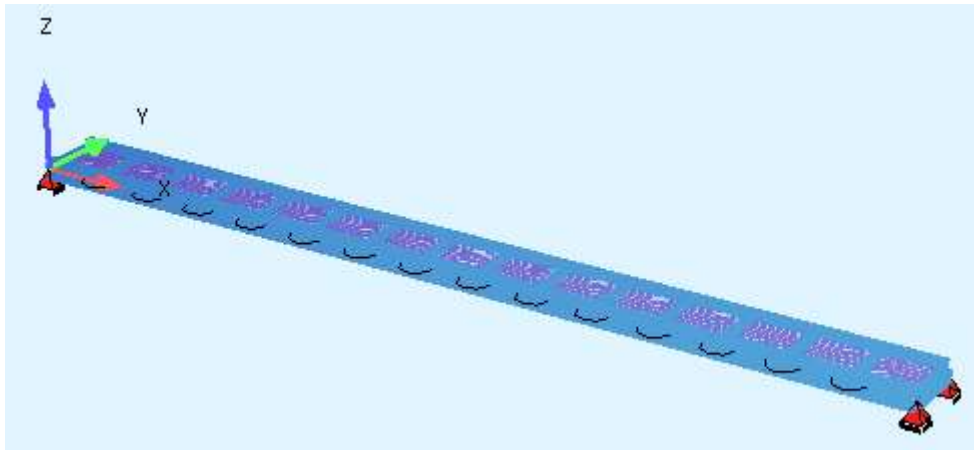
Σχήμα 2.11: Λεπτομέρεια διατομής ενδιάμεσης διαδοκίδας (διαστάσεις σε mm).

### 2.2.2.2 2<sup>η</sup> Εναλλακτική: Ολόσωμος Φορέας

Στην περίπτωση του ολόσωμου φορέα κάτω διάβασης τα κατακόρυφα φορτία του καταστρώματος αναλαμβάνονται από το σύστημα των δύο παράλληλων δοκών. Τα οριζόντια φορτία αναλαμβάνονται από τους οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας του καταστρώματος. Όπως έχουμε αναφέρει παραπάνω ο φορέας μας αποτελείται από δύο δοκούς με ύψος κύριας δοκού 2.5m.

Το κατάστρωμα αποτελείται από σύμμικτες διαδοκίδες, οι οποίες απέχουν μεταξύ τους 2.9m και είναι διατμητικά συνδεδεμένες με την πλάκα του καταστρώματος. Το προσομοίωμα αποτελείται από ένα δίκτυο εγκάρσιων και διαμήκων ραβδόμορφων στοιχείων, στα οποία θεωρούνται συγκεντρωμένες οι ιδιότητες του καταστρώματος του φορέα (καμπτική και στρεπτική αδράνεια). Από την ανάλυση του προσομοιώματος που δημιουργείται, προκύπτουν εύκολα η εντατική κατάσταση και οι παραμορφώσεις του φορέα. Στην ανάλυσή μας χρησιμοποιήσαμε γραμμικά στοιχεία δοκού (beam elements) για τα διαμήκη και εγκάρσια ραβδόμορφα στοιχεία. Η πυκνότητα των στοιχείων (mesh density) σε όλες τις αναλύσεις ορίστηκε στο ένα μέτρο.

Η πεζογέφυρα στηρίζεται στο ένα άκρο σε άρθρωση και στο άλλο σε κύλιση, οι οποίες επιτρέπουν την μετακίνηση κατά τη διαμήκη έννοια και την εμποδίζουν κατά την εγκάρσια.

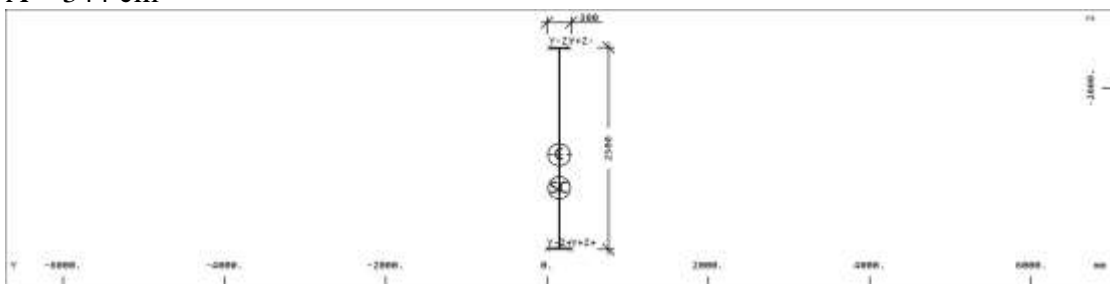


Σχήμα 2.12: Προσομοίωμα ολόσωμης πεζογέφυρας.

#### ❖ Κύριες δοκοί καταστρώματος

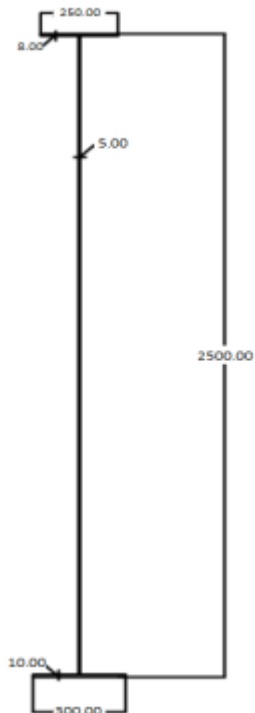
Οι κύριες δοκοί αποτελούν τα διαμήκη ραβδόμορφα στοιχεία του προσομοιώματος της εσχάρας. Η διαστασιολόγηση της κυρίας δοκού θα γίνει με βάση τη σύνθετη καταπόνηση που προκύπτει από τις δρώντες δυνάμεις. Συγκεκριμένα η δοκός καταπονείται σε κάμψη, διάτμηση και αξονική. Ύστερα από μια προδιαστασιολόγηση επιλέξαμε τη διατομή του σχήματος της οποίας τα δεδομένα παρατίθενται παρακάτω:

$t_{fu} = 10\text{mm}$   
 $t_{fo} = 8\text{mm}$   
 $t_w = 5\text{mm}$   
 $h = 2500\text{mm}$   
 $b_{fu} = 300\text{mm}$   
 $b_{fo} = 250\text{mm}$   
 $A = 344\text{ cm}^2$



Σχήμα 2.13: Διατομή κύριας δοκού καταστρώματος.





Σχήμα 2.14: Λεπτομέρεια διατομής κύριας δοκού καταστρώματος (διαστάσεις σε mm).

#### ❖ Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες αποτελούν τα εγκάρσια ραβδόμορφα στοιχεία της εσχάρας. Για τη διαστασιολόγηση της διαδοκίδας υποθέσαμε πάχος πλάκας σκυροδέματος 25cm, και αποστάσεις διαδοκίδων ανά 2.9m. Ύστερα από αρκετές δοκιμές καταλήξαμε σε διαδοκίδα συγκολλητής διατομής με τα παρακάτω χαρακτηριστικά.

$$t_{fu} = 6\text{mm}$$

$$t_{fo} = 5\text{mm}$$

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

$$h = 100\text{mm}$$

$$b_{fu} = 70\text{mm}$$

$$b_{fo} = 60\text{mm}$$

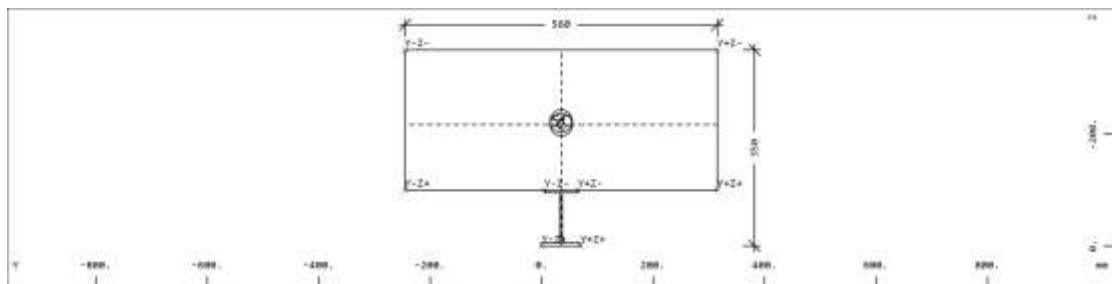
$$h_c = 250\text{mm}$$

$$b_{eff} = 560\text{mm}$$

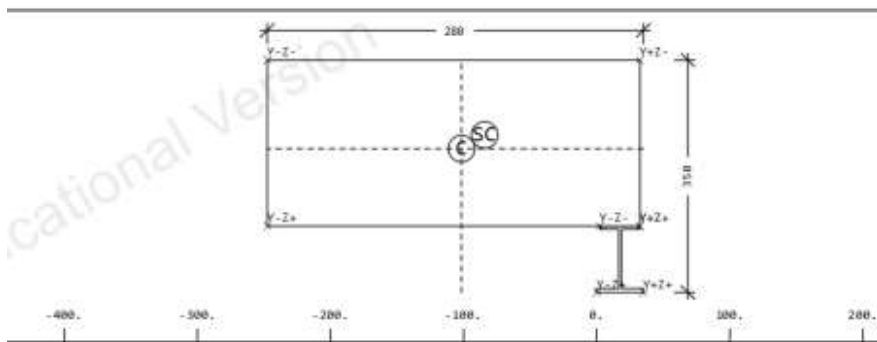
$$b_{eff\alpha\kappa} = 280\text{mm}$$

$$A_a = 10.76\text{ cm}^2$$

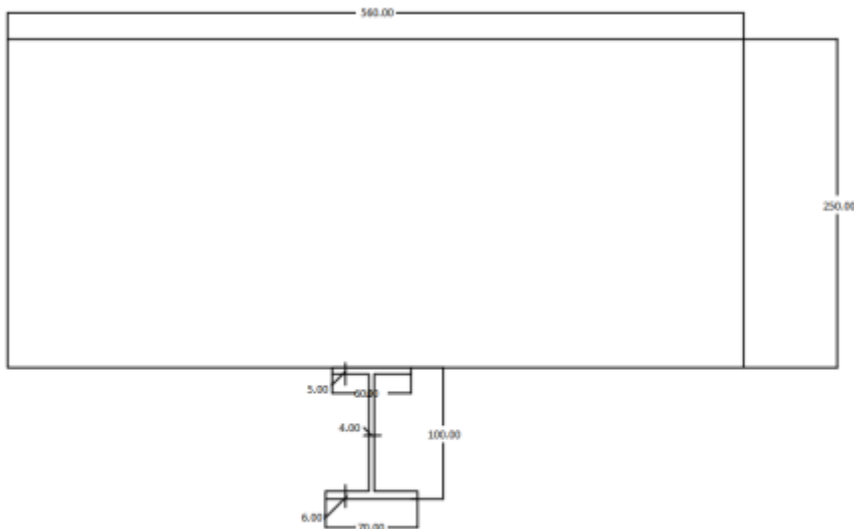
$$A_c = 1170\text{ cm}^2$$



Σχήμα 2.15: Διατομή ενδιάμεσης διαδοκίδας.



Σχήμα 2.16: Διατομή ακραίας διαδοκίδας.



Σχήμα 2.17: Λεπτομέρεια διατομής ενδιάμεσης διαδοκίδας (διαστάσεις σε mm).

## 2.3 Δομικά Υλικά

### 2.3.1 Δικτυωτό μοντέλο

Τα υλικά βάσει των οποίων διαστασιολογείται η πεζογέφυρα είναι τα εξής:

1. Σκυρόδεμα C30/37:  
 Μέτρο ελαστικότητας:  $E=33 \text{ GPa}$   
 Σταθερά Poisson:  $\nu=0.2$   
 Ειδικό βάρος:  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$   
 Αντοχή:  $f_{ck}=30 \text{ MPa}$
2. Δομικός χάλυβας S335:  
 Μέτρο ελαστικότητας:  $E=210 \text{ GPa}$   
 Σταθερά Poisson:  $\nu=0.3$   
 Ειδικό βάρος:  $\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$   
 Όριο διαρροής:  $f_y=335 \text{ MPa}$   
 Εφελκυστική αντοχή:  $f_u=470 \text{ MPa}$
3. Χάλυβας οπλισμού B500C

### 2.3.2 Ολόσωμο Μοντέλο

1. Σκυρόδεμα C30/37:  
Μέτρο ελαστικότητας:  $E=33 \text{ GPa}$   
Σταθερά Poisson:  $\nu=0.2$   
Ειδικό βάρος:  $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$   
Αντοχή:  $f_{ck}=30 \text{ MPa}$
2. Δομικός χάλυβας S460:  
Μέτρο ελαστικότητας:  $E=210 \text{ GPa}$   
Σταθερά Poisson:  $\nu=0.3$   
Ειδικό βάρος:  $\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$   
Όριο διαρροής:  $f_y=460 \text{ MPa}$   
Εφελκυστική αντοχή:  $f_u=550 \text{ MPa}$
3. Χάλυβας οπλισμού B500C

### 2.4 Κατάταξη διατομών

Η κατάταξη των διατομών γίνεται σε τέσσερις κατηγορίες, οι οποίες καθορίζονται ως εξής:

- Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

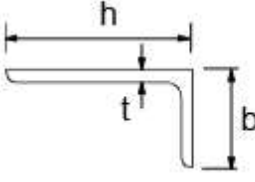
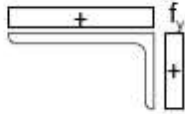
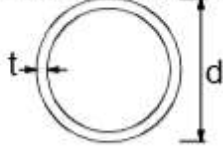
Πίνακας 2.1: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων.

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

Πίνακας 2.2: Κατάταξη προεξεχόντων ελασμάτων.

Προεξέχοντα πέλαμα						
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη		Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
			Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό	
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για $k_\sigma$ βλέπε EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 2.3: Κατάταξη γωνιακών και σωληνωτών διατομών.

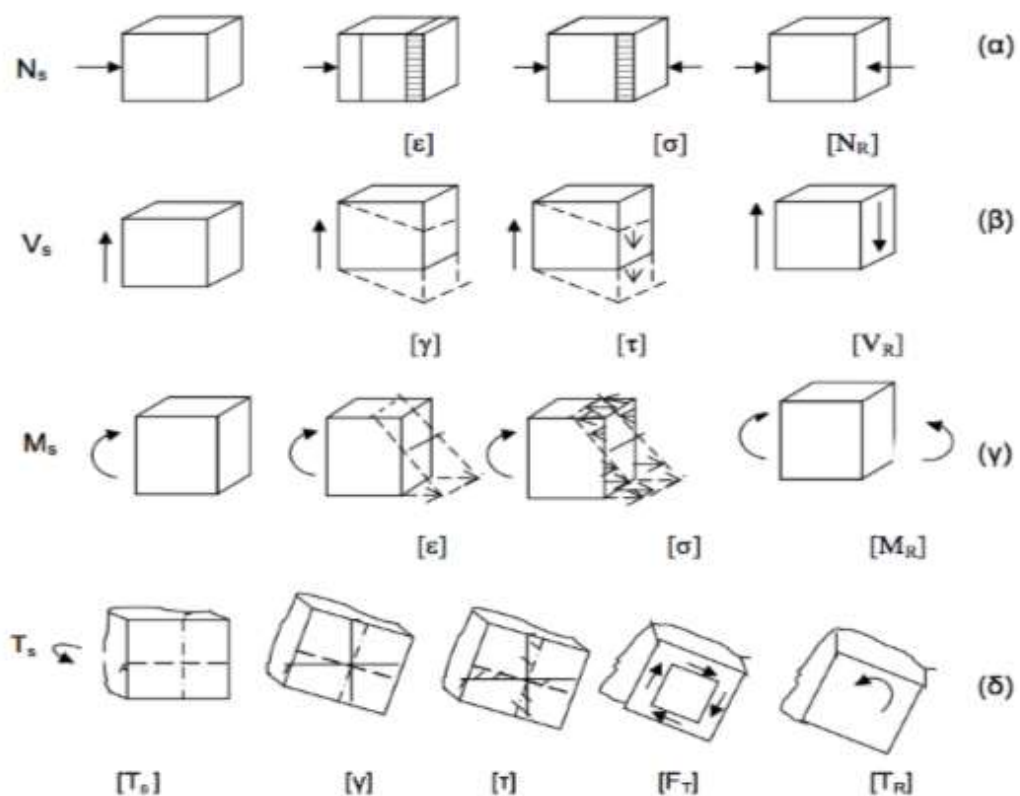
<p>Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>		<p><b>Γωνιακά</b></p> 		<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>		
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ : $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<p><b>Σωληνωτές διατομές</b></p> 						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ <b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής το οποίο θλιβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων. Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων τμημάτων της. Τα όρια για τα θλιβόμενα τμήματα κατηγορίας 1, 2, και 3 θα πρέπει να λαμβάνονται από τους πίνακες 2.1, 2.2, 2.3 σύμφωνα με τους λόγους πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα τμήματα. Ένα τμήμα της διατομής που δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3 πρέπει να κατατάσσεται στην κατηγορία 4.

### 3 Δράσεις

#### 3.1 Εισαγωγή

Δράσεις είναι οι εξωτερικές καταπονήσεις, που εφαρμόζονται στην κατασκευή προκαλώντας ορθές και διατμητικές τάσεις. Ορθές ονομάζονται οι τάσεις, που δρουν κάθετα στην επιφάνεια που φορτίζουν, ενώ διατμητικές είναι οι τάσεις που δρουν παράλληλα στην επιφάνεια φόρτισης. Ορθές τάσεις προκύπτουν, όταν στη διατομή εφαρμόζονται μεγέθη ορθής έντασης, όπως Αξονική Δύναμη ή Ροπή Κάμψης, ενώ διατμητικές τάσεις προκύπτουν, όταν στη διατομή εφαρμόζονται Διατμητικά εντατικά μεγέθη, όπως Τέμνουσα Δύναμη ή Ροπή Στρέψης.



Σχήμα 3.1: Ορθές παραμορφώσεις, τάσεις, εσωτερικές δυνάμεις και εσωτερικά μεγέθη για α) Αξονική, β) Διατμητική, γ) Καμπτική, δ) Στρεπτική καταπόνηση

Ανάλογα με τη χρήση, τη μορφή και τη θέση του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις από τους ισχύοντες κανονισμούς, τους οποίους ο μελετητής είναι υποχρεωμένος να ακολουθήσει, ώστε να εξασφαλισθεί η μη αστοχία αλλά και η σωστή λειτουργία της κατασκευής. Οι τιμές των φορτίων αλλά και οι συντελεστές ασφαλείας αυτών προκύπτουν από στατιστική ανάγνωση των αποκλίσεων των δυσμενέστερων καταστάσεων, που μπορεί να προκύψουν τόσο από πλευράς καταπονήσεων όσο και από πλευράς αντοχής των μελών. Σκοπός όλης αυτής της διαδικασίας είναι η σωστή μεταφορά των φορτίων, που δρουν στη γέφυρα, με ασφάλεια στη θεμελίωση. Οι κατηγορίες φορτίων είναι οι εξής :

### Μόνιμα Φορτία ( G )

- Ιδία βάρη κατασκευής GIB
- Ιδία βάρη επικαλύψεων Γεπικ
- Ιδία βάρη κιγκλιδωμάτων Γκιγκλ
- Δυνάμεις προέντασης P

### Κινητά Φορτία ( Q )

- Ομοιόμορφα διανεμημένο κατακόρυφο φορτίο qfk
- Συγκεντρωμένο φορτίο για γενικές και τοπικές επιδράσεις Qfwk
- Οριζόντιο φορτίο που δρα κατά μήκος του άξονα της γέφυρας Qflk
- Δράσεις Ανέμου Fw
- Φορτίο Χιονιού Fs
- Θερμοκρασιακές Μεταβολές T

### Τυχηματικά Φορτία ( F )

- Πρόσκρουση οχήματος σε βάθρο Fπροσκρ

### Σεισμικά Φορτία ( E )

- Σεισμική δύναμη κατά τις 3 διευθύνσεις E

### Ταλάντωση

- Αρμονική διέγερση επί του καταστρώματος

## 3.2 Φορτίσεις

### 3.2.1 Μόνιμα Φορτία

Στα μόνιμα φορτία κατατάσσονται οι καταπονήσεις, που έχουν μεγάλο ( πρακτικά άπειρο ) χρόνο επιβολής στη γέφυρα και εφαρμόζονται σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Αυτά είναι :

- I. Το ίδιο βάρος των Διατομών προκύπτει από το ειδικό βάρος του χάλυβα, το οποίο είναι  $78,5 \text{ KN/m}^3$
- II. Βάρος επικάλυψης θεωρείται ένα φορτίο  $1 \text{ KN/m}^2$  , το οποίο περιλαμβάνει τα βάρη επιχρίσεων, λοιπών εξοπλισμών, μονώσεων κτλ.
- III. Τα κιγκλιδώματα προσθέτουν ένα κατακόρυφο φορτίο  $1 \text{ KN/m}$  , σε μορφή λωρίδας κατά μήκος των κύριων δοκών.
- IV. Πιθανές δυνάμεις προέντασης, είτε καλωδίων είτε τμημάτων κατά την περίοδο ανέγερσης.

### 3.2.2 Κινητά φορτία

Στα κινητά φορτία κατατάσσονται οι καταπονήσεις , που προκύπτουν από τη χρήση της γέφυρας αλλά και από φορτία, τα οποία αν και αναμένεται να



προκύπτουν δεν γνωρίζουμε το χρόνο, τη φορά και το μέγεθός τους με σιγουριά. Αυτά τα φορτία έχουν αυξημένους συντελεστές ασφαλείας, διότι οι τιμές τους προκύπτουν από στατιστική παρατήρηση και υπάρχει αβεβαιότητα. Τα κινητά φορτία πρέπει να τοποθετούνται με τέτοια φορά και παράλληλα με διαφορετικά ενδεχόμενα ταυτόχρονου συνδυασμού, ώστε να προκύπτουν τα πιθανότερα δυσμενή αποτελέσματα καταπόνησης. Αυτά είναι :

- I. Ένα ομοιόμορφο διανεμημένο φορτίο ανθρωποσυνοστισμού ίσο με 5,0 KN/m<sup>2</sup>.
- II. Οριζόντιο φορτίο ίσο με το 10% του διανεμημένου φορτίου, δηλαδή 0,5 KN/m<sup>2</sup>.

### 3.2.2.1 Δράσεις Ανέμου

Ο Άνεμος παίζει σημαντικό ρόλο στις κατασκευές και πολλές φορές τείνει να γίνει το σημαντικότερο μέγεθος καταπόνησης. Η τιμή της έντασής του διαφέρει ανάλογα με τη γεωγραφική θέση, τη φυσική θέση, την τοπογραφία, τις διαστάσεις της κατασκευής, τη μέση ταχύτητα ανέμου, το σχήμα της κατασκευής, την κλίση της προσπίπτουσας επιφάνειας και τις διεύθυνσης του ανέμου . Αν και η δύναμη του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενη και μπορεί να προκαλέσει και δυναμική καταπόνηση, τα φορτία ανέμου θεωρούνται στατικά.

#### Πίεση ταχύτητας Αιχμής

Η εξωτερική πίεση, η οποία δρα στις επιφάνειες μιας κατασκευής δίνεται από τον τύπο :

$$We = q_{ref} * C_e(z) * C_d * C_{f,i} \quad (3.1)$$

όπου :

We ,η εξωτερική πίεση

q<sub>ref</sub> , η πίεση αναφοράς που αντιστοιχεί στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.

C<sub>e</sub>(z), ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την επιρροή της τραχύτητας του περιβάλλοντος εδάφους, της τοπογραφίας και του ύψους

z<sub>e</sub> πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, επί της μέσης ταχύτητας ανέμου.

C<sub>d</sub> , ο δυναμικός συντελεστής

C<sub>f,i</sub> , ο συντελεστής δύναμης με το i να παίρνει τιμές x, y, z ανάλογα με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου

- Δυναμικός συντελεστής C<sub>d</sub>

Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από το υλικό κατασκευής ( σκυρόδεμα, χάλυβας, μίξη ) και από το ύψος και το πλάτος του έργου. Εκφράζει το πόσο ευαίσθητη είναι η κατασκευή σε δυναμικές διεγέρσεις και οι τιμές του μεταβάλλονται ανάλογα με το ύψος του καταστρώματος της γέφυρας από το έδαφος ( Z ) και το άνοιγμα ( l ) .

- Πίεση αναφοράς q<sub>ref</sub>

Δίνεται από τον τύπο :

$$q_{ref} = 0.5 * \rho * V_b^2 \quad (N/m^2) \quad (3.2)$$

Όπου:

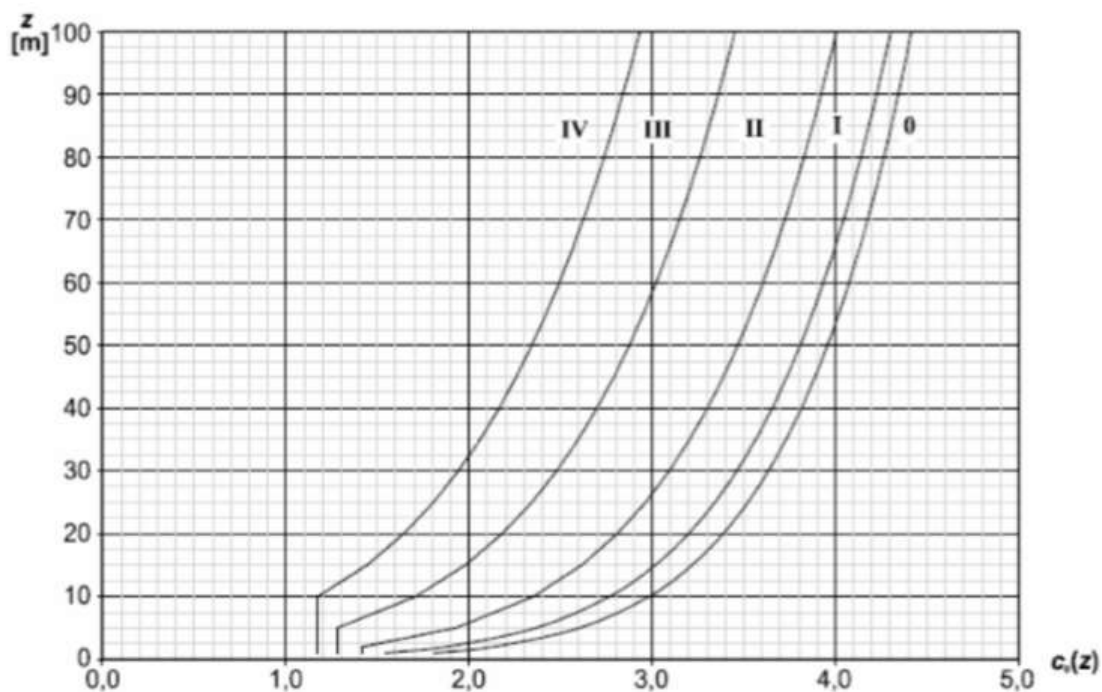
$\rho$ , η πυκνότητα του αέρα, ίση με  $1,25 \text{ kg/m}^3$

$V_b$ , η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (  $\text{m/s}$  ), η οποία δίνεται στον πίνακα που ακολουθεί

Πίνακας 3.1: Βασική ταχύτητα ανέμου  $V_b$






	Περιοχή	$v_b$ [m/sec]
Αφόρτιστη γέφυρα	Νησιά και παράκτιες περιοχές σε απόσταση < 10 km από τη θάλασσα	33
	Περιοχές σε απόσταση > 10 km από τη θάλασσα	27
Φορτισμένη γέφυρα	Οδική	23
	Σιδηροδρομική	25

- Συντελεστής έκθεσης  $C_e(z)$

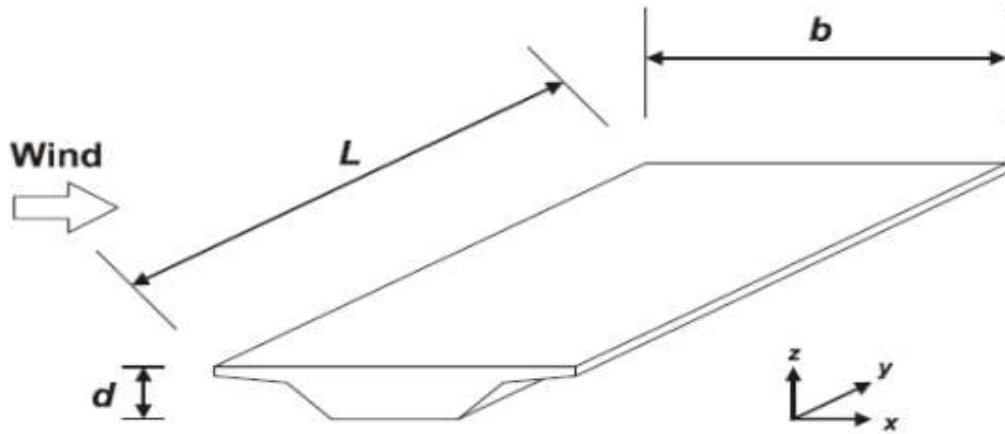


Σχήμα 3.2: Συντελεστής έκθεσης  $C_e$  συναρτήσει του ύψους  $Z$  πάνω από το έδαφος, για διάφορες κατηγορίες εδάφους.

Πίνακας 3.2 Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορίες εδάφους		
0		Θάλασσα, παράκτια
I		περιοχή εκτεθειμένη σε ανοιχτή θάλασσα  Λίμνες με μήκος ανάπτυξης κυματισμού τουλάχιστον 5 km, καθώς και λείες επίπεδες επιφάνειες εδάφους χωρίς εμπόδια.
II		Αγροτικές εκτάσεις με περιμετρική περίφραξη, μικρές διάσπαρτες αγροτικές κατασκευές, κατοικίες ή δένδρα
III		Προαστιακές ή βιομηχανικές περιοχές και μόνιμες δασικές εκτάσεις
IV		Αστικές περιοχές, όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται από κτίρια, των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m

- Συντελεστές δύναμης σε γέφυρες  $C_f$



Σχήμα 3.3: Οι δράσεις του ανέμου επί των γεφυρών θεωρούνται κατά τις 3 διευθύνσεις x, y, z

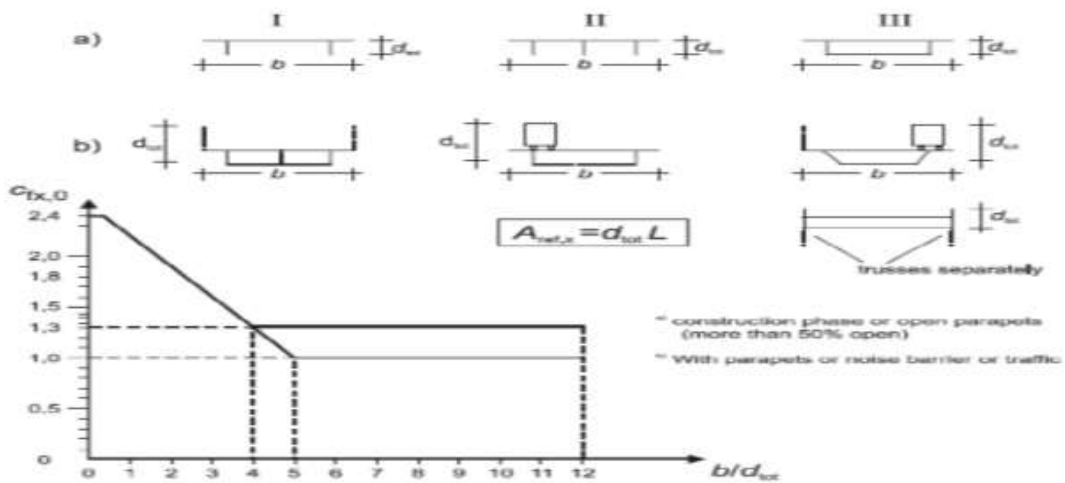
Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,x}$ ) κατά τη διεύθυνση x  
 Ο συντελεστής δύναμης  $C_{f,x}$  ισούται με :

$$C_{f,x} = C_{f,x,o} * \Psi_{\lambda x} \quad (3.3)$$

Όπου:

$C_{f,x,o}$ , ο συντελεστής δύναμης για  $\lambda = l/d = \infty$  και δίνεται στο επόμενο σχήμα για διαφόρους τύπους γεφυρών

$\Psi_{\lambda x}$ , μειωτικός συντελεστής λυγηρότητας, ο οποίος θα ληφθεί ίσος με 1.0



Σχήμα 3.4: Συντελεστής δύναμης ανέμου  $C_{f,x}$  ( $C_{f,x} = C_{f,x,o}$ )

Όταν η προσήνεμη επιφάνεια της γέφυρας είναι κεκλιμένη τότε ο συντελεστής  $C_{fx,0}$  μπορεί να μειώνεται κατά 0.5% για κάθε μια μοίρα κλίσης, με μέγιστη συνολική μείωση 30% .

- Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,y}$ ) κατά τη διεύθυνση  $y$   
Οι δυνάμεις κατά τη διεύθυνση  $y$ , δηλαδή το διαμήκη άξονα του καταστρώματος μπορούν να λαμβάνονται ίσες με :
  - 25% των δυνάμεων ανέμου κατά τη διεύθυνση  $x$  για ολόσωμες γέφυρες
  - 50% των δυνάμεων ανέμου κατά τη διεύθυνση  $x$  για δικτυωτές γέφυρες
- Συντελεστής δύναμης ( $C_{f,z}$ ) κατά τη διεύθυνση  $z$   
Οι δυνάμεις κατά τη διεύθυνση  $z$ , δηλαδή κατά τον κατακόρυφο άξονα, λαμβάνονται με εκκεντρότητα  $e = b/4$  ως προς το κέντρο βάρους του εγκάρσιου άξονα της προσήνεμης επιφάνειας.
- Επιφάνεια αναφοράς  $A_{ref,i}$   
Είναι η επιφάνεια, στην οποία προσπίπτει ο άνεμος και προκαλεί ένταση στην κατασκευή. Υπάρχουν 3 επιφάνειες διεπαφής, μια για κάθε διεύθυνση. Κατά την κύρια διεύθυνση του ανέμου ( $x$ ), η επιφάνεια αναφοράς  $A_{ref,x}$  λαμβάνεται:

I. Για κατάστρωμα με ολόσωμες δοκούς :

- Η αντίστοιχη επιφάνεια της όψης της πρώτης κύριας δοκού καθώς και όλων των τμημάτων των άλλων δοκών ή των τμημάτων του καταστρώματος, που εξέχουν πάνω ή κάτω από αυτή.

II. Για κατάστρωμα με δικτυωτές δοκούς :

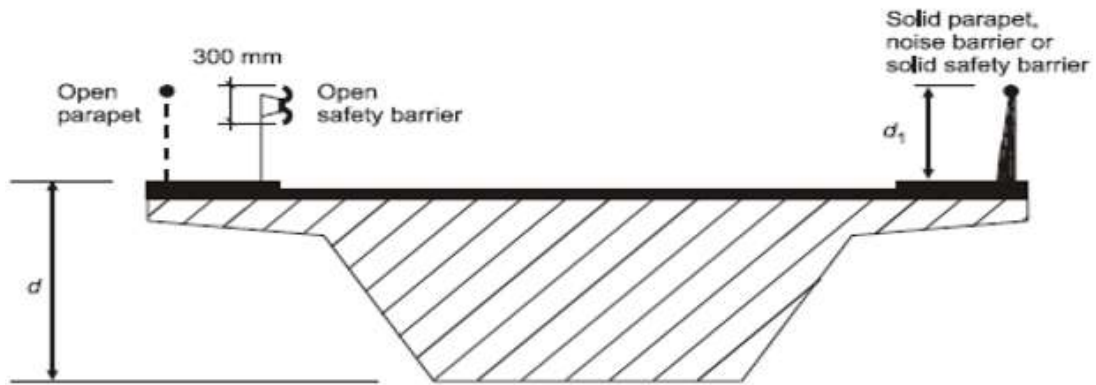
- Η επιφάνεια της όψης του οδοστρώματος ή/και των πεζοδρομίων
- Οι προβολές σε κατακόρυφο επίπεδο όλων των συμπαγών επιφανειών των τμημάτων του δικτυώματος που βρίσκονται πάνω ή κάτω από την όψη της επιφάνειας του οδοστρώματος.

Σημαντικός είναι ο συνυπολογισμός της συμβολής των κιγκλιδωμάτων και των στηθαίων ασφαλείας είτε αυτά είναι προσήνεμα είτε υπήνεμα, καθώς προσανξάνουν το συνολικό ελεύθερο ύψος  $d_{tot}$ , όπως προσδιορίζεται παρακάτω:

- 300 mm για κάθε ανοικτό κιγκλίδωμα και στηθαίο ασφαλείας
- το άθροισμα των υψών του κιγκλιδώματος και του στηθαίου ασφαλείας, αν αποτελούνται από συνεχείς επιφάνειες

Πίνακας 3.3. Επιρροή των παραπέτων και των στηθαίων στο ελεύθερο ύψος

Συστήματα συγκράτησης	Σε μία πλευρά	Σε δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο	$d + 0,3m$	$d + 0,6m$
Κλειστό παραπέτο ή κλειστό στηθαίο	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο	$d + 0,6m$	$d + 1,2m$



Σχήμα 3.5: Προσδιορισμός του ύψους της επιφάνειας αναφοράς  $d_{tot}$

Στην περίπτωση μας έχουμε έδαφος κατηγορίας IV .

Συνεπώς  $C_e(z) = 1.2$  και  $C_d = 0.94$

Για  $d/b \approx 1$  ,  $C_{fx,0} = 2.30$

Κάνουμε απομείωση του  $C_{fx,0}$  για 45 μοίρες κλίση ( όπου χρειάζεται ):

$$45 * 0,5\% = 22,5\% < 30\%$$

$$C_{fy,0} = 0,25 * C_{fx,0} = 0,45 \text{ ( για ολόσωμη γέφυρα )}$$

$$C_{fy,0} = 0,50 * C_{fx,0} = 0,89 \text{ ( για δικτυωτή γέφυρα )}$$

$$C_{fz,0} = 0,70 \text{ , } e = b/4 = 0,75 \text{ m.}$$

$$q_{ref} = 0,5 * \rho * v_b^2 = 0,5 * 1,25 * 332^2 = 0,681 \text{ kN/m}^2$$

Επομένως η πίεση αναφοράς ανά διεύθυνση είναι :

$$\text{Κατά x : } W_{e,x} = q_{ref} * C_e(z) * C_d * C_{f,x} = 0,681 * 1,2 * 0,94 * 0,45 = 1,367 \text{ kN/m}^2$$

Κατά y και ολόσωμη γέφυρα :

$$W_{e,y} = q_{ref} * C_e(z) * C_d * C_{f,y} = 0,681 * 1,2 * 0,94 * 0,45 = 0,346 \text{ kN/m}^2$$

Κατά y και δικτυωτή γέφυρα :

$$W_{e,y} = q_{ref} * C_e(z) * C_d * C_{f,y} = 0,681 * 1,2 * 0,94 * 0,89 = 0,684 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Κατά z : } W_{e,z} = q_{ref} * C_e(z) * C_d * C_{f,z} = 0,681 * 1,2 * 0,94 * 0,70 = 0,538 \text{ kN/m}^2$$

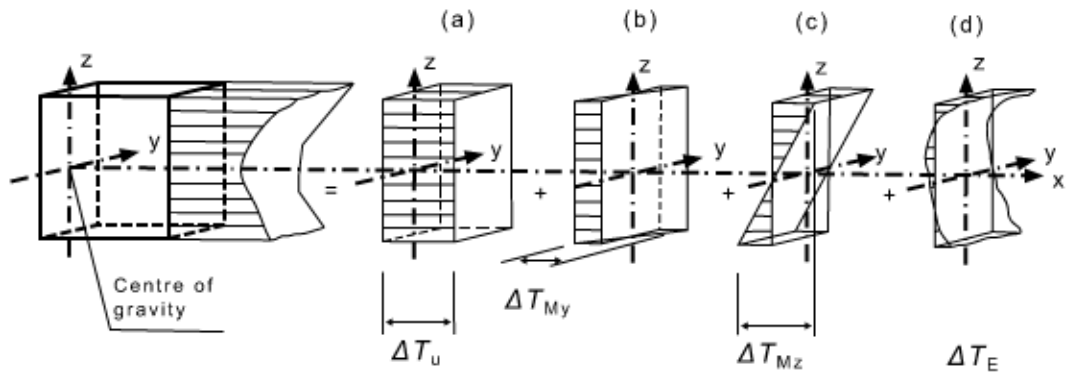
### 3.2.2.2 Χιόνι

Σε κλειστές (με οροφή) γέφυρες, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη συνύπαρξη χιονιού και μεταβλητών δράσεων. Σε ανοιχτές γέφυρες, όπως η συγκεκριμένη, ο συνδυασμός αυτός μπορεί να παραλείπεται.

### 3.2.2.3 Θερμοκρασιακές Μεταβολές

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες (indirect) και κατατάσσονται στις μεταβλητές (variable), ελεύθερες (free) δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον EC1. Η κατανομή της θερμοκρασίας μέσα σε μία διατομή ενός στοιχείου οδηγεί στην παραμόρφωση του στοιχείου και η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης αυτής (με οποιοδήποτε τρόπο) οδηγεί στην ανάπτυξη τάσεων που πρέπει να ληφθούν υπόψη για καταστάσεις διάρκειας (persistent) και παροδικές (transient) (π.χ. φάση ανέγερσης).

Οι συνιστώσες της θερμοκρασιακής κατανομής σε μια διατομή μπορεί να είναι : α) ομοιόμορφη, β) γραμμική περί τον z-z, γ) γραμμική περί τον y-y, δ) μη γραμμική



Σχήμα 3.6: Διαγραμματική αναπαράσταση συστατικών συστατικών ενός προφίλ θερμοκρασίας

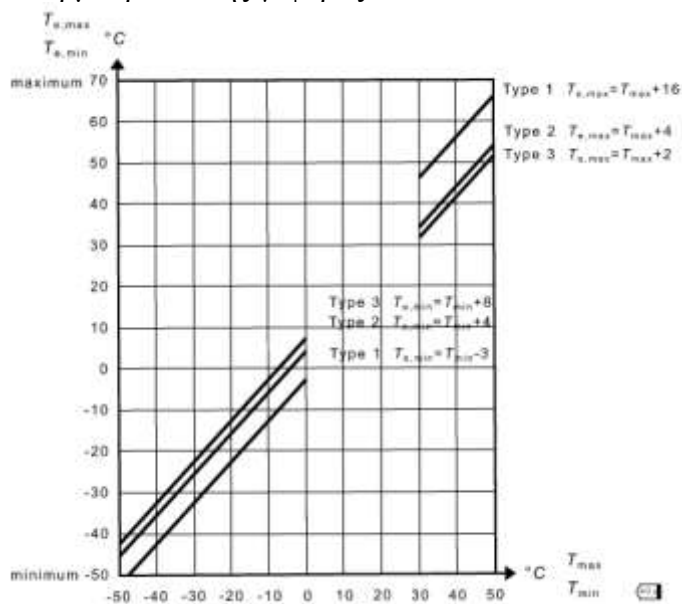
Για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών των θερμοκρασιακών μεταβολών, τα καταστρώματα των γεφυρών ταξινομούνται στις ακόλουθες ομάδες :

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

Ο έλεγχος γίνεται για την ομοιόμορφη και την γραμμική κατανομή της θερμοκρασίας και η συγκεκριμένη γέφυρα κατατάσσεται στην ομάδα 1.

#### ❖ Ομοιόμορφη συνιστώσα της θερμοκρασίας

Στην ομοιόμορφη συνιστώσα προσδιορίζονται από εθνικούς ισοθερμικούς χάρτες η ελάχιστη ( $T_{\min}$ ) και η μέγιστη ( $T_{\max}$ ) θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά. Στη συνέχεια, προσδιορίζονται η ελάχιστη και η μέγιστη ενεργός θερμοκρασία της γέφυρας.



Σχήμα 3.7: Συσχέτιση μεταξύ ελάχιστης / μέγιστης θερμοκρασίας αέρα σκιάς ( $T_{\min} / T_{\max}$ ) και ελάχιστης / μέγιστης ομοιόμορφης συνιστώσας θερμοκρασίας γέφυρας ( $T_{e.\min} / T_{e.\max}$ )

Θεωρείται η θερμοκρασία κατασκευής του έργου ίση με  $T_0 = \pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$   
 Ελάχιστη εξωτερική θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά  $T_{e,\min} = -20 \text{ }^\circ\text{C}$   
 Μέγιστη εξωτερική θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά  $T_{e,\max} = +45 \text{ }^\circ\text{C}$

Επομένως από διάγραμμα έχουμε:

$$T_{\text{emin}} = T_{\text{min}} + 4 = -16 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{\text{emax}} = T_{\text{max}} + 4 = 49 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\max \Delta T_N = 49 - 10 = 39 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\min \Delta T_N = -16 - 10 = -36 \text{ }^\circ\text{C}$$

#### ❖ Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας

Η γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας είναι αποτέλεσμα θέρμανσης και ψύξης του καταστρώματος μέσα σε μία ορισμένη χρονική περίοδο, κατά την οποία εμφανίζεται μία μέγιστη θετική (άνω επιφάνεια θερμότερη) και μία μέγιστη αρνητική (κάτω επιφάνεια θερμότερη) μεταβολή θερμοκρασίας. Οι χαρακτηριστικές τιμές της γραμμικής διαφοράς θερμοκρασίας δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 3.4: Συνιστώμενες τιμές γραμμικού στοιχείου διαφοράς θερμοκρασίας για διαφορετικούς τύπους γεφυρών γεφυρών για γέφυρες δρόμου, ποδίων και σιδηροδρόμων

Τύπος καταστρώματος	Πάνω θερμότερο από το κάτω μέρος	Κάτω θερμότερο από πάνω
	$\Delta T_{M, \text{θερμότερο}}$ ( $^\circ\text{C}$ )	$\Delta T_{M, \text{cool}}$ ( $^\circ\text{C}$ )
Τύπος 1: Κατάστρωμα από χάλυβα	18	13
Τύπος 2: Σύνθετο κατάστρωμα	15	18
Τύπος 3: Κατάστρωμα σκυροδέματος:		
- δοκός από σκυροδέμα	10	5
- δοκός από σκυροδέμα	15	8
- πλάκα από σκυροδέμα	15	8

Άρα  $\Delta T_{M\text{θερμότερο}} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$  και  $\Delta T_{M\text{cool}} = -18 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Στην ταυτόχρονη συνύπαρξη της ομοιόμορφης ( $\Delta T_N$ ) και της γραμμικής ( $\Delta T_M$ ) συνιστώσας της θερμοκρασίας χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες εκφράσεις :

$$\Delta T_M + 0.35 \Delta T_N \quad (3.4)$$

$$0.75 \Delta T_M + \Delta T_N \quad (3.5)$$

Από τις οποίες χρησιμοποιείται ο δυσμενέστερος συνδυασμός

#### 3.2.2.4 Συγκεντρωμένο φορτίο

Ένα συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_{fwk} = 10 \text{ KN}$ , που δρα σε μια επιφάνεια  $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$  τοποθετείται για γενικές και τοπικές επιδράσεις, εφόσον δεν γίνεται χρήση οχήματος συντήρησης.

#### 3.2.3 Τυχηματικά φορτία

Οι δυνάμεις αυτές προέρχονται είτε από την κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα είτε από τυχαία παρουσία τροχοφόρου πάνω στη γέφυρα.

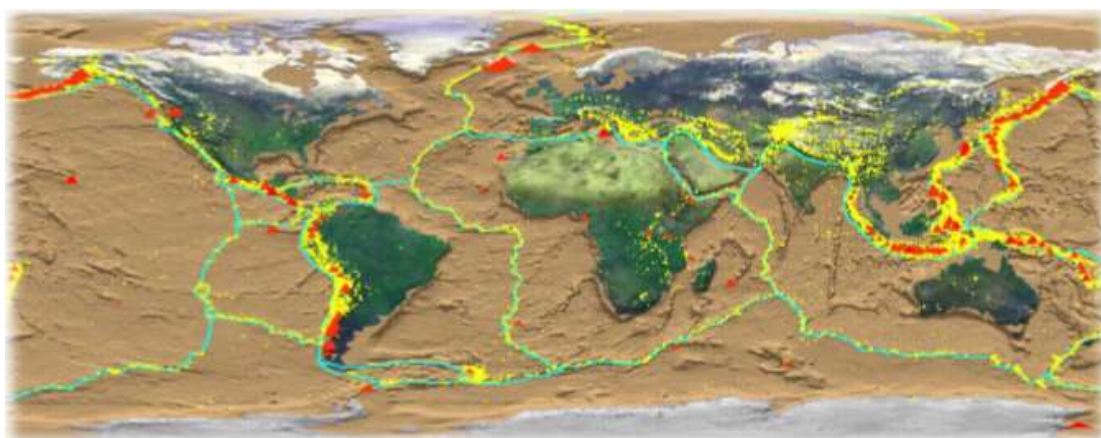
- 1000 KN παράλληλα προς τη διεύθυνση κυκλοφορίας του οχήματος
- 500 KN κάθετα προς τη διεύθυνση κυκλοφορίας του οχήματος



Λόγω της ευαισθησίας, που παρουσιάζουν οι πεζογέφυρες σε σχέση με τις οδικές και τις σιδηροδρομικές, θα προβλεφθεί στηθαίο ασφαλείας περιμετρικά των βάθρων και των λοιπών στηρίξεων για αποφυγή τέτοιου περιστατικού.

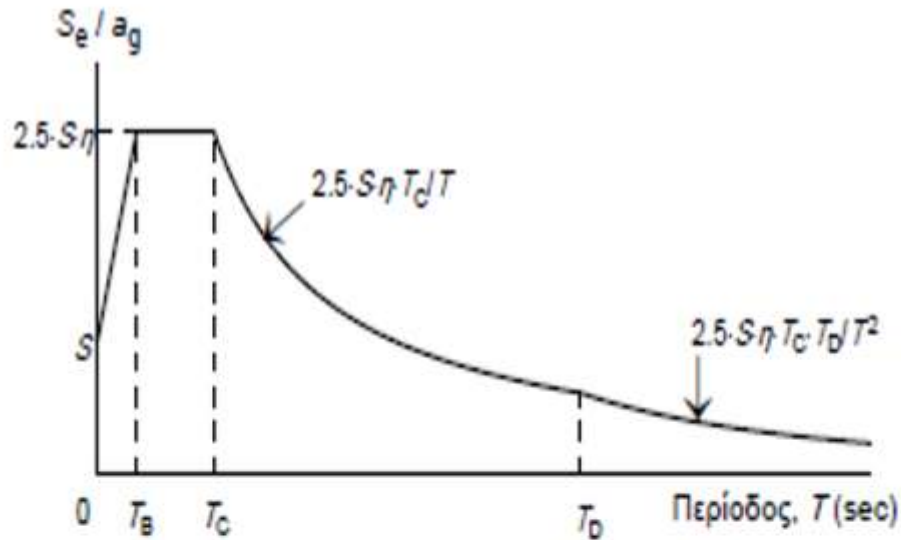
### 3.2.4 Σεισμικά Φορτία

Κατά τη διατάραξη του φλοιού της Γης από τη μετακίνηση των λιθοσφαιρικών πλακών εκλύεται ενέργεια, η οποία υπό τη μορφή ελαστικών κυμάτων μεταφέρεται στην επιφάνειά της και γίνεται αντιληπτή από τους ανθρώπους. Αυτή η διαδικασία ονομάζεται σεισμός. Η Ελλάδα βρίσκεται πάνω από την Αιγαιακή πλάκα ενώ οι χαρακτηριστικές μετακινήσεις της περιοχής είναι η δυτική μετακίνηση της πλάκας της Ανατολίας κατά 25 mm ανά έτος και η νοτιοδυτική μετακίνηση της Αιγαιακής πλάκας στην περιοχή της Ελληνικής τάφρου κατά 50 mm ανά έτος.



Εικόνα 3.1: Χάρτης της Γης όπου απεικονίζονται τα όρια των τεκτονικών πλακών (γαλάζιες γραμμές), η κατανομή των πρόσφατων σεισμών (κίτρινα σημεία) και των ενεργών ηφαιστειών (κόκκινα σημεία).

Η σεισμική φόρτιση έχει σημαντικές διαφορές σε σχέση με τις καθημερινές κατακόρυφες φορτίσεις επί των κατασκευών και για αυτό ο σωστός υπολογισμός της είναι καθοριστικός. Κατά τη διάρκεια του σεισμού αναπτύσσονται δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη επιτάχυνση, οι οποίες προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις στις κατασκευές, με τις οριζόντιες να είναι συνήθως οι πιο κρίσιμες. Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες. Ο προσδιορισμός των τιμών των σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται με τη βοήθεια των φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, σε όρους επιτάχυνσης.



$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_b} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$$

για  $0 \leq T \leq T_b$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5$$

για  $T_b \leq T \leq T_c$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_c}{T}$$

για  $T_c \leq T \leq T_d$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_c \cdot T_d}{T^2}$$

για  $T_d \leq T \leq 4 \text{ sec}$

όπου:

$$a_g = v_1 \cdot a_{gR}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{\zeta + 5}} \geq 0.55 = \text{συντελεστής απόσβεσης (το } \zeta \text{ τίθεται επί τοις εκατό)}$$

Σχήμα 3.8: Ελαστικό φάσμα.

Όπου:

$S_e$ , η ελαστική φασματική επιτάχυνση

$a_{gR}$ , σεισμική επιτάχυνση εδάφους

$a_g$ , επιτάχυνση που λαμβάνεται στους υπολογισμούς

$S$ , συντελεστής εδάφους

$\gamma_1$ , συντελεστής σπουδαιότητας

Πίνακας 3.5: Κατηγορίες εδάφους κατά τον Ευρωκώδικα 8.

Κατηγορία Εδάφους	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	S
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

❖ Κατακόρυφη Συνιστώσα

Ισχύει ό,τι και για τις οριζόντιες συνιστώσες με τις διαφορές :

- Η επιτάχυνση μειώνεται κατά  $a_{gR,ver} = 0.70 \cdot a_{gR,hor}$
- Τίθεται  $S = 1.0$
- Λαμβάνεται  $q \leq 1.5$  για όλα τα υλικά και στατικά συστήματα, εκτός αν υπάρχει κατάλληλη δικαιολόγηση μέσω ανάλυσης για τιμές  $q > 1.5$ .

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

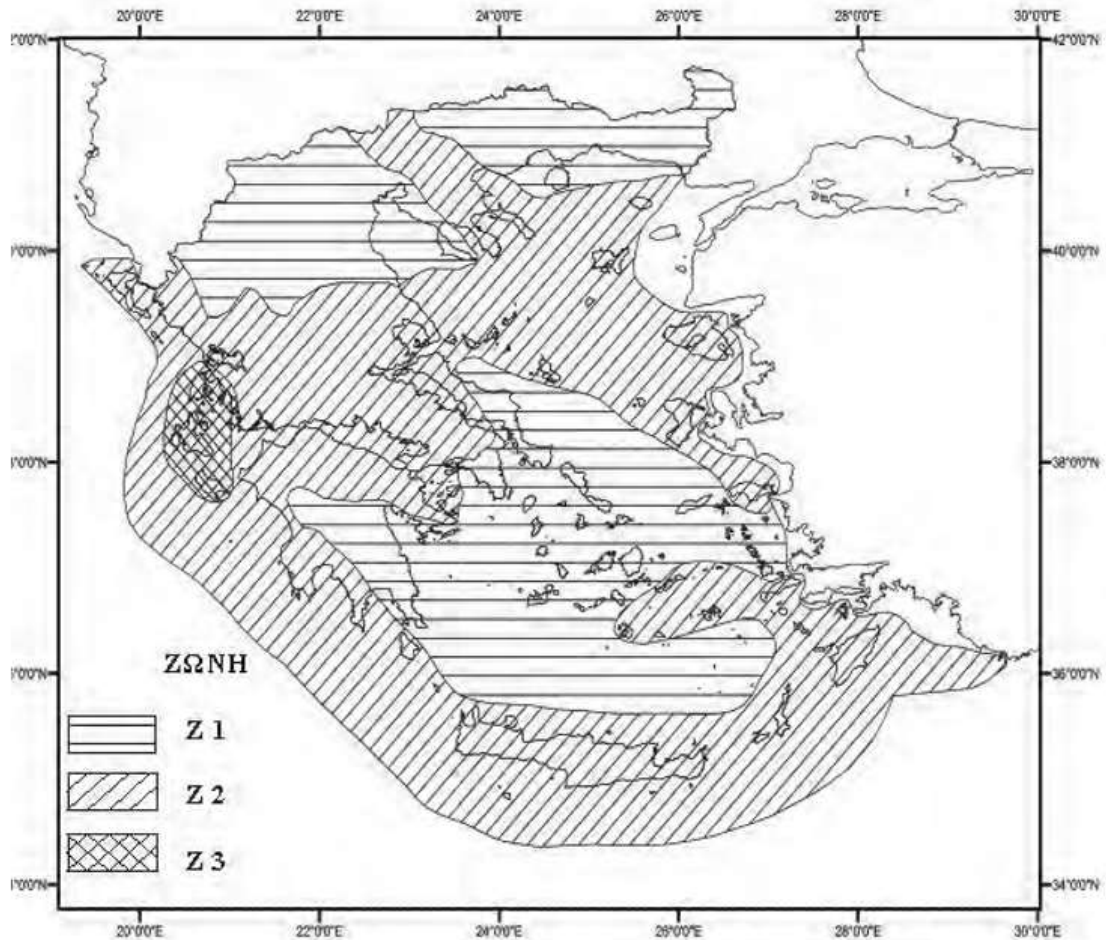
$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

Σχήμα 3.9: Επιταχύνσεις σχεδιασμού

Όπου το  $\beta$  είναι ίσο με 0.2 σύμφωνα με το εθνικό προσάρτημα.



Σχήμα 3.10: Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας Ελλαδικού Χώρου.

Πίνακας 3.6: Επιταχύνσεις σεισμικών ζωνών

Ζώνες	Επιτάχυνση εδάφους α/g
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3.7: Συντελεστής σπουδαιότητας ανά κατηγορία έργου

Κατηγορία σπουδαιότητας	γ <sub>i</sub>
<b>Σ1</b> Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, όπως αγροτικά συστήματα και αγροτικές αποθήκες, υπόστεγα, στάβλοι, βουστάσια, χοιροστάσια, αρνιδοτροφεία, κλπ.	0.80
<b>Σ2</b> Συνήθη κτίρια, όπως κατοικίες και γραφεία, βιομηχανικά - βιοτεχνικά κτίρια, ξενοδοχεία (τα οποία δεν περιλαμβάνουν χώρους συνεδρίων), ξενοίκια, σικοτροφεία, χώροι εκθέσεων, χώροι εκπαίδευσης και ψυχαγωγίας (ζαχαροπλαστεία, καφετεία, μπάουλινγκ, μπιλιάρδου, ηλεκτρονικών παιχνιδιών, σπηλαιόμπα, κλπ), τράπεζες, κεντρικά,	1.00

	<p>αγορές, υπεραγορές, εμπορικά κέντρα, καταστήματα, φαρμακεία, κούρεια, κομμωτήρια, πιστοποιές γυμναστικής, βιβλιοθήκες, εργαστήρια, συντηρεία συντήρησης και επισκευής αυτοκινήτων, βιβλιοθήκες, ξυλουργεία, εργαστήρια χρυσών, παρασκευαστήρια τροφίμων, καθαριστήρια, κέντρα μηχανογράφησης, αποθήκες, κτίρια απόθεσης αυτοκινήτων, πρατήρια υγρών καυσίμων, ανεμογεννήτριες, γραφεία δημοσίων υπηρεσιών και τοπικής αυτοδιοίκησης που δεν εμπίπτουν στην κατηγορία Σ4, κ.λπ.</p>	
<b>Σ3</b>	<p>Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας, καθώς και κτίρια δημοσίων συναθροίσεων και γενικά κτίρια στα οποία περιλαμβάνονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου, όπως αίθουσες αεροδρομίων, γήρσι συναδελφικών, κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, παιδικές βιομηχανίες, εκπαιδευτικά κτίρια, αίθουσες διδασκαλίας, φροντιστήρια, νηπιαγωγεία, γήρσι συναυλιών, αίθουσες δικαστηρίων, γασι, γήρσι αθλητικών συγκεντρώσεων, θέατρα, κινηματογράφοι, κέντρα διασκέδασης, αίθουσες αναμονής επιβατών, ψυχιατρεία, ιδρύματα απόμων με ειδικές ανάγκες, ιδρύματα χηρών και πασχόντων, σίκκι επιτηρίας, βρεφασκομεία, βρεφικοί σταθμοί, παιδικοί σταθμοί, παιδοκόμμι, αναμορφωτήρια, φυλακές, εγκαταστάσεις καθαρισμού νερού και αποβλήτων, κ.λπ.</p>	<b>1.20</b>
<b>Σ4</b>	<p>Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, κλινικές, αγροτικά κλητρία, γεωγονομικοί σταθμοί, κέντρα υγείας, διυλιστήρια, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, πυροσβεστικοί και αστυνομικοί σταθμοί, κτίρια δημοσίων επιτελικών υπηρεσιών για την αντιμετώπιση έκτακτων αναγκών από σεισμό.</p> <p>Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας, όπως μουσεία, αποθήκες μουσείων, κ.λπ.</p>	<b>1.40</b>

Στις γέφυρες ο συντελεστής σπουδαιότητας παίρνει τις ακόλουθες τιμές :

- ❖  $\gamma_i = 0.85$  για γέφυρες δευτερεύουσας σημασίας ( π.χ. γέφυρες σε επαρχιακούς ή αγροτικούς δρόμους )
- ❖  $\gamma_i = 1.00$  για συνήθεις γέφυρες ( αυτοκινητοδρόμων, εθνικών οδών και σιδηροδρόμων )
- ❖  $\gamma_i = 1.30$  για σημαντικές μεγάλες γέφυρες, οι οποίες, μετά το σεισμό, πρέπει να εξασφαλίσουν τη διέλευση κυκλοφορίας και των οποίων η κατάρρευση θα συνοδευόταν από μεγάλο αριθμό θανατηφόρων ατυχημάτων.

Πίνακας 3.8: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς

Όλκιμα Στοιχεία	Σεισμική Συμπεριφορά	
	Μερικός Όλκιμη	Όλκιμη
Βάθρα από οπλισμένο σκυρόδεμα		
Κατακόρυφα βάθρα υπό κάμψη ( $a_z \geq 1.0$ )	1.5	3.5

Κοντά βάθρα ( $\alpha_s=1.0$ )	1.0	1.0
Κεκλιμένοι στύλοι υπό κάμψη	1.2	2.0
Χαλιβένια βάθρα		
Κατακόρυφα βάθρα υπό κάμψη	1.5	3.5
Κεκλιμένοι στύλοι υπό κάμψη	1.2	2.0
Βάθρα με κανονικούς συνδέσμους ακαμνίας	1.5	2.5
Βάθρα με εκκεντρους συνδέσμους ακαμνίας	-	3.5
Ακρόβαθρα	1.0	1.0
Γόζα	1.2	2.0

Όπου :

$as = H/L$

H, ύψος βάθρου

L, μήκος διατομής βάσης παράλληλα προς την εξεταζόμενη διεύθυνση

Στην περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται  $q = 1.00$  .

Επίσης, η τιμή του q για δράση της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού θα λαμβάνεται ίση με 1.00.

Πίνακας 3.9: Τιμές απόσβεσης ζ.

Είδος κατασκευής		ζ%
Μεταλλική	Συγκολλητές συνδέσεις	2
	Κοιλιωτές συνδέσεις	4
Σκυρόδεμα	Λοιπό	3
	Οπλισμένο	5
	Προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία	Οπλισμένη	6
	Διαζωματική	5
Ξύλινη	Κολλητή	4
	Κοιλιωτή	4
	Ηλωτή	5

Πίνακας 3.10: Διαφοροποίηση εδαφικών κατηγοριών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

Κατηγορία Εδάφους	
A	Βράχος με έως 5m ασθενέστερο επιφανειακό υλικό
B	Πολύ πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή πολύ σκληρή άργιλος, δεκάδων m με αύξηση μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος
C	Πυκνή άμμος ή αμμοχάλικο, ή σκληρή άργιλος, αρκετών δεκάδων ή εκατοντάδων m
D	Χαλαρή έως μετρίως χαλαρή άμμος ή αμμοχάλικο ή μαλακή έως μετρίως σκληρή άργιλος
E	Επιφανειακό στρώμα C ή D πάχους 5 έως 20 m και υπόστρωμα με $V_s > 800$ m/s

Όπου  $V_s$  η μέση ταχύτητα μετάδοσης των διατμητικών κυμάτων.

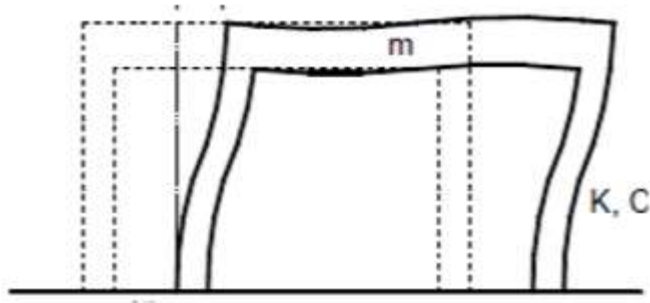
Η σεισμική δύναμη, προκαλούμενη από τις επιταχύνσεις του εδάφους δίνεται από την γνωστή σχέση :

$$F = m * a \quad (3.5)$$

Όπου,

m , η μάζα των φορτίων που δρουν επί της κατασκευής την στιγμή επιβολής της σεισμικής δύναμης

a , η επιτάχυνση του εδάφους ( με συνιστώσες  $a_x$  ,  $a_y$  ,  $a_z$  )



Εικόνα 3.2: Εικόνα παραμόρφωσης κτιρίου με μάζα  $m$ , δυσκαμψία  $K$  και απόσβεση  $C$ .

Ο προσδιορισμός των μαζών γίνεται λαμβάνοντας υπόψη το σύνολο των μόνιμων φορτίων της γέφυρας με τις χαρακτηριστικές τους τιμές καθώς και τις οιονεί μόνιμες τιμές των μεταβλητών δράσεων με συντελεστή συνδυασμού :  $\psi_{21}$ .

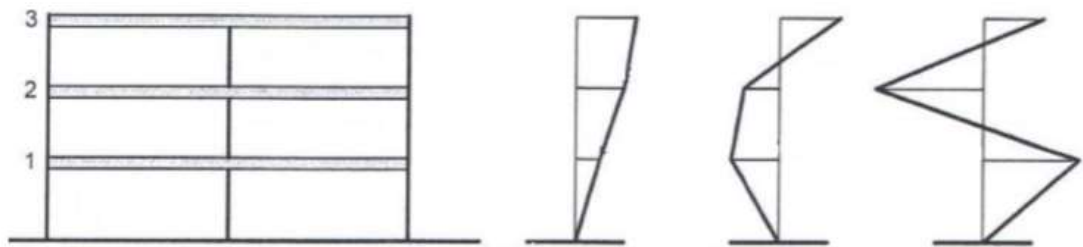
Σε πεζογέφυρες επιτρέπεται να λαμβάνεται  $\psi_{21} = 0$

Η συμπεριφορά των κατασκευών εξαρτάται, εκτός από τα γεωγραφικά, τοπογραφικά και γεωλογικά χαρακτηριστικά του εδάφους, από την ιδιοπερίοδο τους ( $T$ ), η οποία δίνεται από τον τύπο

$$T = 2\pi * \sqrt{\left(\frac{m}{K}\right)} \quad (\text{sec}) \quad (3.6)$$

Δηλαδή ένα μέγεθος, που εξαρτάται από την μάζα και την ακαμψία της κατασκευής. Η ιδιοπερίοδος επηρεάζει σημαντικά τη σεισμική απόκριση των κατασκευών, καθώς επιτρέπει στην κατασκευή να αποσβένει ενέργεια και να καταπονείται από μικρότερες τελικές επιταχύνσεις, οι οποίες σε αντίθετη περίπτωση δημιουργούν μεγάλες παραμορφώσεις με κίνδυνο αστοχίας.

Κατά την διάρκεια εφαρμογής της σεισμικής δύναμης, η κατασκευή μπορεί να ταλαντωθεί παίρνοντας διάφορα σχήματα (βλ. δυναμική ανάλυση μονοβάθμιων και πολυβάθμιων συστημάτων), αυτά τα σχήματα ονομάζονται ιδιομορφές. Κάθε ιδιομορφή έχει τη δική της περίοδο καθώς και τη δική της δρώσα ιδιομορφική μάζα. Στα πλαίσια της φασματικής ανάλυσης επιτρέπεται να λαμβάνονται στο σχεδιασμό οι ιδιομορφές, των οποίων το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών αντιστοιχεί στο 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής.



Σχήμα 3.11: Οι 3 πρώτες οριζόντιες ιδιομορφές ενός 3όροφου κτιρίου

Για τη συνύπαρξη των σεισμικών δράσεων και κατά τις 3 διευθύνσεις, η σεισμική δύναμη  $E$  μπορεί να προσδιορίζεται από τις μέγιστες τιμές των ανεξάρτητων δράσεων  $E_x$ ,  $E_y$ ,  $E_z$ . Δηλαδή  $E = [ (E_x)^2 + (E_y)^2 + (E_z)^2 ]^{0.5}$  ή λαμβάνοντας την δυσμενέστερη τιμή από τους συνδυασμούς :

$$A E_x + 0.3 A E_y + 0.3 A E_z \quad (3.7)$$

$$0.3 A E_x + A E_y + 0.3 A E_z \quad (3.8)$$

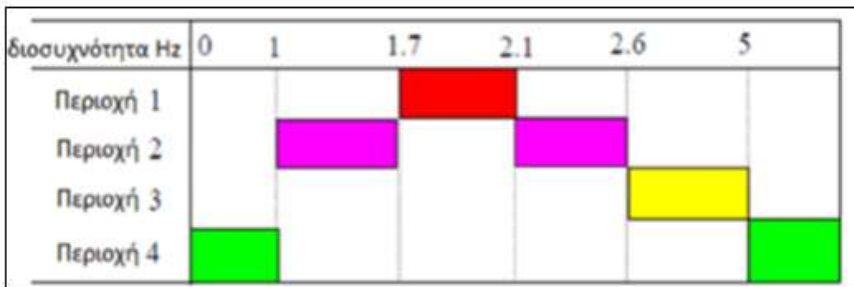
$$0.3 A E_x + 0.3 A E_y + A E_z \quad (3.9)$$

### 3.2.5 Ταλαντώσεις

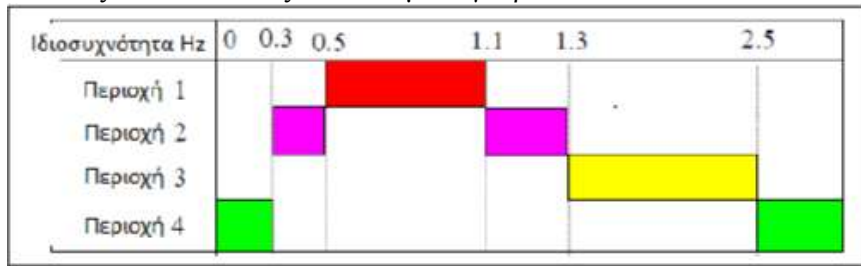
Τα τελευταία χρόνια, η υπάρχουσα τάση για το σχεδιασμό των πεζογεφυρών, καθώς και τα βελτιωμένα σύγχρονα οικοδομικά υλικά που μπορούν να αναλάβουν όλο και πιο αυξημένα στατικά φορτία, έχουν οδηγήσει σε κατασκευές ελαφρύτερες, με λεπτότερες διατομές, μεγαλύτερα ανοίγματα και αυξημένη ευκαμψία. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε κατασκευές με μειωμένη δυσκαμψία και συνεπώς μικρότερες ιδιοσυχνότητες, με αποτέλεσμα τα ιδιαίτερα δυναμικά φαινόμενα όπως είναι η διέλευση των πεζών, να αποκτούν μεγαλύτερη σημασία.

Υπάρχουν επομένως περιπτώσεις όπου τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας πεζογέφυρας πλησιάζουν τα δυναμικά χαρακτηριστικά της εξαναγκασμένης ταλάντωσης που προκαλείται από το βάδισμα των πεζών πάνω σε αυτήν. Σε περίπτωση, λοιπόν, συγχρονισμού της συχνότητας βαδίσματος με μία ή περισσότερες από τις ιδιοσυχνότητες της πεζογέφυρας, είναι δυνατόν να δημιουργηθούν μεγάλες παραμορφώσεις και εντατικά μεγέθη, έως και μεγαλύτερων από των στατικών φορτίων, προκαλώντας αισθήματα φόβου και ανασφάλειας στους χρήστες.

Πίνακας 3.11: Κίνδυνος συντονισμού κατακόρυφων ή διαμήκων ταλαντώσεων.



Πίνακας 3.12: Κίνδυνος συντονισμού εγκάρσιων ταλαντώσεων.



- Περιοχή 1: μέγιστος κίνδυνος συντονισμού.
- Περιοχή 2: μεσαίος κίνδυνος συντονισμού.
- Περιοχή 3: μικρός κίνδυνος συντονισμού.
- Περιοχή 4: αμελητέος κίνδυνος συντονισμού

Η δυναμική φόρτιση στην κατακόρυφη και την οριζόντια διαμήκη διεύθυνση, λόγω ανθρώπινης δραστηριότητας περιγράφεται από σειρά Fourier της μορφής :

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G * a_i * \sin(2\pi * i * f_p * t - \varphi_i) \quad (3.10)$$



όπου :

$G$  = το βάρος του ατόμου που προκαλεί την ταλάντωση (συνήθως 80kg)

$a_i$  = συντελεστής Fourier για την  $i$  αρμονική

$f_p$  = συχνότητα κίνησης του ατόμου

$\varphi_i$  = διαφορά φάσης της  $i$  αρμονικής από την πρώτη αρμονική ( συχνά αμελείται )

Για την οριζόντια εγκάρσια διεύθυνση η σειρά Fourier παίρνει τη μορφή :

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G * a_i * \sin(\pi * i * f_p * t - \varphi_i) \quad (3.11)$$

Στις συνήθεις περιπτώσεις αρκεί να λαμβάνονται υπόψη οι 3 πρώτες αρμονικές.

Ενδεικτικά αναφέρονται οι βασικοί συντελεστές  $a_i$  :

$a_{vert,1} = 0.4$

$a_{vert,2} = 0.1$

$a_{lat,1} = 0.05$

$a_{long,1} = 0.2$

Για πεζογέφυρες, η συνολική δύναμη από την κίνηση  $N$  ατόμων δίνεται από τον τύπο ( Kramer ) :

$$F_N(t) = F_p(t) * N * S * R \quad (3.12)$$

όπου :

$N$  = το πλήθος των ατόμων που συμμετέχουν στην κίνηση

$S$  = συντελεστής συγχρονισμού

$R$  = μειωτικός συντελεστής

Ο αριθμός  $N$  εκφράζεται ως το πηλίκο της αναμενόμενης ποσότητας των ατόμων ανά  $m^2$ . Ο συντελεστής συγχρονισμού  $S$  φροντίζει, ώστε η εξίσωση να λάβει υπόψη την άτακτη κίνηση των ατόμων, αφού η πιθανότητα ταυτόχρονου συντονισμού του βήματός τους είναι στατιστικά αμελητέα. Υπολογίζεται ως το πηλίκο της ταχύτητας σε ένα σημείο του φορέα, λόγω της άτακτης κίνησης των ατόμων, προς την αντίστοιχη ταχύτητα, λόγω συντονισμένης κίνησής τους.

### 3.3 Συνδυασμοί δράσεων

#### 3.3.1 Εισαγωγή

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται σύμφωνα με το μέρος 1 ως ακολούθως:

- Καταστάσεις διαρκείας (persistent situations), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (transient), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις (accidental), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση.
- Καταστάσεις σεισμού (seismic), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (ultimate limit states)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (serviceability limit states)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες).

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επί της κατασκευής. Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

### 3.3.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο μέρος 1 του EC1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (persistent and transient situations)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki} \quad (3.13)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις (accidental)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (3.14)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού (seismic)

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} Q_{ki} \quad (3.15)$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

(+) σημαίνει «επαλληλία με»

$G_{kj}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων

$P_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$Q_{ki}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης  $i$

$A_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

$A_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{Gj}$ ,  $\gamma_{GAj}$  είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_P$ ,  $\gamma_{PA}$  είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Qi}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $i$   
 $\gamma_i$  είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας (βλ. EC8 και NEAK)

$\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  είναι συντελεστές συνδυασμού (ή συμμετοχής) των μεταβλητών δράσεων.

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας ( $\gamma_i$ ) της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ενώ οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$  των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι εξής:

$$1. \quad 1.35G + 1.0P + 1.50Q \quad (3.16)$$

$$2. \quad 1.35G + 1.0P + 1.50W_x + 1.5 * 0.4Q \quad (3.17)$$

$$3. \quad 1.35G + 1.0P + 1.50W_y + 1.5 * 0.4Q \quad (3.18)$$

$$4. \quad 1.35G + 1.0P \pm 1.50W_z + 1.5 * 0.4Q \quad (3.19)$$

$$5. \quad 1.35G + 1.0P + 1.50Q + 1.5 * 0.3W_x \quad (3.20)$$

$$6. \quad 1.35G + 1.0P + 1.50Q + 1.5 * 0.3W_y \quad (3.21)$$

$$7. \quad 1.35G + 1.0P + 1.50Q \pm 1.5 * 0.3W_z \quad (3.22)$$

$$8. \quad 1.35G + 1.0P + 1.50Q + 0.9T \quad (3.23)$$

### 3.3.3. Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός (characteristic (rare) combination)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \Sigma \psi_{0i} Q_{ki} \quad (3.24)$$

2. Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki} \quad (3.25)$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent situation)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki} \quad (3.26)$$

Συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι εξής:

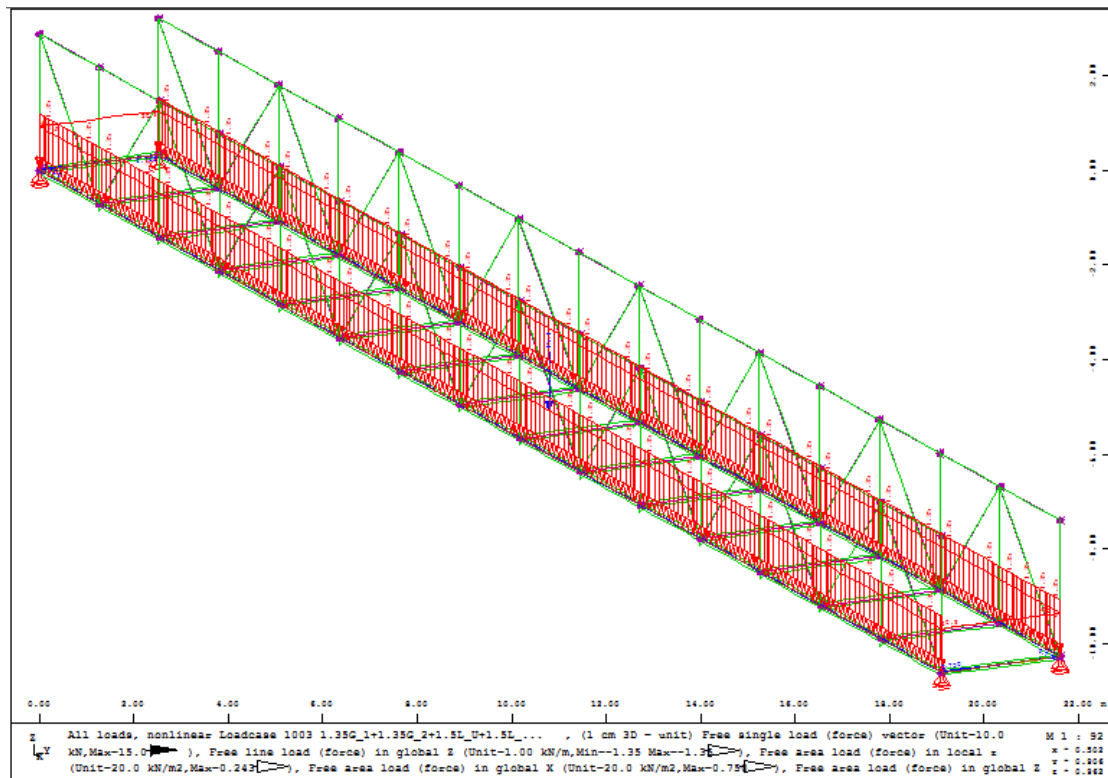
$$1. \quad 1.0G + 1.0Q \quad (3.27)$$

$$2. \quad 1.0G + 1.0Q + 0.6T \quad (3.28)$$

## 4 Έλεγχοι δικτυωτού μοντέλου

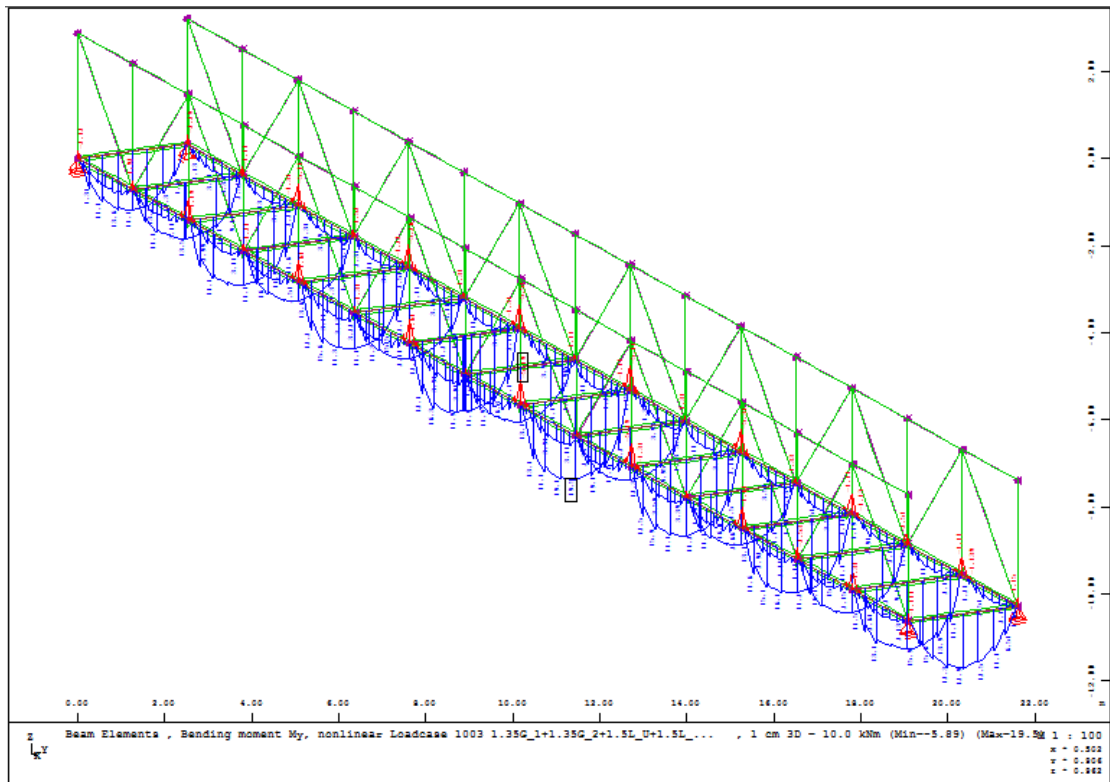
### 4.1 Εισαγωγή

Ο έλεγχος του φορέα θα γίνει σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) για τον δυσμενέστερο από τους συνδυασμούς που αναλύθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός για το συγκεκριμένο μοντέλο αποδείχτηκε ο  $1.35G+1.0P+1.5Q+0.45Wz$ . Οι παρακάτω έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν με βάση τα αποτελέσματα του συγκεκριμένου συνδυασμού.

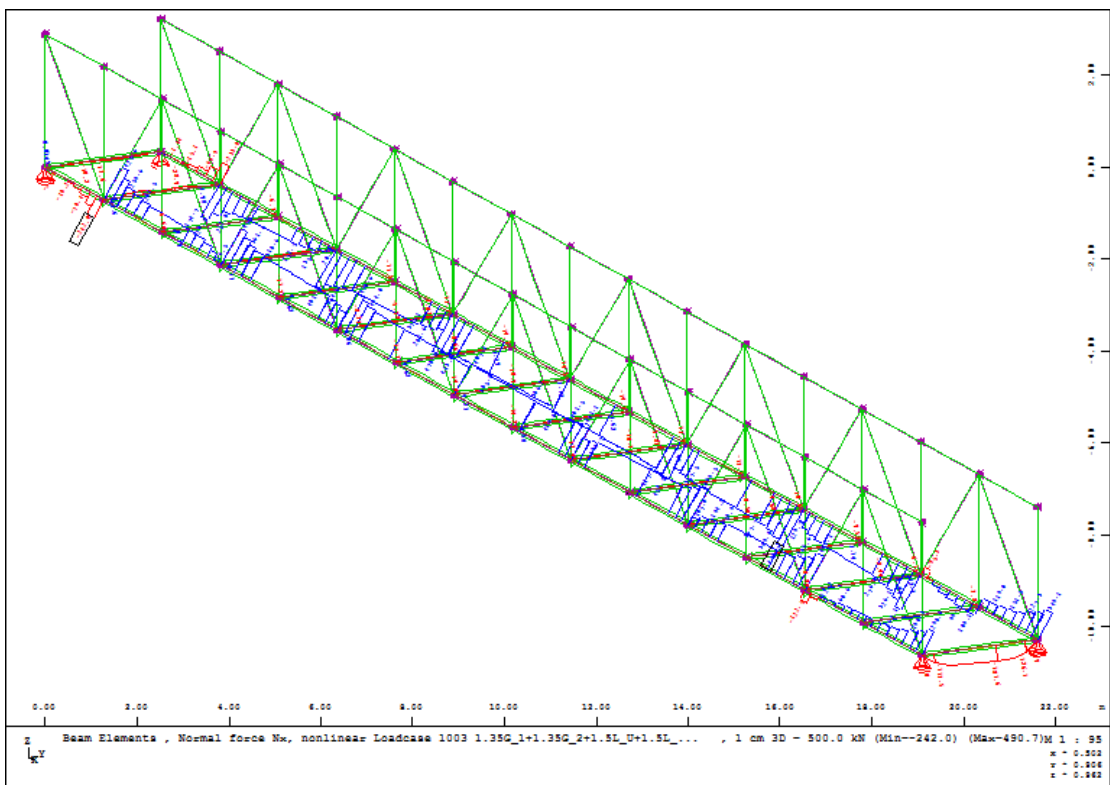


Σχήμα 4.1: Φόρτιση φορέα για συνδυασμό  $1.35G+1.0P+1.5Q+0.45Wz$ .

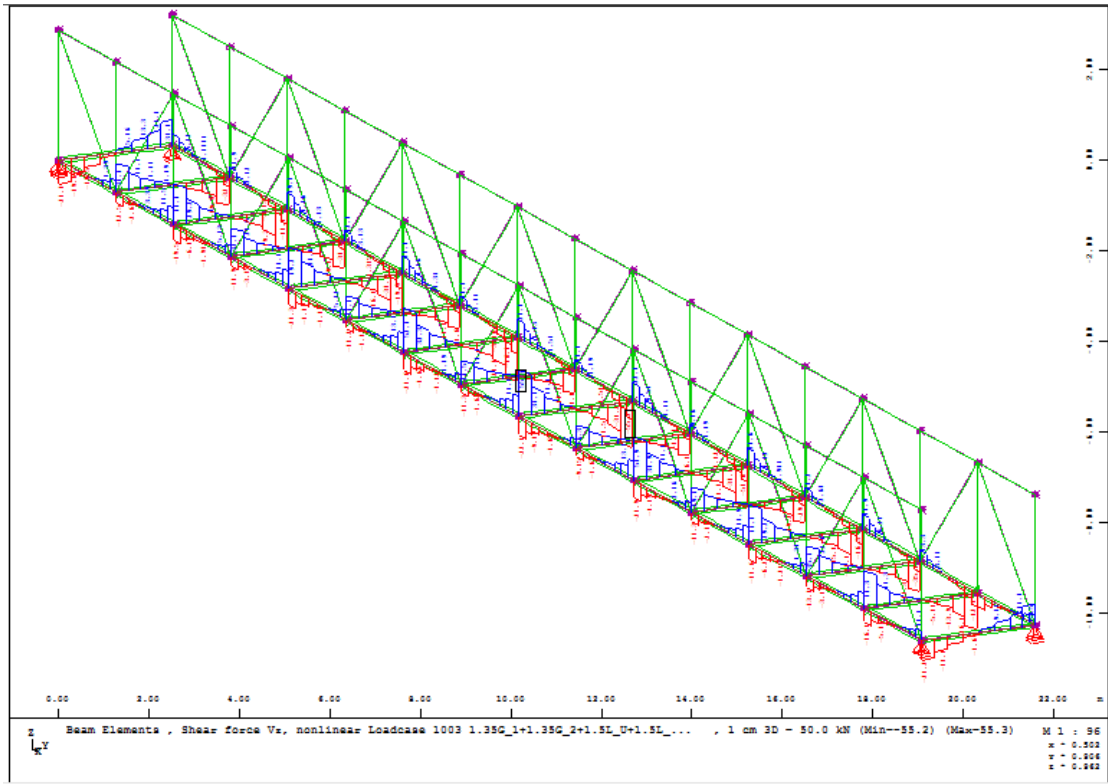
## 4.2 Κάτω Πέλμα Φορέα



Σχήμα 4.2: Διάγραμμα ροπών.



Σχήμα 4.3: Διάγραμμα αξονικών.



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα τεμνουσών.

Διατομή κατηγορίας 1.

Ο φορέας καταπονείται από:

μέγιστη εφελκυστική αξονική δύναμη  $N_{ed}=490.7\text{kN}$

δρώσα μέγιστη ροπή  $M_{ed}=3.93\text{kNm}$

μέγιστη τέμνουσα  $V_{ed}=22.4\text{kN}$

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά διατομής κάτω πέλματος

Design forces and moments											
	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
C <sup>1</sup>	3727.5	2152.07	2152.07	78.69	53.44	2.45	139.78	65.23	35.0	-75.0	- , b, b
E <sup>2</sup>	3727.5	1565.14	1465.24	38.38	40.13	0.84	93.19	43.49	35.0	-75.0	
D <sup>1</sup>	3388.6	1956.43	1956.43	71.53	48.58	2.22	127.07	59.30	35.0	-75.0	
F <sup>2</sup>	3388.6	1422.86	1332.04	34.89	36.48	0.77	84.72	39.53	35.0	-75.0	

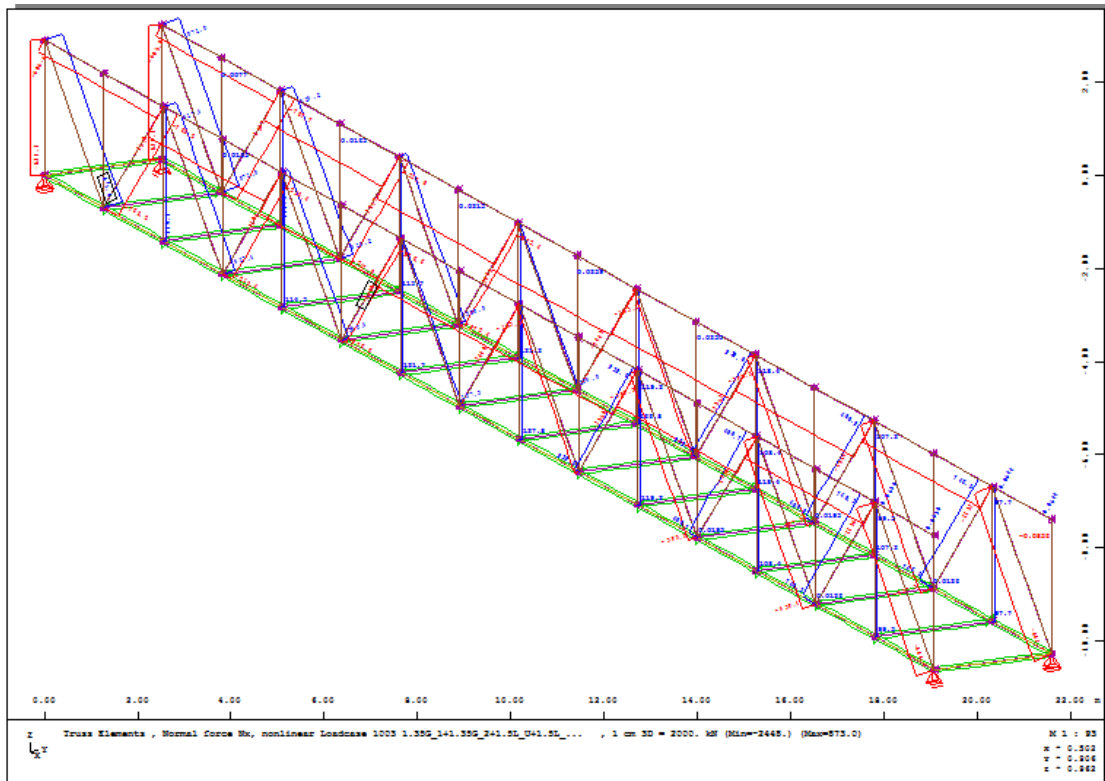
<sup>1</sup> C/D = plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)  
<sup>2</sup> E/F = elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)

N[kN]	normal force	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	warping moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCK	buckling curve (LTB, y-y, z-z)

Επομένως έχω τους παρακάτω ελέγχους:

- $N_{plrd}=3388.6\text{kN}>N_{ed}$  .
- Έλεγχος διατομής σε κάμψη με αξονική:  
 $n=N_{ed}/N_{plrd}=0,15$   
 $a=\min\{(A-2btf)/A,0,5\}=0.62$   
 $M_{nyrd}=\min\{M_{plyrd}*(1-n)/(1-0,5*a),M_{plyrd}\}=52.2\text{kNm}>M_{ed}$  .
- Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα:  $V_{plrd}=1956.43\text{kN}>V_{ed}$  .

### 4.3 Άνω Πέλμα Φορέα



Σχήμα 4.5: Διάγραμμα αξονικών.

Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά διατομής άνω πέλματος.

Design forces and moments											
	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
C <sup>1</sup>	3727.5	2152.07	2152.07	78.69	53.44	2.45	139.78	65.23	35.0	-75.0	-, b, b
E <sup>2</sup>	3727.5	1565.14	1465.24	38.38	40.13	0.84	93.19	43.49	35.0	-75.0	
D <sup>1</sup>	3388.6	1956.43	1956.43	71.53	48.58	2.22	127.07	59.30	35.0	-75.0	
F <sup>2</sup>	3388.6	1422.86	1332.04	34.89	36.48	0.77	84.72	39.53	35.0	-75.0	

<sup>1</sup> C/D = plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)  
<sup>2</sup> E/F = elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)

N[kN]	normal force	Mb[kNm2]	warping moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCK	buckling curve (LTb, y-y, z-z)

Διατομή κατηγορίας 1.

Ο φορέας καταπονείται από μέγιστη θλιπτική αξονική δύναμη  $N_{ed}=2448\text{kN}$ .

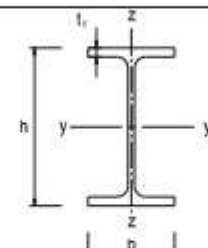
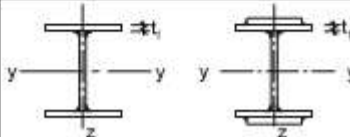

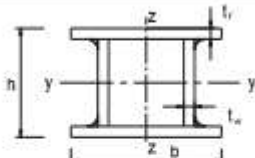
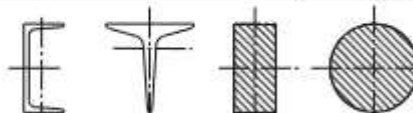
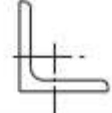
Επομένως έχω τους παρακάτω ελέγχους:

- Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

$$N_{brd} = \frac{\alpha \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}}$$

Με καμπύλη λυγισμού  $\alpha$  και  $\alpha=0.21$  με βάση τους πίνακες 4.3 και 4.4.

Πίνακας 4.3: Επιλογή καμπύλης λυγισμού.

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S235 S275 S355 S420	S460
 Ελαστές διατομές	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $y-y$ $z-z$	a	$a_0$
			$t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $y-y$ $z-z$	b
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $y-y$ $z-z$	b	a
			$t_f > 100 \text{ mm}$ $y-y$ $z-z$	d
 Συγκολλητές I-διατομές	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b	b
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	c	c
 Κοίλες Διατομές	Εν θερμώ έλαση	κάθε	a	$a_0$
	Ψυχρή έλαση	κάθε	c	c
 Συγκολλητές κιβωτοποιηθείς Διατομές	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	κάθε	b	b
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5 \cdot t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	κάθε	c	c
 U-, T- και συμπαγείς διατομές		κάθε	c	c
 L-διατομές		κάθε	b	b

Πίνακας 4.4 : Ο συντελεστής ατελειών  $\alpha$  ανάλογα με την καμπύλη λυγισμού.

Καμπύλη λυγισμού	$a_0$	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\text{Επομένως } \lambda = \frac{Lcr}{i \cdot \lambda_1} = 0.29 \text{ με } i = 1.97 \text{ m}^4, \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93.9 \cdot \varepsilon = 76.059$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.55$$

$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.98 \leq 1$$

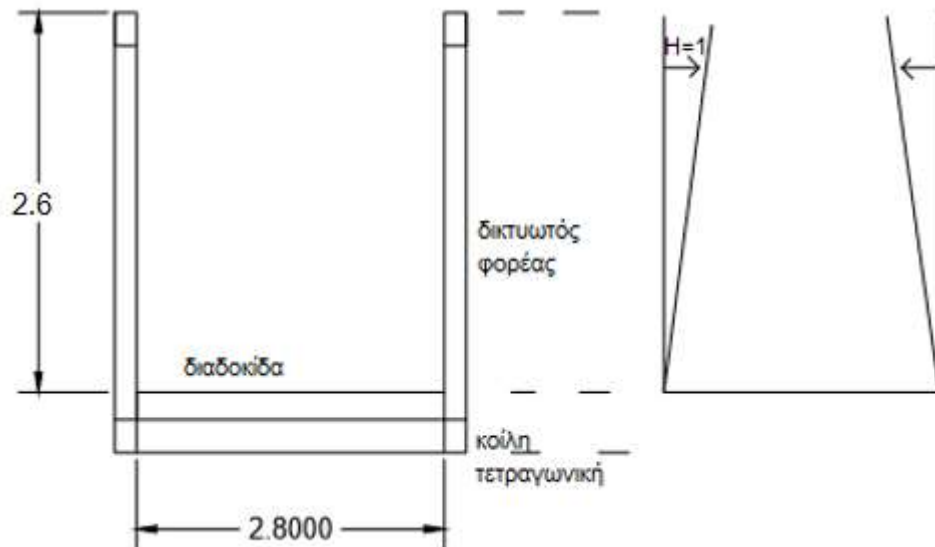
$$fy = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow Nbrd = 3202.4 > Ned$$

- Δημιουργία ελαστικών πλευρικών στηρίξεων μέσω ημιπλαισίων, όπου θεωρούμε ως πέλμα τις σύμμικτες διαδοκίδες και ως ορθοστάτες τα στοιχεία του δικτύματος. Ο σκοπός αυτών των στηρίξεων είναι να προσφέρουν ελαστική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα, δηλαδή στο άνω πέλμα, αυξάνοντας την αντοχή τους σε λυγισμό.  $C = Ea \cdot I_v / [(hn/3) + (h^2 \cdot bq \cdot I_v / (n \cdot I_q))]$  με



$I_v=9.72\text{cm}^4$   
 $h_v=2,6\text{m}$   
 $b_q=2.8\text{m}$   
 $I_q=\infty$  αφού είναι δυσκαμπτη διαδοκίδα  
 $n=2$   
 $h=3\text{m}$   
 Άρα  $C=3483.3\text{kN/m}$   
 $c=C/L=3483.3/2.9=1201\text{kN/m}^2$   
 $N_{cr}=m*\pi^2 E a * I_{effz}/L^2$  με  $m=(2/\pi^2)*\sqrt{\gamma}$   
 $\gamma=c*L^4/(E a * I_{effz})=0,009$   
 $m=0,027$   
 $N_{cr}=28500\text{kN}$   
 Επομένως από τους πίνακες 4.3 και 4.4 προκύπτει :  
 Καμπύλη λυγισμού α άρα  $\alpha=0,21$



Εικόνα 4.1: Ελαστική πλευρική στήριξη.

$$\lambda = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}} - \frac{L_{cr}}{i * \lambda_1}} = 0.47$$

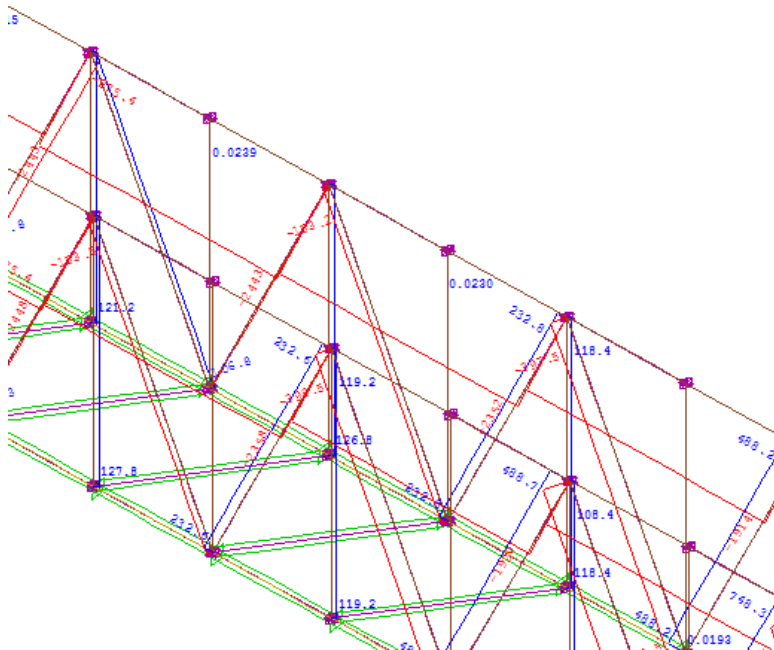
$$\lambda_1 = 93.9 * \varepsilon = 76.7$$

$$\Phi = 0.5 * [1 + \alpha * (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.64$$

$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 0.93$$

$$N_{brd} = \frac{x * f_y * A}{\gamma_{M1}} = 3477.2 > N_{ed}$$

#### 4.4 Ορθοστάτες Φορέα



Σχήμα 4.6: Διάγραμμα αξονικών.

Πίνακας 4.5: Χαρακτηριστικά διατομής ορθοστατών.

Design forces and moments											
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	Mt2 [kNm]	Mb [kNm2]	My [kNm]	Mz [kNm]	y [mm]	z [mm]	BUCK
C <sup>1</sup>	1597.5	922.32	922.32	22.58	12.32	0.45	35.94	19.97	25.0	-45.0	-, b, b
E <sup>2</sup>	1597.5	670.78	627.96	11.36	9.55	0.13	23.96	13.31	25.0	-45.0	
D <sup>1</sup>	1452.3	838.47	838.47	20.53	11.20	0.41	32.68	18.15	25.0	-45.0	
F <sup>2</sup>	1452.3	609.80	570.87	10.32	8.68	0.11	21.78	12.10	25.0	-45.0	
<sup>1</sup> C/D = plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)											
<sup>2</sup> E/F = elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)											
N[kN]	normal force			Mb[kNm2]	warping moment						
Vy[kN], Vz[kN]	shear force			My[kNm], Mz[kNm]	bending moment						
Mt[kNm]	primary torsional moment			y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre						
Mt2[kNm]	secondary torsional moment			BUCK	buckling curve (LTB, y-y, z-z)						

Διατομή κατηγορίας 1.

Καταπονούνται από μέγιστη θλιπτική  $N_{ed}=127.8\text{kN}$ .

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

$$N_{brd} = \frac{x \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}}$$

Με καμπύλη λυγισμού α και  $\alpha=0.21$  με βάση τους πίνακες 4.3 και 4.4.

$$\text{Επομένως } \lambda = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0.013 \text{ με } i = 3.038\text{m}^4, \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \epsilon = 76.059$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.48$$

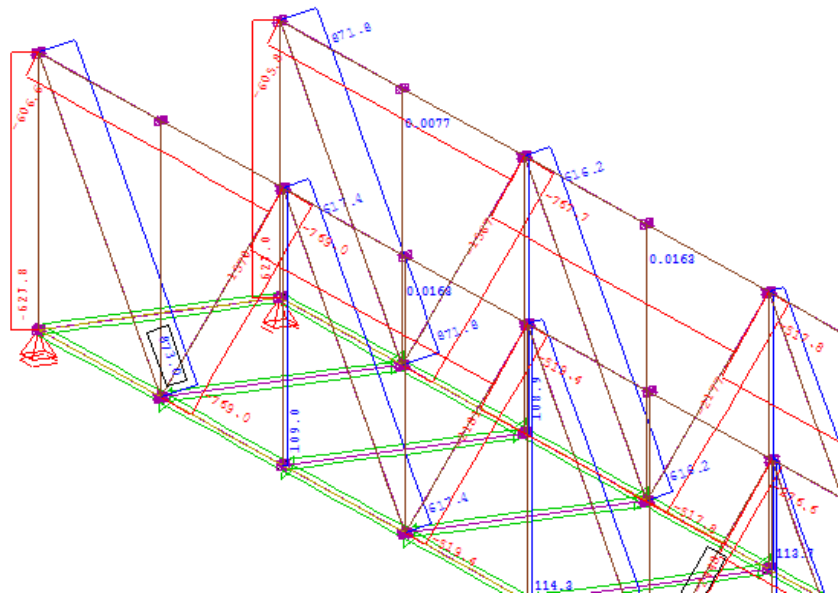
$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 1.13 > 1 \text{ άρα } \chi = 1.$$

$$f_y = 355\text{N/mm}^2$$

→ Δεν χρειάζεται απομείωση λόγω καμπτικού λυγισμού. Επομένως,

$$N_{brd} = 1452.3\text{kN} > N_{ed}$$

## 4.5 Διαγώνια Μέλη Φορέα



Σχήμα 4.7: Διάγραμμα αξονικών.

Πίνακας 4.6: Χαρακτηριστικά διατομής διαγώνιων μελών.

Design forces and moments												
	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK	
C <sup>1</sup>	1597.5	922.32	922.32	22.58	12.32	0.45	35.94	19.97	25.0	-45.0	-, b, b	
E <sup>2</sup>	1597.5	670.78	627.96	11.36	9.55	0.13	23.96	13.31	25.0	-45.0		
D <sup>1</sup>	1452.3	838.47	838.47	20.53	11.20	0.41	32.68	18.15	25.0	-45.0		
F <sup>2</sup>	1452.3	609.80	570.87	10.32	8.68	0.11	21.78	12.10	25.0	-45.0		

<sup>1</sup> C/D = plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)  
<sup>2</sup> E/F = elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)

N[kN]	normal force	Mb[kNm <sup>2</sup> ]	warping moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCK	buckling curve (LTb, y-y, z-z)

Διατομή κατηγορίας 1.

Καταπονούνται από μέγιστη εφελκυστική αξονική  $N_{ed}=873\text{kN}$  και μέγιστη θλιπτική  $N_{ed}=769\text{kN}$ .

Επομένως έχω τους παρακάτω ελέγχους:

- Έλεγχος καμπτικού λυγισμού θλιβόμενου μέλους:

Ομοίως με την περίπτωση καμπτικού λυγισμού των ορθοστατών.

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

$$N_{brd} = \frac{x \cdot f_y \cdot A}{\gamma M_1}$$

Με καμπύλη λυγισμού  $\alpha$  και  $\alpha=0.21$  με βάση τους πίνακες 4.3 και 4.4.

$$\text{Επομένως } \lambda = \frac{L_{cr}}{i \cdot \lambda_1} = 0.013 \text{ με } i = 3.038\text{m}^4, \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \epsilon = 76.059$$

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2] = 0.48$$

$$X = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = 1.13 > 1 \text{ άρα } \chi = 1.$$

$$f_y = 355\text{N/mm}^2$$

→ Δεν χρειάζεται απομείωση λόγω καμπτικού λυγισμού. Επομένως  $N_{brd} = 1452.3\text{kN} > N_{ed}$

- Έλεγχος εφελκόμενου μέλους:  $N_{plrd} = 1452.3\text{kN} > N_{ed}$ .

## 4.6 Σύμμικτη Διαδοκίδα Φορέα

Πίνακας 4.7: Χαρακτηριστικά διατομής σύμμικτης διαδοκίδας.

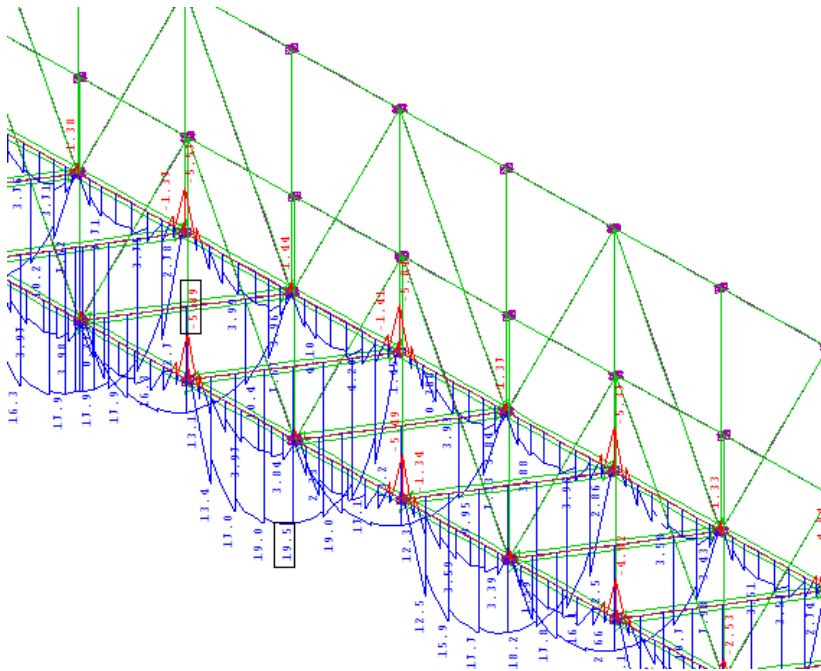
Design forces and moments											
	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
C <sup>1</sup>	382.0	2459.44	2313.21	314.54	217.58	16.45	111.42	95.44	257.2	-321.	- , b, c
C <sup>1</sup>	-1511.8						192.57	0.00	0.0	-217.	COMB <sup>2</sup>
C <sup>1</sup>	-1785.0						0.00	254.23	35.0	0.0	COMB <sup>2</sup>
C <sup>1</sup>	-3952.0	2459.44	2313.21	314.54	217.58	16.45	-14.65	-95.44	-187.	-42.1	
C <sup>1</sup>	-2058.2						-162.47	0.00	0.0	-217.	COMB <sup>2</sup>
C <sup>1</sup>	-1785.0						0.00	-254.23	35.0	0.0	COMB <sup>2</sup>
E <sup>3</sup>	8153.4	817.97	569.19	77.57	152.70	10.68	182.16	333.35	35.0	-217.	

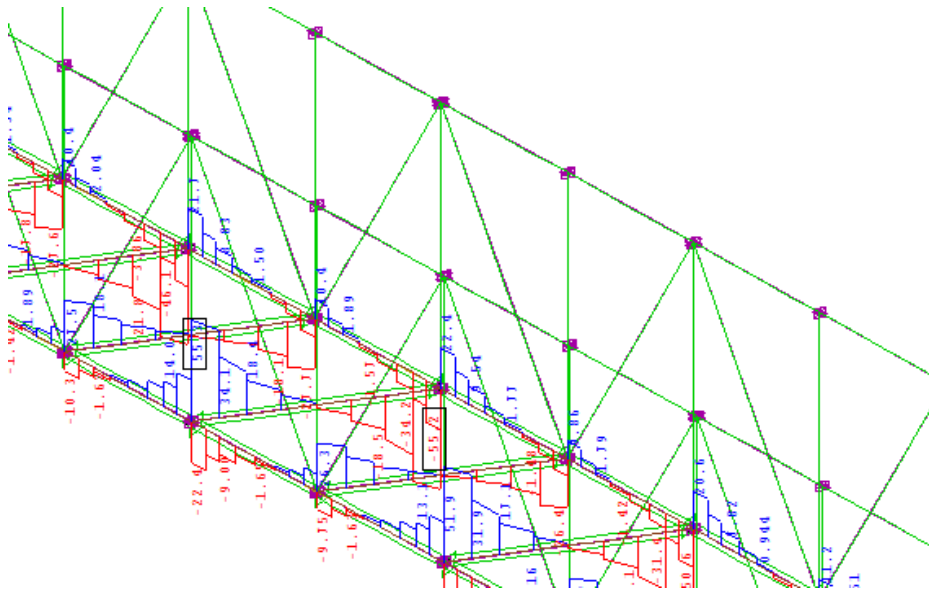
	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
E <sup>3</sup>	-3745.5	817.97	569.19	77.57	152.70	60.36	-208.50	-333.35	35.0	-217.	
D <sup>1</sup>	347.3	1676.30	1566.22	211.67	148.12	11.15	99.51	83.00	234.3	-314.	
D <sup>1</sup>	-915.3						144.26	0.00	0.0	-217.	COMB <sup>2</sup>
D <sup>1</sup>	-1190.0						0.00	170.54	35.0	0.0	COMB <sup>2</sup>
D <sup>1</sup>	-2727.3	1676.30	1566.22	211.67	148.12	11.15	-13.37	-83.00	-164.	-44.6	
D <sup>1</sup>	-1464.7						-124.20	0.00	0.0	-217.	COMB <sup>2</sup>
D <sup>1</sup>	-1190.0						0.00	-170.54	35.0	0.0	COMB <sup>2</sup>
F <sup>3</sup>	7412.2	545.31	379.46	51.71	101.80	7.12	121.44	222.24	35.0	-217.	
F <sup>3</sup>	-2497.0	545.31	379.46	51.71	101.80	54.87	-139.00	-222.24	35.0	-217.	

<sup>1</sup> C/D = plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)  
<sup>2</sup> Maximum moment (defining point D in interaction diagram)  
<sup>3</sup> E/F = elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)

N[kN]	normal force	Mb[kNm2]	warping moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCK	buckling curve (LTB, y-y, z-z)



Σχήμα 4.8: Διάγραμμα ροπών κάμψης.



Σχήμα 4.9: Διάγραμμα τεμνουσών.

Διατομή κατηγορίας 1.

Καταπονείται από μέγιστη δρώσα ροπή  $M_{ed}=19.5\text{kNm}$  και μέγιστη τέμνουσα  $V_{ed}=55.3\text{kN}$ .

- $M_{plrd}=124\text{kNm} > M_{ed}$
- $V_{plrd}=1566.22\text{kN} > V_{ed}$

➤ **Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός**

Στη φάση της κατασκευής η διαδοκίδα που δεν έχει αποκτήσει ακόμα την σύμμικτη λειτουργία της με την πλάκα σκυροδέματος είναι ευαίσθητη σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Πίνακας 4.8: Τιμές συντελεστών  $C_1$ ,  $C_2$  και  $C_3$ .

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Από τον Πίνακα 4.8 και για τη συγκεκριμένη μορφή του διαγράμματος των ροπών κάμψης της διατομής έχουμε:  $k=k_w=1$  και  $C_1=1.132, C_2=0.459, C_3=0.525$ .

Ο υπολογισμός της κρίσιμης ροπής προκύπτει από τον τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_1)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_1) \right\} \quad (4.1)$$

Με:  $G/E=0.4$

$I_z=5724\text{cm}^4$

$I_t=364\text{cm}^4$

Απόσταση κέντρου βάρους πελμάτων:  $h_s=35\text{cm}$

$\beta F=I_{fc}/(I_{fc}+I_{ft})=0.68$

$I_w=\beta F \cdot (1-\beta F) \cdot I_z \cdot h_s^2=1525789.4\text{cm}^4$

$z_i=(2\beta F-1) \cdot h_s/2=6.3\text{cm}$

$e=6.55\text{cm}$

$z_a=22.29\text{cm}$   $z_s=15.74\text{cm}$   $z_g=38.03\text{cm}$

$M_{cr}=33018\text{KNcm}$

$W_y=I_y/z_a=668.5\text{cm}^3$

$\lambda_{it}=\sqrt{(W_y/M_{cr})}=0.083$

$h/b=1.4 < 2$  άρα με βάση τους πίνακες 4.9, 4.10 η καμπύλη λυγισμού είναι η **c** και  $\alpha_{lt}=0.49$ .

Πίνακας 4.9: Επιλογή καμπύλης λυγισμού.

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελαστές διατομές I	$h/b \leq 2$	<b>a</b>
	$h/b > 2$	<b>b</b>
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	<b>c</b>
	$h/b > 2$	<b>d</b>
Άλλες διατομές	-	<b>d</b>

Πίνακας 4.10: Ο συντελεστής ατελειών  $\alpha_{lt}$  ανάλογα με την καμπύλη λυγισμού.

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha_{lt}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Έτσι υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{it}^2}} \quad (4.2)$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{lt} \cdot (\lambda_{it} - 0.2) + \lambda_{it}^2] \quad (4.3)$$

$$\rightarrow \Phi_{lt} = 0.5$$

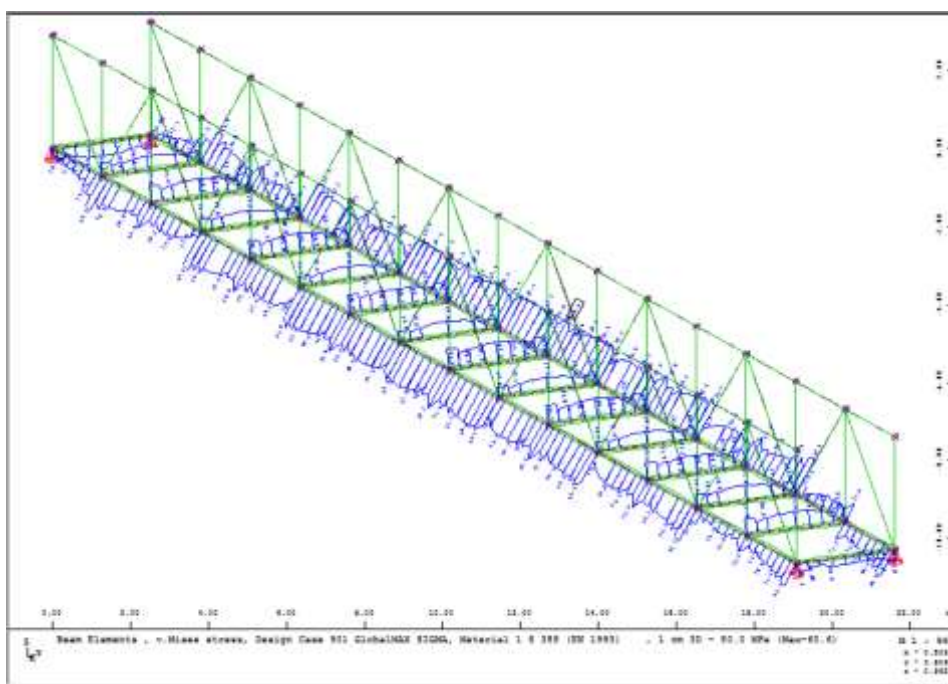
$$\rightarrow \chi_{lt} = 0.97$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \cdot f_y \cdot W_y}{\gamma_{M1}} = 23019 \text{ kNm}$$

Κατά τη φάση κατασκευής, που ελέγχεται η διατομή υπάρχουν μόνο τα φορτία από τη σιδηροδοκό και από το ναπό σκυρόδεμα με ροπή κάμψης  $M=28.18\text{kNm}$ .

#### 4.7 Έλεγχος τάσεων

Για τον έλεγχο της αντοχής του καταστρώματος, κρίσιμος αποδείχθηκε ο συνδυασμός  $1.35G+1.0P+1.5Q+0.45Wz$ . Οι τάσεις υπολογίστηκαν με το υποπρόγραμμα Design Steel Construction. Το υποπρόγραμμα έχει την δυνατότητα να μετατρέπει την σύμμικτη διατομή σε μία ισοδύναμη διατομή χάλυβα, υπολογίζοντας τα αντίστοιχα αδρανειακά μεγέθη και τις ισοδύναμες τάσεις σκυροδέματος.



Σχήμα 4.10: Διάγραμμα τάσεων για τις σιδηροδοκούς.

Παρατηρούμε ότι :

- Για την κύρια δοκό:

$$\sigma_{Edmax} = 6.06 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

- Για την διαδοκίδα:

$$\sigma_{Edmax} = 2.79 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

- Για την πλάκα σκυροδέματος:

Κρίσιμος αποδείχθηκε ο συνδυασμός  $1.35 G+1.0P+1.5Q+0.9T$ .

$$\sigma_{Edmax} = 3.03 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{ck}}{\gamma_{M2}} = 20 \text{ kN/cm}^2$$

- Στην φάση της κατασκευής για τη μέγιστη τάση έχουμε στη σιδηροδοκό:

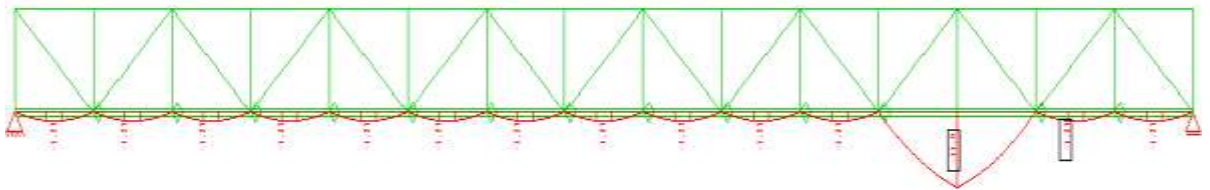
$$\sigma_{Edmax} = 6.56 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 35.5 \text{ kN/cm}^2$$

## 4.8 Επιρροές λόγω χρόνιων παραμορφώσεων

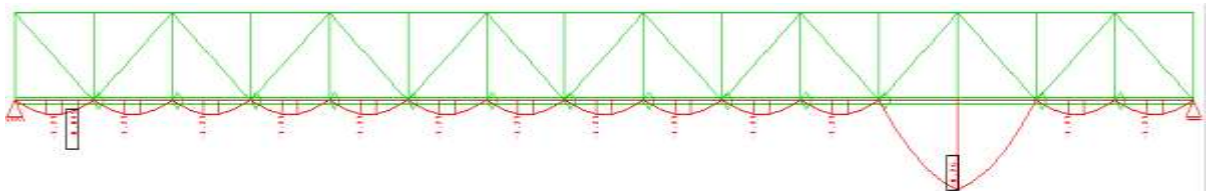
Το σκυρόδεμα με την πάροδο του χρόνου μεταβάλλει τις ιδιότητες του. Όπως είναι γνωστό για παράδειγμα η αντοχή του αυξάνεται σημαντικά με την πάροδο του χρόνου. Μια άλλη ιδιότητα που μεταβάλλεται αντιστοίχως, είναι και η παραμόρφωση του σκυροδέματος. Ερπυσμός λοιπόν, ονομάζεται το φαινόμενο των χρόνιων παραμορφώσεων του σκυροδέματος υπό τάση. Χρόνιες παραμορφώσεις αναπτύσσονται όμως ακόμα και σε σκυρόδεμα που δεν βρίσκεται υπό τάση. Οι παραμορφώσεις αυτές οφείλονται στη βαθμιαία απομάκρυνση από τους πόρους του πήγματος των μορίων ύδατος που δεν είναι χημικά συνδεδεμένα με το τσιμέντο, η οποία έχει ως συνέπεια το μεγαλύτερο πλησίασμα των κρυστάλλων του πήγματος μεταξύ τους. Η συστολή αυτή του σκυροδέματος ονομάζεται συστολή ξήρανσης.

Το μέρος της διατομής, το αποτελούμενο από σκυρόδεμα υπόκειται λοιπόν, σε χρόνιες παραμορφώσεις λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, ενώ το χαλύβδινο μέρος όχι. Λόγω των χρόνιων παραμορφώσεων μεταβάλλονται με το χρόνο οι ιδιότητες ενός μόνο τμήματος της διατομής, εκείνου που αποτελείται από σκυρόδεμα. Αυτό έχει ως συνέπεια τόσο την μεταβολή των ιδιοτήτων της συνολικής σύμμικτης διατομής, δηλ. των αδρανειακών μεγεθών  $A_i$  και  $I_i$ , όσο και την ανακατανομή της έντασης από την πλάκα σκυροδέματος στη σιδηροδοκό.

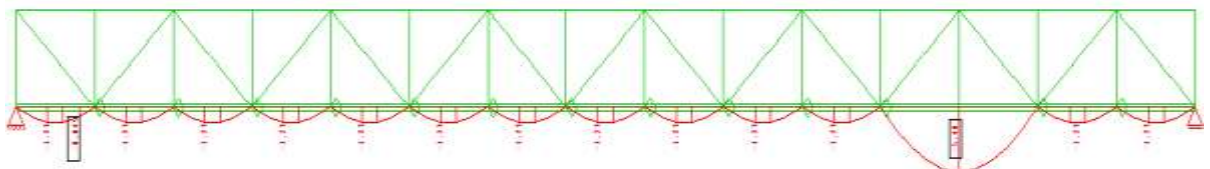
Στα Σχήματα 4.11, 4.12, 4.13 φαίνεται η επίδραση του ερπυσμού και της συστολής ξήρανσης στο διάγραμμα ροπών κάμψης.



Σχήμα 4.11: Πρόσθετες ροπές κάμψης λόγω ερπυσμού/συστολής ξήρανσης στις 28 ημέρες.



Σχήμα 4.12: Πρόσθετες ροπές κάμψης λόγω ερπυσμού/συστολής ξήρανσης στις 56 ημέρες.



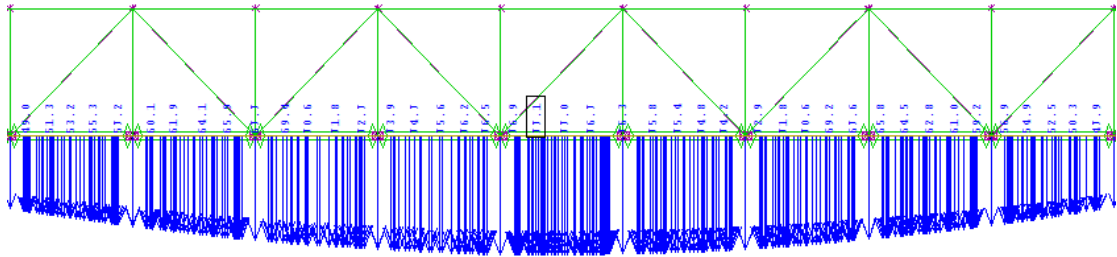
Σχήμα 4.13: Πρόσθετες ροπές κάμψης λόγω ερπυσμού/συστολής ξήρανσης στις 30000 ημέρες.



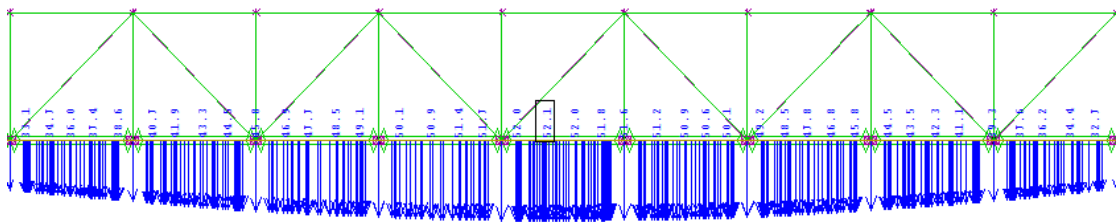
## 4.9 Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

### 4.9.1 Κύρια Δοκός

Με βάση τους συνδυασμούς που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3.3.3. προέκυψε για το συνδυασμό φορτίσεων  $1.0G_1+1.0G_2+1.0Q+0.6T$  και για το συνδυασμό  $1.0G_1+1.0G_2$  ,(G2: πρόσθετα μόνιμα φορτία), το μέγιστο βέλος και το αντίστοιχο αντιβέλος.



Σχήμα 4.14: Βέλος για συνδυασμό  $1.0G_1+1.0G_2+1.0Q+0.6T$ .



Σχήμα 4.15: Αντιβέλος για συνδυασμό  $1.0G_1+1.0G_2$ .

Όπως παρατηρούμε προέκυψε βέλος φορέα  $\delta=77.1\text{ mm}$  και αντιβέλος  $\delta'=52.1\text{ mm}$ .

$$\text{Άρα } \delta_{\text{tot}}=25\text{ mm} \approx \frac{L}{2000} < \frac{L}{1000}=43.5\text{ mm}$$

### 4.9.2 Σύμμικτη Διαδοκίδα

Με βάση τους συνδυασμούς που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3.3.3. προέκυψε για το συνδυασμό φορτίσεων  $1.0G_1+1.0G_2+1.0Q+0.6T$  και για το συνδυασμό  $1.0G_1+1.0G_2$  ,(G2: πρόσθετα μόνιμα φορτία), το μέγιστο βέλος και το αντίστοιχο αντιβέλος.

Πίνακας 4.11: Βέλη σύμμικτης διαδοκίδας δικτυωτού μοντέλου.

Βέλη Σύμμικτης Διαδοκίδας Δικτυωτού Μοντέλου	
Μέγιστο Βέλος	30.8mm
Μέγιστο Αντιβέλος	22.9mm
Τελικό Βέλος	$7.9 < L/250$

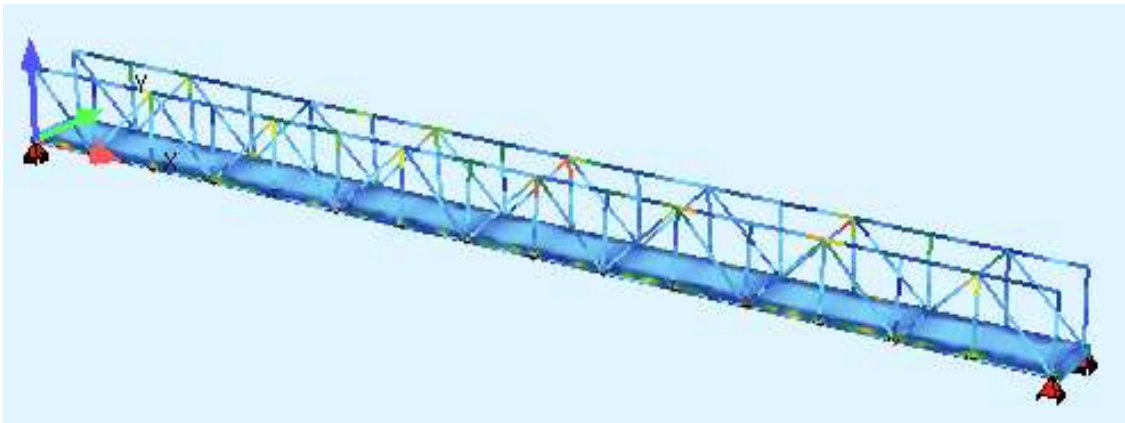
#### 4.10 Συμπεριφορά σε σεισμική δύναμη

Για τη μελέτη του φορέα σε σεισμική δύναμη με βάση τα δεδομένα του κεφαλαίου 3.2.4. επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους Β, συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma=1$ , συντελεστής συμπεριφοράς για την οριζόντια επιτάχυνση  $q=1.5$  και για την κατακόρυφη  $q=1$ , ποσοστό απόσβεσης  $\zeta=5\%$ . Επομένως, προκύπτει για την οριζόντια επιτάχυνση  $a_g=0.24g$  και για την κατακόρυφη  $a_g=0.168g$ .

Η ανάλυση της πεζογέφυρας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SOFiSTiK και συγκεκριμένα του υποπρογράμματος Earthquake με βάση τα παραπάνω δεδομένα. Αρχικά υπολογίστηκαν οι δέκα πρώτες ιδιομορφές και λήφθηκαν υπ' όψιν στο σχεδιασμό οι ιδιομορφές, των οποίων το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών αντιστοιχεί στο 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Έτσι, παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές.



Εικόνα 4.3: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $f=0.01\text{Hz}$  και οριζόντια μετακίνηση καταστρώματος κατά Y.



Εικόνα 4.4: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $f=0.014\text{Hz}$  και αντισυμμετρική οριζόντια μετακίνηση κύριας δοκού κατά Y.

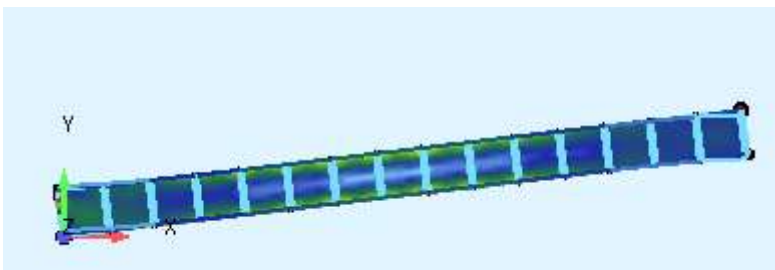


Εικόνα 4.5: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $f=0.014\text{Hz}$  και συμμετρική οριζόντια μετακίνηση κύριας δοκού κατά Y.

#### 4.11 Έλεγχος της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας σε φορτία διέλευσης πεζών.

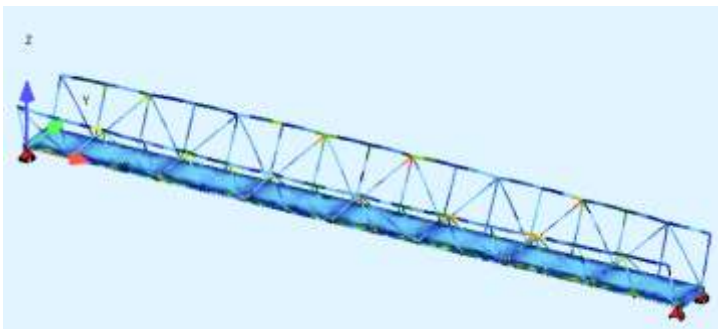
Για τον έλεγχο του φορέα υπό δυναμικά φορτία γίνεται ανάλυση χρονοϊστορίας, κατά την οποία ο φορέας υποβάλλεται σε ένα δυναμικό φορτίο. Η δυναμική ανάλυση της πεζογέφυρας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SOFiSTiK και συγκεκριμένα του υποπρογράμματος DYNA. Αρχικά υπολογίστηκαν οι δέκα πρώτες ιδιομορφές με το υποπρόγραμμα Eigenvalues του SOFiSTiK. Θεωρήσαμε λόγο απόσβεσης  $\xi=2\%$  και λάβαμε υπόψη στον υπολογισμό των μαζών.

Η διαμήκης ιδιομορφή έχει συχνότητα  $0.2\text{Hz} < 1\text{Hz}$  άρα με βάση τον πίνακα 3.11 για τις διαμήκεις ταλαντώσεις η τιμή της βρίσκεται σε ασφαλή περιοχή 4.



Εικόνα 4.6: Διαμήκης ιδιομορφή.

Η οριζόντια ιδιομορφή έχει συχνότητα  $0.14\text{Hz} < 0.3\text{Hz}$  άρα με βάση τον πίνακα 3.12 για τις εγκάρσιες ταλαντώσεις η τιμή της βρίσκεται σε ασφαλή περιοχή 4.



Εικόνα 4.7: Οριζόντια εγκάρσια ιδιομορφή.

Η κατακόρυφη ιδιομορφή έχει συχνότητα  $0.54\text{Hz} < 1\text{Hz}$  άρα με βάση τον πίνακα 3.11 για τις κατακόρυφες ταλαντώσεις η τιμή της βρίσκεται σε ασφαλή περιοχή 4.

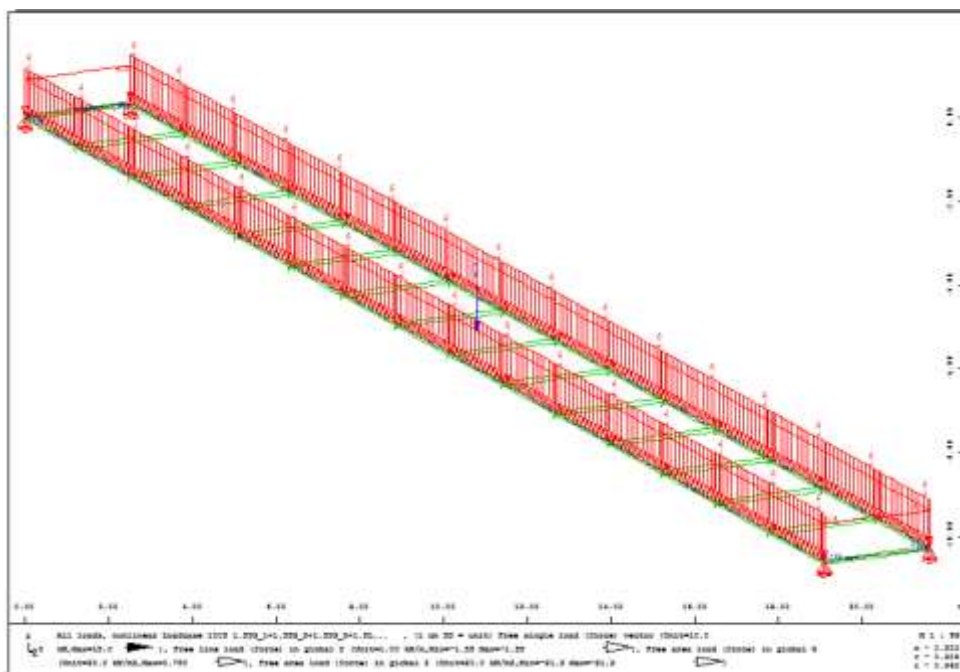


Εικόνα 4.8: Κατακόρυφη ιδιομορφή.

## 5 Έλεγχοι ολόσωμου μοντέλου

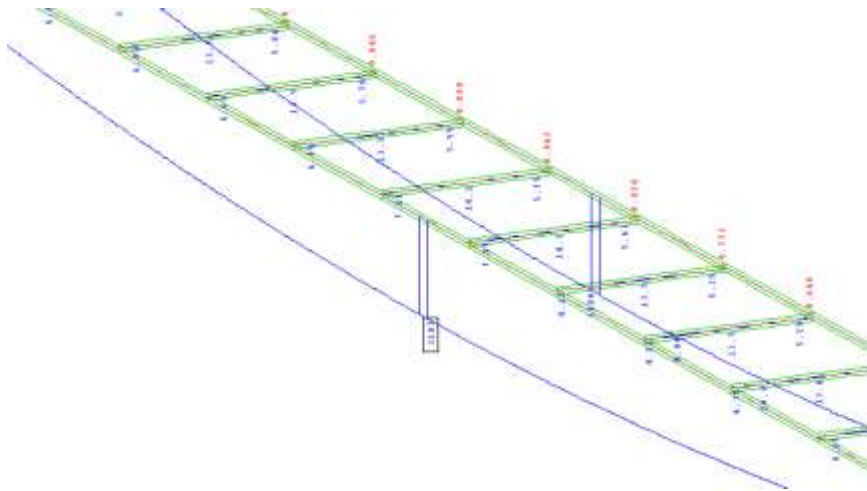
### 5.1 Εισαγωγή

Ο έλεγχος του φορέα θα γίνει σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) για τον δυσμενέστερο από τους συνδυασμούς που αναλύθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός για το συγκεκριμένο μοντέλο αποδείχτηκε ο  $1.35G+1.0P+1.5Q+0.45Wz$ . Οι παρακάτω έλεγχοι πραγματοποιήθηκαν με βάση τα αποτελέσματα του συγκεκριμένου συνδυασμού.

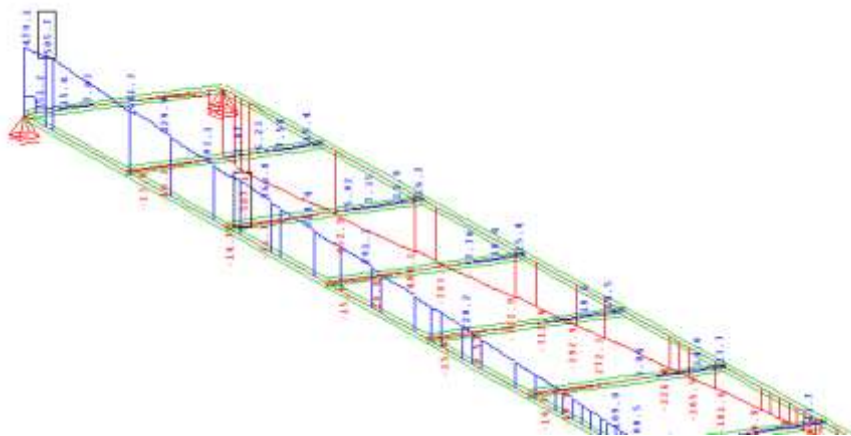


Σχήμα 5.1: Φόρτιση φορέα για συνδυασμό  $1.35G+1.0P+1.5Q+0.45Wz$ .

## 5.2 Κύρια Δοκός



Σχήμα 5.2: Διάγραμμα ροπών κάμψης.



Σχήμα 5.3: Διάγραμμα τεμνουσών.

Πίνακας 5.1: Χαρακτηριστικά διατομής κύριας δοκού.

Design forces and moments											
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	Mt2 [kNm]	Mb [kNm <sup>2</sup> ]	My [kNm]	Mz [kNm]	y [mm]	z [mm]	BUCK
C <sup>1</sup>	6180.5	1038.66	2575.67	30.89	1199.66	142.42	4926.82	129.76	150.0	1151.	-, b, c
E <sup>2</sup>	6180.5	522.57	2072.71	4.20	582.00	73.57	3773.66	77.96	150.0	1179.	
D <sup>1</sup>	5618.7	944.24	2341.65	28.08	1090.60	129.47	4478.94	117.96	150.0	1154.	
F <sup>2</sup>	5618.7	475.07	1884.28	3.82	529.09	66.88	3430.60	70.88	150.0	1179.	
<sup>1</sup> C/D = plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity) <sup>2</sup> E/F = elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)											
N[kN]	normal force			Mb[kNm <sup>2</sup> ]		warping moment					
Vy[kN], Vz[kN]	shear force			My[kNm], Mz[kNm]		bending moment					
Mt[kNm]	primary torsional moment			y[mm], z[mm]		ordinate of plastic centre					
Mt2[kNm]	secondary torsional moment			BUCK		buckling curve (LTB, y-y, z-z)					

Διατομή κατηγορίας 4.

Ο φορέας καταπονείται από:

δρώσα μέγιστη ροπή  $M_{ed}=3187\text{kNm}$

μέγιστη τέμνουσα  $V_{ed}=505.7\text{kN}$

Επομένως έχω τους παρακάτω ελέγχους:

- Έλεγχος διατομής σε κάμψη:

$M_{plrd}=4478.94\text{kNm}>M_{ed}$  .

• Έλεγχος διατομής σε κύρτωση:  $V_{bard}=512.3\text{kN}>V_{ed}$  .

### 5.3 Σύμμικτη Διαδοκίδα Φορέα

Πίνακας 5.2: Χαρακτηριστικά διατομής σύμμικτης διαδοκίδας.  
Design forces and moments

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
C <sup>1</sup>	495.0	2504.18	2343.06	317.01	221.54	16.67	142.28	119.32	235.3	-315.	-, b, b
C <sup>1</sup>	-1414.7						211.94	0.00	0.0	-217.	COMB <sup>2</sup>
C <sup>1</sup>	-1785.0						0.00	255.51	35.0	0.0	COMB <sup>2</sup>
C <sup>1</sup>	-4065.0	2504.18	2343.06	317.01	221.54	16.67	-19.00	-119.32	-165.	-42.5	
C <sup>1</sup>	-2155.3						-181.85	0.00	0.0	-217.	COMB <sup>2</sup>
C <sup>1</sup>	-1785.0						0.00	-255.51	35.0	0.0	COMB <sup>2</sup>
E <sup>3</sup>	10565.0	809.73	560.55	76.75	152.71	10.69	182.16	333.35	35.0	-217.	
E <sup>3</sup>	-3745.5	809.73	560.55	76.75	152.71	78.22	-208.50	-333.35	35.0	-217.	
D <sup>1</sup>	450.0	1716.96	1593.26	213.92	151.70	11.36	126.60	102.16	208.9	-303.	
D <sup>1</sup>	-823.2						161.88	0.00	0.0	-217.	COMB <sup>2</sup>
D <sup>1</sup>	-1190.0						0.00	171.70	35.0	0.0	COMB <sup>2</sup>
D <sup>1</sup>	-2830.0	1716.96	1593.26	213.92	151.70	11.36	-17.35	-102.16	-139.	-45.1	
D <sup>1</sup>	-1556.8						-141.81	0.00	0.0	-217.	COMB <sup>2</sup>
D <sup>1</sup>	-1190.0						0.00	-171.70	35.0	0.0	COMB <sup>2</sup>

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm2]	My[kNm]	Mz[kNm]	y[mm]	z[mm]	BUCK
F <sup>3</sup>	9604.5	539.82	373.70	51.17	101.81	7.12	121.44	222.24	35.0	-217.	
F <sup>3</sup>	-2497.0	539.82	373.70	51.17	101.81	71.11	-139.00	-222.24	35.0	-217.	

<sup>1</sup> C/D = plastic characteristic/design values (ultimate bearing capacity)  
<sup>2</sup> Maximum moment (defining point D in interaction diagram)  
<sup>3</sup> E/F = elastic characteristic/design values (maximum strain reaches yield limit)

N[kN]	normal force	Mb[kNm2]	warping moment
Vy[kN], Vz[kN]	shear force	My[kNm], Mz[kNm]	bending moment
Mt[kNm]	primary torsional moment	y[mm], z[mm]	ordinate of plastic centre
Mt2[kNm]	secondary torsional moment	BUCK	buckling curve (LTB, y-y, z-z)

Διατομή κατηγορίας 1.

Καταπονείται από μέγιστη ροπή  $M_{ed}=16.6\text{kNm}$  και μέγιστη τέμνουσα  $V_{ed}=65.6\text{kN}$ .

Επομένως έχω τους παρακάτω ελέγχους:

- $M_{plrd}=161.88\text{kNm}>M_{ed}$
- $V_{plrd}=1593.26\text{kN}>V_{ed}$

#### ➤ Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Στη φάση της κατασκευής η διαδοκίδα που δεν έχει αποκτήσει ακόμα την σύμμικτη λειτουργία της με την πλάκα σκυροδέματος είναι ευαίσθητη σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Από τον πίνακα 4.8 και για τη συγκεκριμένη μορφή του διαγράμματος των ροπών κάμψης της διατομής έχουμε:  $k=k_w=1$  και  $C1=1.132, C2=0.459, C3=0.525$ .

Ο υπολογισμός της κρίσιμης ροπής προκύπτει από τον τύπο:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_0 - C_3 \cdot z_1)^2 \right]^{0.5} - (C_2 \cdot z_0 - C_3 \cdot z_1) \right\} \quad (5.1)$$

Με:  $G/E=0.4$

$I_z=5724\text{cm}^4$

$I_t=364\text{cm}^4$

Απόσταση κέντρου βάρους πελμάτων:  $h_s=35\text{cm}$

$\beta F=I_{fc}/(I_{fc}+I_{ft})=0.68$

$$I_w = \beta F * (1 - \beta F) * I_z * h_s^2 = 1525789.4 \text{ cm}^4$$

$$z_i = (2\beta F - 1) * h_s / 2 = 6.3 \text{ cm}$$

$$e = 6.55 \text{ cm}$$

$$z_a = 22.29 \text{ cm} \quad z_s = 15.74 \text{ cm} \quad z_g = 38.03 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = 33018 \text{ KNcm}$$

$$W_y = I_y / z_a = 668.5 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_{lt} = \sqrt{(W_y / M_{cr})} = 0.083$$

$h/b = 1.4 < 2$  άρα με βάση τους πίνακες 4.9, 4.10 η καμπύλη λυγισμού είναι η c και  $\alpha_{lt} = 0.49$ .

Έτσι υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2}} \quad (4.2) \quad \Phi_{lt} = 0.5 * [1 + \alpha_{lt} * (\lambda_{lt} - 0.2) + \lambda_{lt}^2] \quad (4.3)$$

$$\rightarrow \Phi_{lt} = 0.5$$

$$\rightarrow \chi_{lt} = 0.97$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} * f_y * W_y}{\gamma_{M1}} = 23019 \text{ kNm}$$

Κατά τη φάση κατασκευής, που ελέγχεται η διατομή υπάρχουν μόνο τα φορτία από τη σιδηροδοκό και από το νωπό σκυρόδεμα με ροπή κάμψης  $M = 28.18 \text{ kNm}$ .

## 5.4 Έλεγχος τάσεων

Για τον έλεγχο της αντοχής του καταστρώματος, κρίσιμος αποδείχθηκε ο συνδυασμός  $1.35G + 1.0P + 1.5Q + 0.45W_z$ . Οι τάσεις υπολογίστηκαν με το υποπρόγραμμα Design Steel Construction. Το υποπρόγραμμα έχει την δυνατότητα να μετατρέπει την σύμμικτη διατομή σε μία ισοδύναμη διατομή χάλυβα, υπολογίζοντας τα αντίστοιχα αδρανειακά μεγέθη και τις ισοδύναμες τάσεις σκυροδέματος.

Παρατηρούμε ότι :

➤ Για την κύρια δοκό:

$$\sigma_{Edmax} = 35.7 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 46 \text{ kN/cm}^2$$

➤ Για την διαδοκίδα:

$$\sigma_{Edmax} = 18.9 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 46 \text{ kN/cm}^2$$

➤ Για την πλάκα σκυροδέματος:

Κρίσιμος αποδείχθηκε ο συνδυασμός  $1.35 G + 1.0P + 1.5Q + 0.9T$ .

$$\sigma_{Edmax} = 13.5 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{ck}}{\gamma_{M2}} = 20 \text{ kN/cm}^2$$

➤ Στην φάση της κατασκευής για τη μέγιστη τάση έχουμε στη σιδηροδοκό:

$$\sigma_{Edmax} = 13.1 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 46 \text{ kN/cm}^2$$

### Ερπυσμός και Συστολή Ξηράνσεως

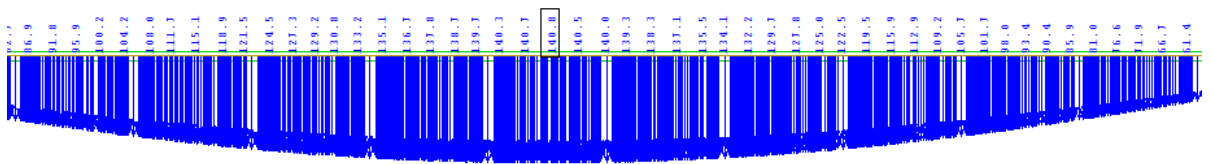
Οι ιδιότητες του σκυροδέματος αλλάζουν με την πάροδο του χρόνου. Αυτό οφείλεται στα φαινόμενα του ερπυσμού και της συστολής ξηράνσεως, τα οποία αναπτύσσονται στον χρόνο. Στη σύμμικτη διαδοκίδα – η οποία αποτελεί ισοστατικό φορέα – θα εμφανιστούν πρωτογενείς επιρροές όπως αύξηση βελών και

ανατανομή τάσεων από το σκυρόδεμα στην σιδηροδοκό. Γενικότερα, η μεταβολή αυτή στο σύνολο του φορέα είναι σχεδόν αμελητέα και δεν λήφθηκε υπόψη στην μελέτη.

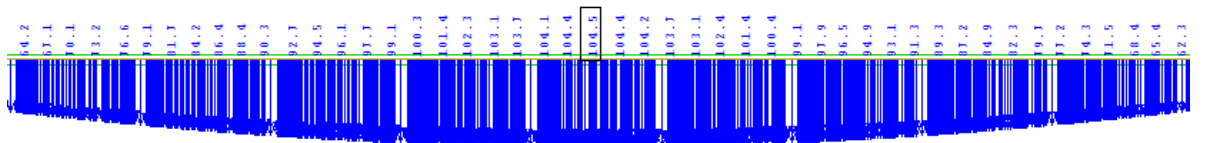
## 5.5 Έλεγχος βελών στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

### 5.5.1 Κύρια Δοκός

Με βάση τους συνδυασμούς που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3.3.3. προέκυψε για το συνδυασμό φορτίσεων  $1.0G1+1.0G2+1.0Q$  και για το συνδυασμό  $1.0G1+1.0G2$ , ( $G2$ : πρόσθετα μόνιμα φορτία), το μέγιστο βέλος και το αντίστοιχο αντιβέλος.



Σχήμα 5.4: Βέλος για συνδυασμό  $1.0G1+1.0G2+1.0Q$ .



Σχήμα 5.5: Αντιβέλος για συνδυασμό  $1.0G1+1.0G2$ .

Όπως παρατηρούμε προέκυψε βέλος φορέα  $\delta=140.8\text{mm}$  και αντιβέλος  $\delta'=104.5\text{mm}$ .

$$\text{Άρα } \delta_{\text{tot}}=36.3\text{mm} < \frac{L}{1000}=43.5\text{mm}.$$

### 5.5.2 Σύμμικτη διαδοκίδα

Με βάση τους συνδυασμούς που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3.3.3. προέκυψε για το συνδυασμό φορτίσεων  $1.0G1+1.0G2+1.0Q+0.6T$  και για το συνδυασμό  $1.0G1+1.0G2$ , ( $G2$ : πρόσθετα μόνιμα φορτία), το μέγιστο βέλος και το αντίστοιχο αντιβέλος.

Πίνακας 5.3: Βέλη Σύμμικτης Διαδοκίδας Ολόσωμου Μοντέλου.

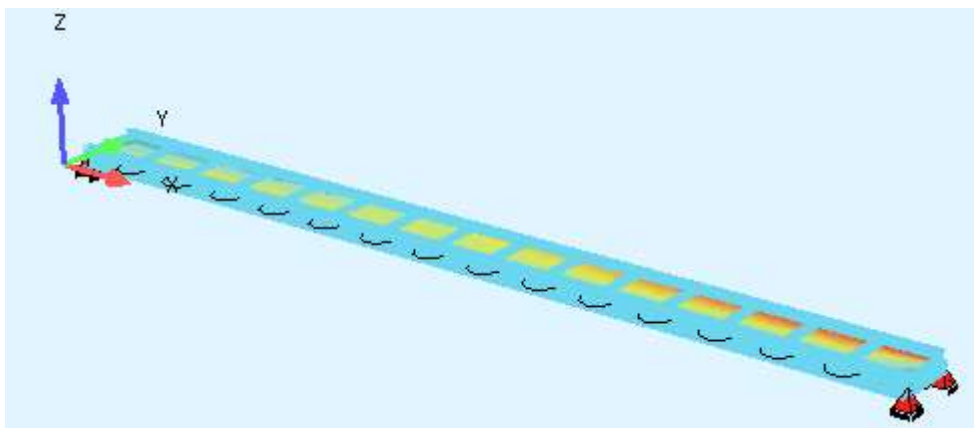
Βέλη Σύμμικτης Διαδοκίδας Ολόσωμου Μοντέλου	
Μέγιστο Βέλος	25.9mm
Μέγιστο Αντιβέλος	17.39
Τελικό Βέλος	$8.51 < L/250$



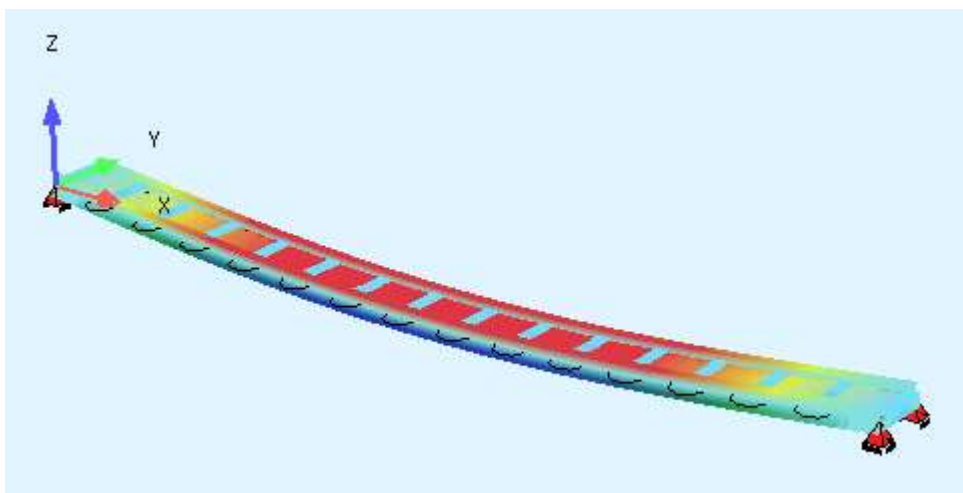
## 5.6 Συμπεριφορά σε σεισμική δύναμη

Ομοίως με το δικτυωτό μοντέλο επιλέχθηκε κατηγορία εδάφους B, συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma=1$ , συντελεστής συμπεριφοράς για την οριζόντια επιτάχυνση  $q=1.5$  και για την κατακόρυφη  $q=1$ , ποσοστό απόσβεσης  $\zeta=5\%$ . Επομένως, προκύπτει για την οριζόντια επιτάχυνση  $a_g=0.24g$  και για την κατακόρυφη  $a_g=0.168g$ .

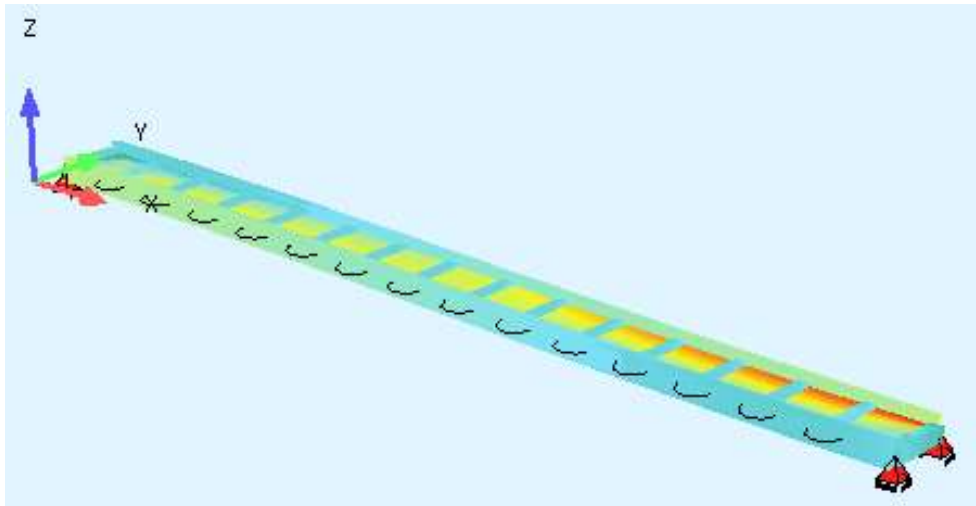
Η ανάλυση της πεζογέφυρας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SOFiSTiK και συγκριμένα του υποπρογράμματος Earthquake με βάση τα παραπάνω δεδομένα. Αρχικά υπολογίστηκαν οι δέκα πρώτες ιδιομορφές και λήφθηκαν υπ' όψιν στο σχεδιασμό οι ιδιομορφές, των οποίων το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών αντιστοιχεί στο 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Έτσι, παρουσιάζονται οι τρεις πρώτες ιδιομορφές.



Εικόνα 5.1: 1<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $f=0.01\text{Hz}$  και οριζόντια μετακίνηση καταστρώματος κατά Y.



Εικόνα 5.2: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $f=1.79\text{Hz}$  και κατακόρυφη μετακίνηση καταστρώματος.



Εικόνα 5.3: 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με  $f=2.325\text{Hz}$  και αντισυμμετρική οριζόντια μετακίνηση κύριας δοκού κατά Y.

## 5.7 Έλεγχος της δυναμικής απόκρισης της πεζογέφυρας σε φορτία διέλευσης πεζών.

Για τον έλεγχο του φορέα υπό δυναμικά φορτία γίνεται ανάλυση χρονοϊστορίας, κατά την οποία ο φορέας υποβάλλεται σε ένα δυναμικό φορτίο. Η δυναμική ανάλυση της πεζογέφυρας πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια του προγράμματος SOFiSTiK και συγκεκριμένα του υποπρογράμματος DYNA. Αρχικά υπολογίστηκαν οι δέκα πρώτες ιδιομορφές με το υποπρόγραμμα Eigenvalues του SOFiSTiK. Θεωρήσαμε λόγο απόσβεσης  $\xi=2\%$  και λάβαμε υπόψη στον υπολογισμό των μαζών.

Η οριζόντια ιδιομορφή έχει συχνότητα  $0.14\text{Hz} < 0.3\text{Hz}$  άρα με βάση τον πίνακα του κεφαλαίου 3.2.5 για τις εγκάρσιες ταλαντώσεις η τιμή της βρίσκεται σε ασφαλή περιοχή 4.

Η κατακόρυφη ιδιομορφή έχει συχνότητα  $2.6\text{Hz} < 2.7\text{Hz} < 5\text{Hz}$  άρα με βάση τον πίνακα του κεφαλαίου 3.2.5 για τις κατακόρυφες ταλαντώσεις η τιμή της βρίσκεται σε μη ασφαλή περιοχή όπου υπάρχει μικρός κίνδυνος συντονισμού. Επομένως, θα χρειαστεί περαιτέρω ανάλυση της κατακόρυφης ιδιοσυχνότητας της πεζογέφυρας. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η εξής:

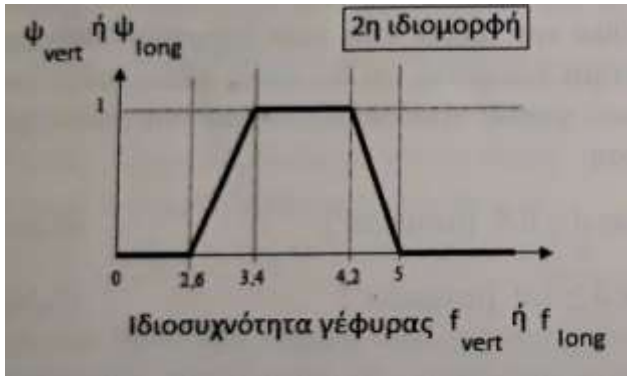
Θεωρούμε ότι η πεζογέφυρα φορτίζεται με ένα πλήθος ατόμων πυκνότητας

$d=1$  άτομα/ $\text{m}^2$ . Επομένως ο συνολικός αριθμός των πεζών που βρίσκεται ταυτόχρονα πάνω στην γέφυρα ισούται με  $N=d \cdot A=1 \cdot 121.8=122$ , όπου A το εμβαδόν του καταστρώματος της πεζογέφυρας. Κατά την τυχαία διέλευση περισσότερων ατόμων κάθε άτομο βαδίζει με το δικό του τρόπο, έτσι ώστε υπάρχουν διαφορές στην ιδιοσυχνότητα των πεζών, στην ταχύτητα διέλευσης και διάφορες φάσεις στην επιβολή των δυναμικών φορτίων. Το δυναμικό φορτίο προσδιορίζεται για ένα ισοδύναμο αριθμό ατόμων  $n_{eff}$ , που δίνεται από τη σχέση:

$$n_{eff}=1.85 \cdot \sqrt{n}=1.85 \cdot \sqrt{122}=20.44 \text{ άτομα.}$$

Έτσι το δυναμικό φορτίο που ασκείται σε όλη την επιφάνεια της πεζογέφυρας για τη δεύτερη κατακόρυφη ιδιομορφή είναι :

$$P=\frac{0.07 \cdot \psi \cdot n_{eff}}{A} \cdot \cos(2\pi \cdot f_{vert} \cdot t) \quad (5.1)$$



Σχήμα 5.6: Μειωτικός συντελεστής  $\psi$  2<sup>ης</sup> ιδιομορφής για κατακόρυφη ταλάντωση.

Άρα  $\psi \approx 0.2$  και  $\rho = 0.0024 \cos(2\pi \cdot f_{\text{vert}} \cdot t)$ .

Τελικά, λαμβάνοντας υπόψη την μάζα των πεζών στον υπολογισμό των ιδιοσυχνοτήτων. Οι ιδιοσυχνότητες που προέκυψαν έχουν το ίδιο σχήμα ιδιομορφής όπως προηγουμένως και ισούνται:

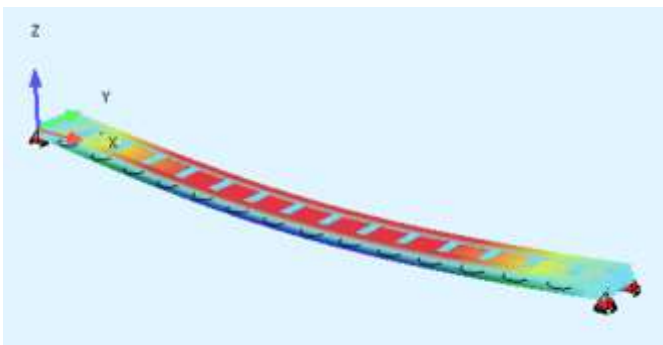
1<sup>η</sup> ιδιομορφή: 0.01 Hz (οριζόντια)

2<sup>η</sup> ιδιομορφή: 0.97 Hz (κατακόρυφη)

Άρα και οι δύο ιδιοσυχνότητες βρίσκονται σε ασφαλή περιοχή.



Εικόνα 5.4: Οριζόντια ιδιομορφή.



Εικόνα 5.5: Κατακόρυφη ιδιομορφή.

## 6 Διατμητική σύνδεση διαδοκίδας

### 6.1 Υπολογισμός διατμητικών ήλων

Για την παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος, χρησιμοποιούνται διατμητικοί σύνδεσμοι. Οι διατμητικοί ήλοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος, εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή, σύμμικτη λειτουργία.

Οι ήλοι που επιλέξαμε για τη σύνδεσή μας είναι M19, με διάμετρο  $d=19\text{ mm}$  και ύψους  $h=100\text{ mm}$  (το πάχος της πλάκας μας είναι  $250\text{ mm}$ ). Οι προϋποθέσεις για τον έλεγχο αντοχής των ήλων υπό διατμητικές τάσεις μέσω πλαστικής ανάλυσης είναι:

- Όλκιμοι ήλοι κεφαλής ( $16\text{ mm} \leq d \leq 22\text{ mm}$  και  $h \geq 4d$ )
- Διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- Υπολογισμός για Ο.Κ.Α.

• Ο λόγος της πλαστικής ροπής της σύμμικτης διατομής προς την πλαστική ροπή της σιδηροδοκού δεν υπερβαίνει το 2,5. ( $M_{pl,Rd} \leq 2,5M_{plA,Rd}$ )

Έχουμε ήλους με  $d=19\text{ mm}$  και  $h=250\text{ mm}$ , επομένως το πρώτο κριτήριο ικανοποιείται. Έχουμε διατομή κατηγορίας 1, επομένως και το δεύτερο κριτήριο για πλαστική ανάλυση ικανοποιείται. Η πλαστική ροπή της σύμμικτης διατομής είναι  $M_{pl,Rd} = 124.20\text{ kNm}$ , η πλαστική ροπή της σιδηροδοκού είναι  $M_{plA,Rd} = 13.37\text{ kNm}$ , επομένως  $2,5 \cdot M_{plA,Rd} = 33.4\text{ kNm} < M_{pl,Rd}$ , ο έλεγχος δεν ικανοποιείται. Θα μελετήσουμε τους διατμητικούς ήλους με ελαστική ανάλυση.

#### Διατμητική αντοχή ήλων κεφαλής ( $f_u=450\text{ MPa}$ ).

- Διάτμηση κορμού ήλου:  $P_{Rd,1} = \frac{0.8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot \frac{d^2}{4})}{\gamma_v} = 81.6\text{ kN}$
- Θραύση σκυροδέματος:  $P_{Rd,2} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 26.35\text{ kN}$

Για σκυρόδεμα C30/37  $E_{cm}=33\text{ GPa}$

Για  $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$  :  $\alpha = 0.2 \cdot (\frac{h}{d} + 1)$

Για  $4 < \frac{h}{d}$  :  $\alpha = 1$

Εδώ  $\frac{h}{d} = 5.26 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Τελικά  $P_{rd} = \min(P_{Rd,1}, P_{Rd,2}) = 26.35\text{ kN}$ .

#### Δρώσα διατμητική ροή σχεδιασμού

Οι διατμητικές τάσεις δρουν προς όλες τις διευθύνσεις, επομένως θα έχουμε και κατακόρυφη ροή διατμητικών τάσεων και διαμήκη. Η κατακόρυφη ροή θα παραληφθεί από τον κορμό της σιδηροδοκού, ενώ η διαμήκης ροή θα ακολουθεί πλήρως την κατανομή των τεμνουσών δυνάμεων.

Το διάγραμμα διατμητικής ροής ακολουθεί αυτό των τεμνουσών δυνάμεων.

$$V_{led} = \frac{V_{ed} \cdot S}{I} = 0.29 \cdot V_{ed}$$

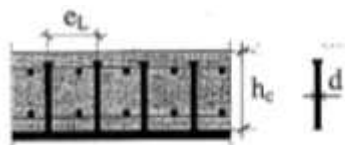
$$S = \frac{Ac \cdot (ze - zc)}{n} = \frac{1170 \cdot (35 - 12.5)}{6} = 4387.5$$

#### Διατμητική αντοχή ήλων

$$V_{lrd} = \frac{n \cdot P_{rd}}{e_l} = \frac{n \cdot 26.35}{e_l}$$

#### Αποστάσεις μεταξύ ήλων

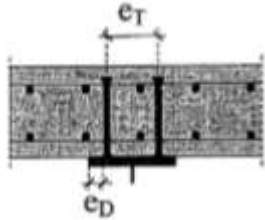
- Διαμήκης απόσταση μεταξύ ήλων  
 $95 < e_l < 800$   $max\ e_l = 22 \cdot t_f \cdot \epsilon = 110\text{ mm}$   $e_l = 100\text{ mm}$



$$5 \cdot d \leq e_l \leq \min\{4 \cdot h_c, 800\text{ mm}\}$$

Σχήμα 6.1: Διαμήκεις αποστάσεις  $e_L$ .

- Εγκάρσιες αποστάσεις ( $e_T$ ) και καθαρή απόσταση μεταξύ της άκρης του ήλου και της άκρης του πέλματος ( $e_D$ ).  
 $Minet=2.5d=47.5mm$   
 $Maxet=9tfe=45mm$   
 $e_D \geq 25mm$



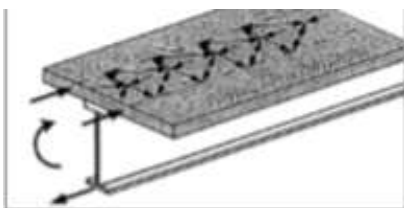
Σχήμα 6.2: Αποστάσεις  $e_T$  και  $e_D$ .

Επειδή το άνω πέλμα της διαδοκίδας είναι  $b=60mm$  θα τοποθετηθεί ένας ήλος ανά διατομή ώστε να πληρούνται τα κριτήρια.

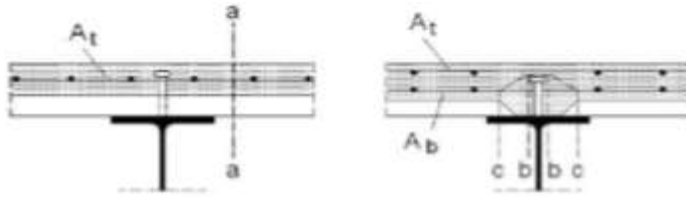
- Για το δικτυωτό μοντέλο:  
 Με βάση το σχήμα 4.9 για τα ακραία  $0.40m$  της διαδοκίδας όπου έχουμε μέγιστη  $V_{ed}=55.3kN$  άρα δρώσα διατμητική ροή  $V_{led}=16.037kN$  θα τοποθετηθεί μια σειρά από 4 διατμητικούς ήλους που θα απέχουν απόσταση  $0.1m$ . Στα ενδιάμεσα  $2m$  όπου έχουμε μέγιστη  $V_{ed}=34.1kN$  άρα δρώσα διατμητική ροή  $V_{led}=9.89kN$  θα τοποθετηθεί μια σειρά από 20 ήλους που θα απέχουν απόσταση  $0.1m$ .
- Για το ολόσωμο μοντέλο:  
 Για τα ακραία  $0.40m$  της διαδοκίδας όπου έχουμε μέγιστη  $V_{ed}=65.6kN$  άρα δρώσα διατμητική ροή  $V_{led}=19.024kN$  θα τοποθετηθεί μια σειρά από 4 διατμητικούς ήλους που θα απέχουν απόσταση  $0.1m$ . Στα ενδιάμεσα  $2m$  όπου έχουμε μέγιστη  $V_{ed}=51.2kN$  άρα δρώσα διατμητική ροή  $V_{led}=14.85kN$  θα τοποθετηθεί μια σειρά από 20 ήλους που θα απέχουν απόσταση  $0.1m$ .

## 6.2 Διατμητική κάλυψη στην πλάκα του σκυροδέματος

Η διαμήκης διατμητική δύναμη της διεπιφάνειας σκυροδέματος-χάλυβα μεταφέρεται από την πλάκα στην χαλύβδινη δοκό μέσω διατμητικών ήλων. Η παραλαβή της διατμητικής αυτής δύναμης από την ίδια την πλάκα του σκυροδέματος γίνεται μέσω ενός συστήματος θλιπτήρων ελκυστήρων όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.3, όπου οι θλιπτήρες είναι το σώμα του σκυροδέματος και οι ελκυστήρες οι εγκάρσιοι οπλισμοί. Ο έλεγχος των θλιπτήρων και των ελκυστήρων γίνεται στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας που αφορά ορισμένες χαρακτηριστικές τομές γύρω από τους ήλους όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.4.



Σχήμα 6.3: Μηχανισμός παραλαβής της διαμήκους διάτμησης από την πλάκα.



Σχήμα 6.4: Χαρακτηριστικές τομές ελέγχου.

#### Τομές τύπου a-a

Η δρώσα διατμητική ροή στις τομές τύπου α-α που τέμνουν μέρος της πλάκας σκυροδέματος δίνονται από τη σχέση:

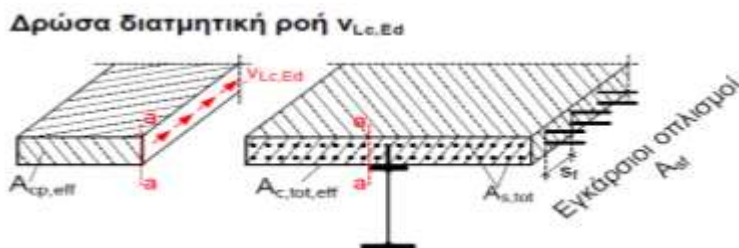
- Για το δικτυωτό μοντέλο:

$$V_{lced}^{aa} = V_{led} * \frac{A_{cpeff}}{A_{ctoteff}} = 8.02 \text{ kN}$$

- Για το ολόσωμο μοντέλο:

$$V_{lced}^{aa} = V_{led} * \frac{A_{cpeff}}{A_{ctoteff}} = 9.5 \text{ kN}$$

$A_{cpeff}$ : εμβαδόν της μερικής διατομής της πλάκας που κόβεται από την τομή a-a.  
 $A_{ctoteff}$ : συνολικό εμβαδόν της πλάκας του σκυροδέματος εντός του συνεργαζόμενου πλάτους της πλάκας.



Σχήμα 6.5: Δρώσα διαμήκης διατμητική ροή στην τομή a-a.

#### Τομές τύπου b-b που περιβάλλει τους ήλους.

Η δρώσα διατμητική ροή είναι ίση με την πλήρη διατμητική ροή του πέλματος  $V_{led}$ .  
 Για το δικτυωτό μοντέλο:  $V_{lced}^{bb} = 16.037 \text{ kN}$ . Για το ολόσωμο:  $V_{lced}^{bb} = 19.024 \text{ kN}$ .

#### Αντοχή θλιπτήρα σκυροδέματος

Η δρώσα διατμητική ροή παραλαμβάνεται από ένα σύστημα θλιπτήρων-ελκυστήρων όπου οι θλιπτήρες είναι τα στοιχεία του σκυροδέματος και οι ελκυστήρες οι εγκάρσιοι οπλισμοί. Η αντοχή θραύσης των θλιπτήρων υπολογίζεται από τη σχέση:

$$V_{crd} = v * f_{cd} * L_v * \frac{1}{\cot\theta + \cot\theta^{-1}}$$

Με  $L_v$ : μήκος της πιθανής επιφάνειας αστοχίας

$$\text{Για την τομή a-a: } L_v^{aa} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Για την τομή b-b: } L_v^{bb} = 2 * h_{cs} + s_t + d_{headsc} = 98 \text{ mm}$$

$$v = 0.6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0.528$$

$$\text{Άρα για την τομή a-a: } V_{crd}^{aa} = 1537.8 \text{ kN} > V_{lced}^{aa}$$

$$\text{Για την τομή b-b: } V_{crd}^{bb} = 602.8 \text{ kN} > V_{lced}^{bb}$$

#### Τομές τύπου c-c για εγκάρσιο οπλισμό

- Για το δικτυωτό μοντέλο:

$$\text{Πρέπει } V_{sRd} > V_{led} \rightarrow \frac{Asf}{sf} * fsd * \cot\theta > 16.037 \rightarrow \frac{Asf}{sf} > 0.31$$

Άρα κάτω  $Ab = 50\% * 0.31 = 0.155 \text{ cm}^2/\text{m}$  και πάνω  $At = 25\% * 0.31 = 0.078 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

$$\text{Ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός } \rho = \frac{0.08 * \sqrt{fck}}{f_{sk}} = 0.011.$$

Άρα θα τοποθετηθεί άνω και κάτω οπλισμός  $\Phi 8/25$ .

➤ Για το ολόσωμο μοντέλο:

$$\text{Πρέπει } V_{sRd} > V_{led} \rightarrow \frac{Asf}{sf} * fsd * \cot\theta > 19.024 \rightarrow \frac{Asf}{sf} > 0.37$$

Άρα κάτω  $Ab = 50\% * 0.37 = 0.185 \text{ cm}^2/\text{m}$  και πάνω  $At = 25\% * 0.37 = 0.093 \text{ cm}^2/\text{m}'$ .

$$\text{Ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός } \rho = \frac{0.08 * \sqrt{fck}}{f_{sk}} = 0.011.$$

Άρα θα τοποθετηθεί άνω και κάτω οπλισμός  $\Phi 8/25$ .

### Διαμήκης οπλισμός πλάκας σκυροδέματος

Από τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων προέκυψε:

➤ Για το δικτυωτό μοντέλο:

○ Για το άνοιγμα μέγιστη ροπή  $M_{ed} = 19.5 \text{ kNm}$

$$\mu sd = \frac{Msd}{b * d^2 * fcd} = 0.03 \rightarrow \omega = 0.03 \rightarrow A = \omega * b * d * \frac{fcd}{fyd} = 0.23$$

Άρα θα τοποθετηθεί οπλισμός  $\Phi 8/25$ .

➤ Για το ολόσωμο μοντέλο:

○ Για το άνοιγμα μέγιστη ροπή  $M_{ed} = 16.6 \text{ kNm}$

$$\mu sd = \frac{Msd}{b * d^2 * fcd} = 0.025 \rightarrow \omega = 0.025 \rightarrow A = \omega * b * d * \frac{fcd}{fyd} = 0.19$$

Άρα θα τοποθετηθεί οπλισμός  $\Phi 8/25$ .

## 7 Μέθοδος Ανέγερσης-Φάσεις Κατασκευής

### 7.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο θα περιγραφεί η μεθοδολογία που θα ακολουθηθεί για τη μεταφορά των τμημάτων της γέφυρας, καθώς και η σειρά με την οποία θα τοποθετηθούν τα τμήματα και θα εφαρμοστούν τα διάφορα φορτία.

### 7.2 Πρόταση Μεθόδου ανέγερσης

Η ανέγερση της γέφυρας θα γίνει με τη χρήση ανυψωτικών αυτοκίνητων γερανών. Οι γερανοί έχουν τη δυνατότητα να κινούνται με μεγάλη ταχύτητα και για αυτό το λόγο πρέπει οι διαστάσεις τους να είναι συμβατές με το τοπικό οδικό δίκτυο. Όσον αφορά τις διατομές των μελών, δηλαδή για το ολόσωμο μοντέλο τις κύριες δοκούς και τις διαδοκίδες και για το δικτυωτό μοντέλο το άνω και κάτω πέλμα, τους ορθοστάτες, τα διαγώνια μέλη και τις διαδοκίδες θα κατασκευαστούν στο εργοστάσιο και θα μεταφερθούν στο εργοτάξιο. Ωστόσο, λόγω του γεγονότος ότι δεν είναι δυνατόν να κατασκευαστούν και να μεταφερθούν δοκοί μήκους 43.5m θα πρέπει να κατασκευαστούν τμηματικά και στη συνέχεια να συνδεθούν μεταξύ τους στο εργοτάξιο. Έτσι, θα έχουμε τρία τμήματα δοκών: δύο των 15m και ένα των 13.5m, των οποίων η σύνδεση θα πραγματοποιηθεί στο εργοτάξιο μαζί με τις υπόλοιπες συνδέσεις των μελών του φορέα, που θα αναλυθούν στο επόμενο κεφάλαιο.

## 7.3 Φάσεις κατασκευής

- Για το δικτυωτό μοντέλο:  
Η ροή της ανέγερσης της γέφυρας θα είναι η εξής:  
1<sup>η</sup> φάση: ανύψωση του κάτω πέλματος των κύριων δοκών με τους γερανούς και σύνδεση με τα ακρόβαθρα.  
2<sup>η</sup> φάση: τοποθέτηση και σύνδεση των διαδοκίδων με το κάτω πέλμα των κύριων δοκών.  
3<sup>η</sup> φάση: συγκόλληση των ορθοστατών και των διαγώνιων μελών στο κάτω πέλμα των κύριων δοκών.  
4<sup>η</sup> φάση: ολοκλήρωση της μεταλλικής κατασκευής με τη συγκόλληση των διαγώνιων μελών και των ορθοστατών μεταξύ τους και με το άνω πέλμα των κύριων δικτυωτών δοκών.  
5<sup>η</sup> φάση: σκυροδέτηση του καταστρώματος και διατμητική σύνδεση διαδοκίδων και πλάκας σκυροδέματος.
  
- Για το ολόσωμο μοντέλο:  
Η ροή της ανέγερσης της γέφυρας θα είναι η εξής:  
1<sup>η</sup> φάση: ανύψωση του κάτω πέλματος των κύριων δοκών με τους γερανούς και σύνδεση με τα ακρόβαθρα.  
2<sup>η</sup> φάση: τοποθέτηση και σύνδεση των διαδοκίδων με το κάτω πέλμα των κύριων δοκών.  
3<sup>η</sup> φάση: σκυροδέτηση του καταστρώματος και διατμητική σύνδεση διαδοκίδων και πλάκας σκυροδέματος.

## 8 Συνδέσεις

### 8.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Αλλά και κάθε προκατασκευασμένο τμήμα αποτελείται από επιμέρους στοιχεία (μέλη), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους. Έτσι, σκοπός των συνδέσεων είναι η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων και η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Οι συνδέσεις διακρίνονται σε απλές συνδέσεις και σε συνδέσεις ροπής. Ως απλές συνδέσεις χαρακτηρίζονται οι συνδέσεις οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις (αξονικές και τέμνουσες), επιτρέποντας τις στροφές που προκύπτουν λόγω των δράσεων σχεδιασμού, χωρίς να αναπτύσσονται σημαντικές ροπές. Ο κανόνας εφαρμογής, που προκύπτει από το EN1993-1-8 (Σχεδιασμού συνδέσεων), είναι ότι ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως αρθρωτός, εάν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης δεν είναι μεγαλύτερη από το 25% της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή της δοκού, που απαιτείται για ένα κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι ο κόμβος διαθέτει επιπλέον επαρκή στροφική ικανότητα. Ως συνδέσεις ροπής χαρακτηρίζονται οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Παραδείγματα αποτελούν οι αποκαταστάσεις συνέχειας των διατομών των μελών, οι πλαισιακές συνδέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων ή οι πακτώσεις των υποστυλωμάτων



στη βάση τους. Επιπροσθέτως, ανάλογα με την αντοχή τους έναντι ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε συνδέσεις πλήρους αντοχής, όπου η ροπή αντοχής είναι μεγαλύτερη από τη ροπή των συνδεομένων μελών και σε συνδέσεις μερικής αντοχής, όπου η ροπή αντοχής είναι μικρότερη από τη ροπή αντοχής των συνδεομένων μελών.

Στην παρούσα εργασία θα αναλυθούν παρακάτω οι συνδέσεις των διαφόρων τμημάτων του καταστρώματος και του μεταλλικού φορέα, οι οποίες επιγραμματικά είναι:

- Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας και για τα δύο μοντέλα.
- Σύνδεση των ορθοστατών και διαγωνίων με το άνω και κάτω πέλμα του δικτυώματος για το δικτυωτό μοντέλο.
- Σύνδεση διαδοκίδας-κύριας δοκού και για τα δύο μοντέλα.

## 8.2 Σύνδεση αποκατάστασης συνέχειας

Όπως έχει αναφερθεί και στο κεφάλαιο 7 η μεταλλική δοκός θα γίνει σε τρία τμήματα, δύο των 15m και ένα των 13m. Έτσι, θα γίνει αποκατάσταση των μελών που συνδέονται και η σύνδεση αυτή θα γίνει με συγκόλληση των επιμέρους τμημάτων. Παρακάτω, θα γίνει μια ενδεικτική ανάλυση αυτής της σύνδεσης στα πρώτα 15m της δοκού.

➤ Δυνάμεις σε πέλματα και κορμό (Ned)

- Για το δικτυωτό μοντέλο:

$$\text{Εμβαδόν πελμάτων: } A_f = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Εμβαδόν κορμού: } A_w = A - 2A_f = 11,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Δύναμη σε κάθε πέλμα: } N_{edf} = \frac{A_f}{A} * N_{ed} = 94,4 \text{ kN}$$

$$\text{Δύναμη στον κορμό: } N_{edw} = \frac{A_w}{A} * N_{ed} = 301,96 \text{ kN}$$

➤ Κατανομή ροπής σε πέλματα και κορμό

- Για το δικτυωτό μοντέλο:

$$W_{plw} = \frac{t_w * (h - 2t_f)^2}{4} = 19,6 \text{ cm}^3$$

$$W_{plf} = W_{pl} - W_{plw} = 64,89 \text{ cm}^3$$

$$M_{edw} = \frac{W_{plw}}{W_{pl}} * M_{rd} = 2878 \text{ kNcm}$$

$$M_{edf} = \frac{W_{plf}}{W_{pl}} * M_{rd} = 9528,8 \text{ kNcm}$$

$$t = 4 \text{ mm επομένως: } N_{f,ed} = \frac{M_{edf}}{h + t} = 618,8 \text{ kN}$$

- Για το ολόσωμο μοντέλο:

$$W_{plw} = \frac{t_w * (h - 2t_f)^2}{4} = 77 \text{ cm}^3$$

$$W_{plf} = W_{pl} - W_{plw} = 379 \text{ cm}^3$$

$$M_{edw} = \frac{W_{plw}}{W_{pl}} * M_{rd} = 2734 \text{ kNcm}$$

$$M_{edf} = \frac{W_{plf}}{W_{pl}} * M_{rd} = 13454 \text{ kNcm}$$

$$t = 5 \text{ mm επομένως: } N_{f,ed} = \frac{M_{edf}}{h + t} = 53,71 \text{ kN}$$

➤ Για τη συγκόλληση πελμάτων:

Το πλάτος της λεπίδας των πελμάτων θα είναι λίγο λιγότερο από το πλάτος του πέλματος της κύριας δοκού, προκειμένου να πραγματοποιηθεί η συγκόλληση. Άρα, για το δικτυωτό μοντέλο

$b_{\text{συγκ.}}=60\text{mm}$  και για το ολόσωμο  $b_{\text{συγκ.}}=240\text{mm}$ . Επιλέγεται πάχος ελάσματος πελμάτων:  $b_{\text{λεπ}}*t_{\text{λεπ}}\geq Af \rightarrow$  για το δικτυωτό θα είναι:  $t_{\text{λεπ}}=1.5\text{cm}$  και για το ολόσωμο θα είναι:  $t_{\text{λεπ}}=2\text{cm}$ . Επιλέγεται ραφή με πάχος  $3\text{mm}$   $\alpha=4\text{mm}$  και για τα δύο μοντέλα.

- Αντοχή της συγκόλλησης των πελμάτων:

$$f_{\text{vwd}} = \frac{fu}{\sqrt{3} * \beta w * \gamma M2} = 13.28 \text{ kN/cm}^2$$

Πίνακας 8.1: Τιμές συντελεστή βw.

Ποιότητα χάλυβα	S235	S275	S355	S420 και S460
Συντελεστής συσχέτισης	0,80	0,85	0,90	1,0

Για το δικτυωτό:  $Nedf \leq 2l_1 \alpha f_{\text{vwd}} \rightarrow l_1 \geq \frac{Nedf}{2\alpha f_{\text{vwd}}} = 8.8\text{cm}$  επιλέγεται  $l_1=9\text{cm}$ .

Για το ολόσωμο:  $Nedf \leq 2l_1 \alpha f_{\text{vwd}} \rightarrow l_1 \geq \frac{Nedf}{2\alpha f_{\text{vwd}}} = 5.5\text{cm}$  επιλέγεται  $l_1=6\text{cm}$ .

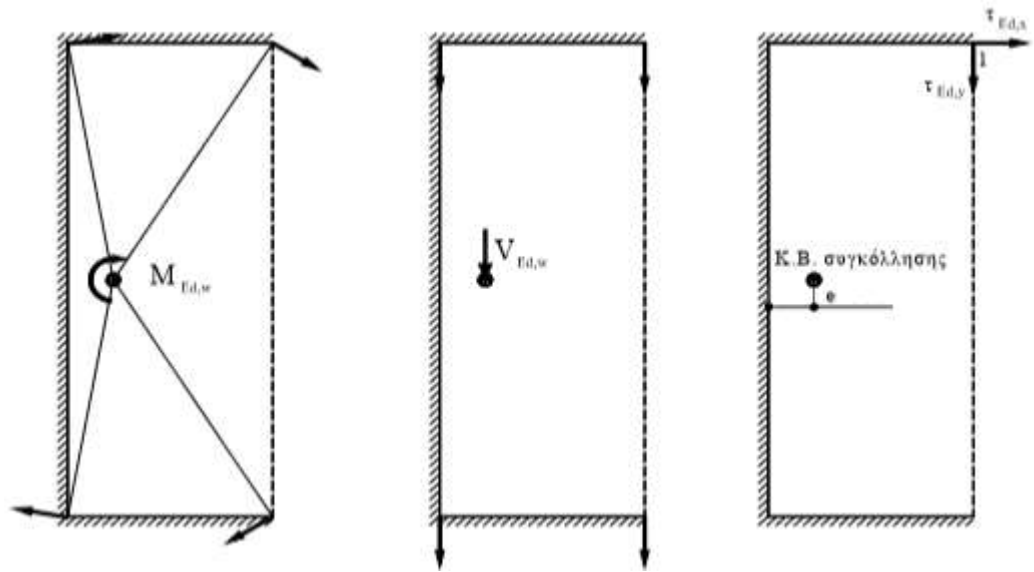
- Κέντρο βάρους συγκόλλησης κορμού

- Για το δικτυωτό:  
Επιλέγεται πλάτος  $b=14\text{cm}$ .  
 $e_x=0.86\text{cm}$ , εμβαδόν συγκόλλησης κορμού:  $A=54\text{acm}^2$ .
- Για το ολόσωμο:  
Επιλέγεται πλάτος  $b=240\text{cm}$ .  
 $e_x=2\text{cm}$ , εμβαδόν συγκόλλησης κορμού:  $A=298\text{acm}^2$ .

- Ροπή αδράνειας κατά  $x$  και κατά  $y$

- Για το δικτυωτό:  
$$I_x = \frac{\alpha * 14^3}{12} + 6 * \alpha * 49 * 2 = 816.7\alpha$$
  
$$I_y = 14 * \alpha * 0.86^2 + \frac{2 * \alpha * 6^3}{12} = 46.4\alpha$$
  
Πολική ροπή αδράνειας:  $I_p = I_x + I_y = 863.1\alpha$
- Για το ολόσωμο:  
$$I_x = \frac{\alpha * 240^3}{12} + 24 * \alpha * 120 * 2 = 115776\alpha$$
  
$$I_y = 240 * \alpha * 2^2 + \frac{2 * \alpha * 24^3}{12} = 3264\alpha$$
  
Πολική ροπή αδράνειας:  $I_p = I_x + I_y = 119040\alpha$

- Για την συγκόλληση του κορμού θα λάβουμε υπόψη την τέμνουσα δύναμη του σημείου της αποκατάστασης συνέχειας. Για το δικτυωτό είναι:  $V_{Ed}=3.36\text{kN}$  και  $M_{Ed,b}=M_{Ed,w}+V_{Ed} * s=2878+3.36 * (6-0.86)=2895.2\text{kNcm}$ , για το ολόσωμο είναι:  $V_{Ed}=10.3\text{kN}$  και  $M_{Ed,b}=M_{Ed,w}+V_{Ed} * s=2734+10.3 * (24-2)=2960.6\text{kNcm}$ , όπου  $s$  η απόσταση του κέντρου βάρους της συγκόλλησης από τον αρμό.



Σχήμα 8.1: Δυνάμεις στη συγκόλληση κορμού.

➤ Τάσεις

- Για το δικτυωτό μοντέλο:

$$\text{Οριζόντια τάση στη συγκόλληση } \tau_{edx} = \frac{M_{wed}}{I_p} * y_{\max} = 23.34/\alpha$$

$$\text{Κατακόρυφη τάση στη συγκόλληση } \tau_{edy} = \frac{M_{wed}}{I_p} * x_{\max} + \frac{V_{ed}}{A} = 17.14/\alpha$$

Συνολική τάση στη συγκόλληση

$$\tau_{ed} = \sqrt{(\tau_{edx})^2 + (\tau_{edy})^2} \leq f_{vw} = 13.28 \rightarrow 2.2 < \alpha = 4\text{mm για τον κορμό.}$$

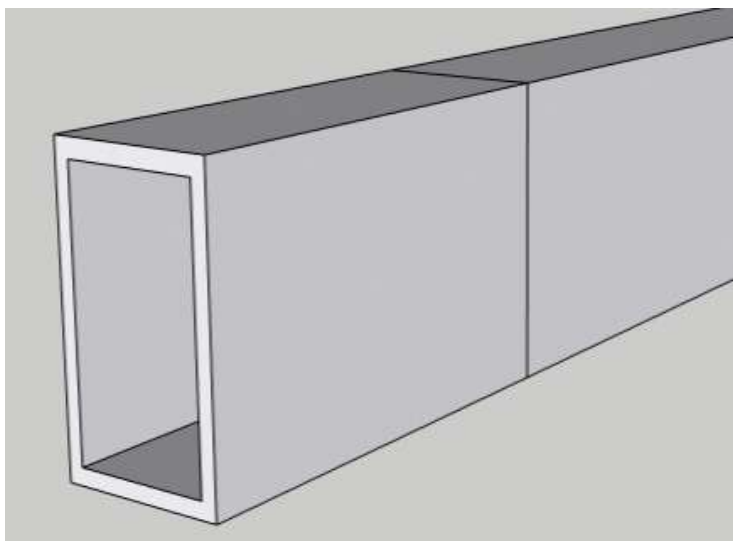
- Για το ολόσωμο μοντέλο:

$$\text{Οριζόντια τάση στη συγκόλληση } \tau_{edx} = \frac{M_{wed}}{I_p} * y_{\max} = 2.76/\alpha$$

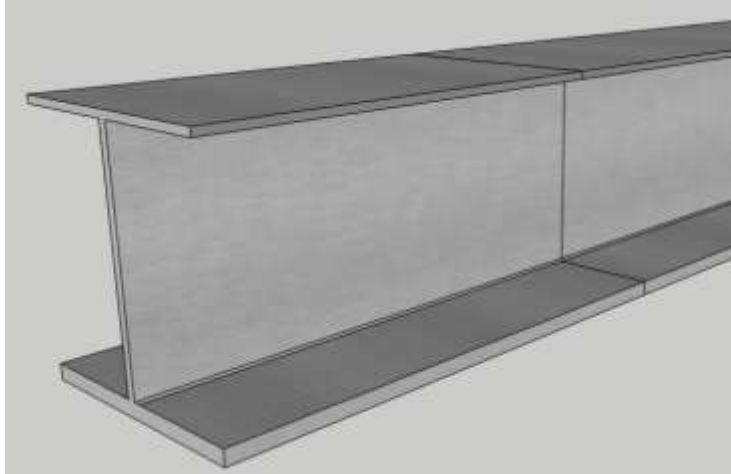
$$\text{Κατακόρυφη τάση στη συγκόλληση } \tau_{edy} = \frac{M_{wed}}{I_p} * x_{\max} + \frac{V_{ed}}{A} = 6.5/\alpha$$

Συνολική τάση στη συγκόλληση

$$\tau_{ed} = \sqrt{(\tau_{edx})^2 + (\tau_{edy})^2} \leq f_{vw} = 13.28 \rightarrow \alpha = 4\text{mm για τον κορμό.}$$



Σχήμα 8.2: Αποκατάσταση συνέχειας κύριας δοκού για δικτυωτό μοντέλο.



Σχήμα 8.3: Αποκατάσταση συνεχείας κύριας δοκού για ολόσωμο μοντέλο.

### 8.3 Σύνδεση ορθοστατών και διαγώνιων μελών με τα πέλματα

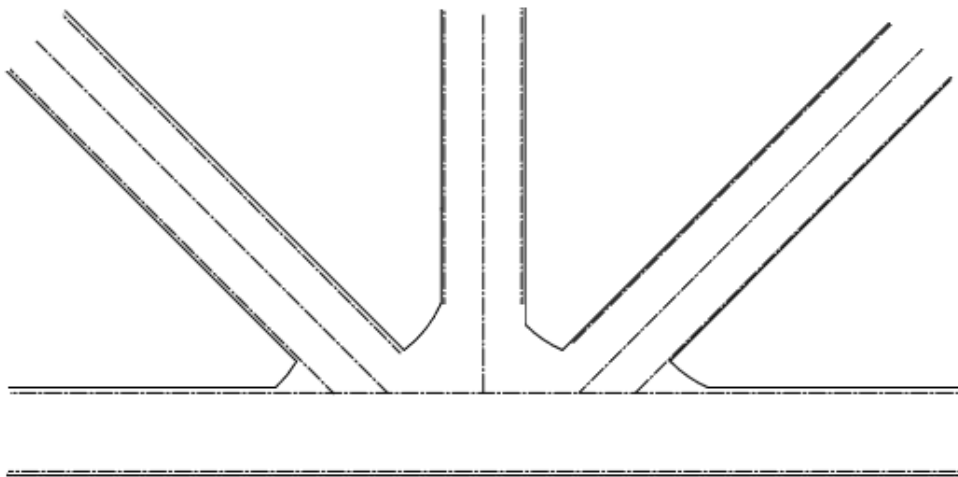
Για το δικτυωτό μοντέλο τα μέλη του δικτυώματος ενώνονται μεταξύ τους με συνδέσεις πλήρους αντοχής. Στις δοκούς κάτω ή άνω πέλματος του δικτυώματος θα συγκολληθούν με εξωραφή τα ελάσματα των κατακόρυφων και διαγώνιων δοκών του δικτυώματος.

#### 8.3.1 Σύνδεση πελμάτων με διαγώνια μέλη

- Επιλέγεται ραφή με πάχος  $\alpha=8\text{mm}>3\text{mm}$   
Πάχος συγκόλλησης  $\alpha=8\text{mm}<0.7*t_{\min}$  άρα  $t_{\min}=11.4\text{mm}$ .
- Εντατικά μεγέθη συγκόλλησης:  
Δύναμη κατά  $\chi$ :  $F_x=873*\sin 45=742.8\text{kN}$   
Δύναμη κατά  $y$ :  $F_y=742.8\text{kN}$   
Εμβαδόν συγκόλλησης  $A=80\text{cm}^2$
- Αντοχή συγκόλλησης:  $f_{\text{vwd}}=\frac{fu}{\gamma M 2 * \beta w * \sqrt{3}}=13.28\text{kN/cm}^2$
- Τάσεις στη συγκόλληση:  $\sigma=9.29\text{kN/cm}^2$  και  $\tau=11.93\text{kN/cm}^2$ .
- Συνολική τάση σε κάθε σημείο της συγκόλλησης:  
 $\sigma_{\text{vm}}=\sqrt{\sigma^2 + \tau^2}=11.73\text{kN/cm}^2 < f_{\text{vwd}}$ .

#### 8.3.2 Σύνδεση πελμάτων με ορθοστάτες

Ομοίως με τη σύνδεση των πελμάτων με τα διαγώνια μέλη του φορέα θα επιλέξουμε ραφή με πάχος  $8\text{mm}$ . Το εντατικό μέγεθος είναι  $F=127.8\text{kN}$  άρα  $\sigma=1.6\text{kN/cm}^2 < f_{\text{vwd}}$ .



Σχήμα 8.4: Λεπτομέρεια συγκόλλησης κύριας δοκού με ορθοστάτες και διαγώνια μέλη.

#### 8.4 Σύνδεση κύριας δοκού με διαδοκίδα

Οι διαδοκίδες συνδέονται με τις δοκούς του κάτω πέλματος. Η σύνδεση αυτή επιτυγχάνεται με τη κοχλίωση δύο γωνιακών ελασμάτων στο κορμό των διαδοκίδων τα οποία με τη σειρά τους κοχλιώνονται στο κορμό της κύριας δοκού, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 9.3.

- Επιλέγω κοχλίες M12 κατηγορίας 5.6 με  $A=1.13\text{cm}^2$  με βάση τους παρακάτω πίνακες.

Πίνακας 8.2: Ονομαστικές τιμές τάσεων διαρροής και θραύσης κοχλιών.

Κατηγορία κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	640	900
$f_{u0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

Πίνακας 8.3: Χαρακτηριστικά κοχλιών.

M	d [mm]	$d_m$ [mm]	p [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_t$ [mm <sup>2</sup> ]	$d_0$ [mm]
12	12	20,5	1,75	113	84,3	76,3	$d + 1$
16	16	26	2	201	157	144	$d + 2$
20	20	32,5	2,5	314	245	225	
22	22	34,5	2,5	380	303	282	
24	24	39	3	452	353	324	
27	27	44	3	573	459	427	$d + 3$
30	30	49,5	3,5	707	561	519	
36	36	59,5	4	1018	817	759	
όπου: $A_s = \frac{n \cdot d_s^2}{4}$ ή $A_s = \frac{n \cdot (d - 0,94 \cdot p)^2}{4}$ και $d_s = \frac{d_1 + d_2}{2}$							
Η μέση διάμετρος της κεφαλής του κοχλία $d_m$ είναι ενδεικτική καθώς μπορεί να ποικίλει ανάλογα με την ποιότητα και τις προδιαγραφές των κοχλιών.							

➤ Αριθμός απαιτούμενων κοχλιών

- Για το δικτυωτό μοντέλο:

$$V_{ed}=55.3\text{kN}$$

Έλεγχος σε ολίσθηση

$$F_{rc}=0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s=35\text{kN}$$

Το πλήθος των απαιτούμενων κοχλιών προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη την αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση.

$$F_{srd}=m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{rc}=35 \cdot m > 55.3 \rightarrow m=4 \text{ κοχλίες}$$

Άρα για τον ένα κοχλία:  $F_{ved}=55.3/4=13.83\text{kN}$ .

- Για το ολόσωμο μοντέλο:

$$V_{ed}=65.6\text{kN}$$

Έλεγχος σε ολίσθηση

$$F_{rc}=0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s=35\text{kN}$$

Το πλήθος των απαιτούμενων κοχλιών προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη την αντοχή σχεδιασμού σε ολίσθηση.

$$F_{srd}=m \cdot \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{M3}} \cdot F_{rc}=35 \cdot m > 65.6 \rightarrow m=4 \text{ κοχλίες}$$

$k_s$ : συντελεστής σχήματος οπής.

$n$ : επιφάνειες τριβής

$\mu$ : συντελεστής ολίσθησης

$$\gamma_{M3}=1.25$$

Άρα για τον ένα κοχλία:  $F_{ved}=65.6/4=16.4\text{kN}$ .

Πίνακας 8.4: Τιμές του συντελεστή σχήματος  $k_s$ .

Κοχλίες σε κανονικές οπές	1,00
Κοχλίες σε υπερμεγέθεις οπές ή σε βραχείες επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,85
Κοχλίες σε μακρές επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα κάθετο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,70
Κοχλίες σε βραχείες επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,76
Κοχλίες σε μακρές επιμήκειες οπές με το διαμήκη άξονα παράλληλο στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου	0,63

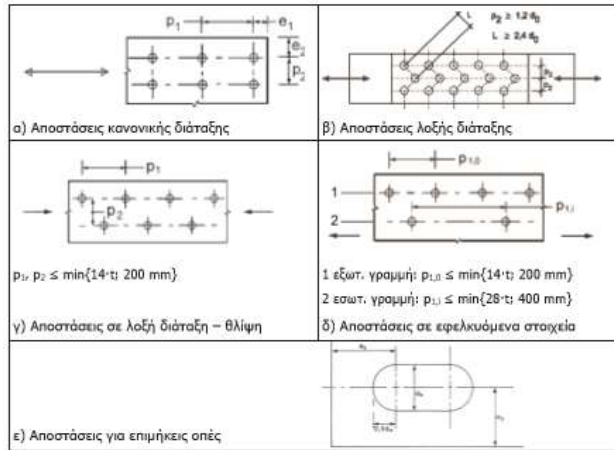
Πίνακας 8.5: Τιμές του συντελεστή ολίσθησης  $\mu$  για προεντεταμένους κοχλίες.

Κατηγορία επιφάνειας τριβής	$\mu$
<b>A</b> : αμβολισμένες μεταλλικές επιφάνειες	0,50
<b>B</b> : γαλβανισμένες επιφάνειες σε πάχος 50-80 mm	0,40
<b>C</b> : επιφάνειες καθαρισμένες με συρματόβουρτσα ή φλαγοβολή	0,30
<b>D</b> : μη επεξεργασμένες επιφάνειες	0,20

➤ Γεωμετρία της σύνδεσης

Θα πρέπει να υπολογιστούν οι αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών. Παρακάτω δίνονται οι πίνακες με τους κανονισμούς αυτών των αποστάσεων.

Πίνακας 8.6: Αποστάσεις κοχλιών.



Πίνακας 8.7: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις κοχλιών.

Αποστάσεις [mm], βλέπε Σχ. 3.1	Ελάχιστη	Μέγιστη <sup>1) 2) 3)</sup>		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο $e_1$	$1,2 \cdot d_0$	$4t + 40$		$\max\{8t; 125\}$
Απόσταση από άκρο $e_2$	$1,2 \cdot d_0$	$4t + 40$		$\max\{8t; 125\}$
Απόσταση $e_3$ σε επιμήκεις οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Απόσταση $e_4$ σε επιμήκεις οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Βήμα $p_1$	$2,2 \cdot d_0$	$\min\{14t; 200\}$	$\min\{14t; 200\}$	$\min\{14t; 175\}$
Βήμα $p_{1,0}$		$\min\{14t; 200\}$		
Βήμα $p_{1,1}$		$\min\{28t; 400\}$		
Βήμα $p_2$ <sup>5)</sup>	$2,4 \cdot d_0$	$\min\{14t; 200\}$	$\min\{14t; 200\}$	$\min\{14t; 175\}$

<sup>1)</sup> Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:  
 - σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και  
 - σε εφελκόμενα εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

<sup>2)</sup> Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας 0,6· $r_1$  ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος  $p_1/t$  είναι μικρότερος από  $9 \cdot \epsilon$ . Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

<sup>3)</sup>  $t$  είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

<sup>5)</sup> Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοχλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι  $p_2 = 1,2 \cdot d_0$  με την προϋπόθεση ότι η απόσταση  $L$  μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από  $2,4 \cdot d_0$  (βλέπε Σχ3.1β).

$e_{1\min}=1.2d_0=14.6\text{mm}$  και  $e_{1\max}=4t+40=41.6\text{mm}$ . Επιλέγεται  $e_1=15\text{mm}$ .  
 $e_{2\min}=1.2d_0=14.6\text{mm}$  και  $e_{2\max}=4t+40=41.6\text{mm}$ . Επιλέγεται  $e_2=15\text{mm}$ .  
 $p_{1\min}=2.2d_0=27.6\text{mm}$  και  $p_{1\max}=56\text{mm}$ . Επιλέγεται  $p_1=30\text{mm}$ .  
 $p_{2\min}=2.4d_0=29.6\text{mm}$  και  $p_{2\max}=56\text{mm}$ . Επιλέγεται  $p_2=30\text{mm}$ .

➤ Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{brd} = n \cdot \frac{k_1 \cdot a \cdot f_u \cdot d \cdot t_{\min}}{\gamma_{M2}} = 20.6 > F_{ved} \text{ ισχύει και για τα δύο μοντέλα.}$$

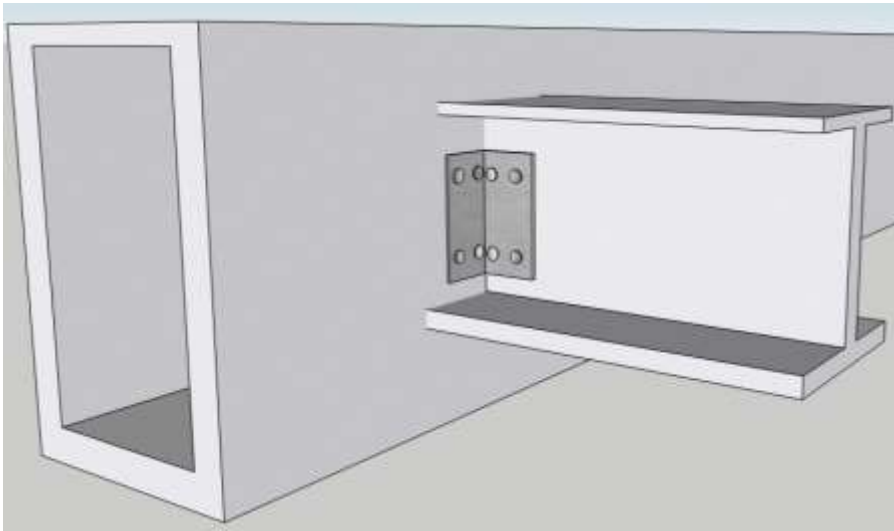
$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0}, \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right] = 0.4$$

$$k_1 = \min\left[2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0}, 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0}, 1.7, 2.5\right] = 1.5$$

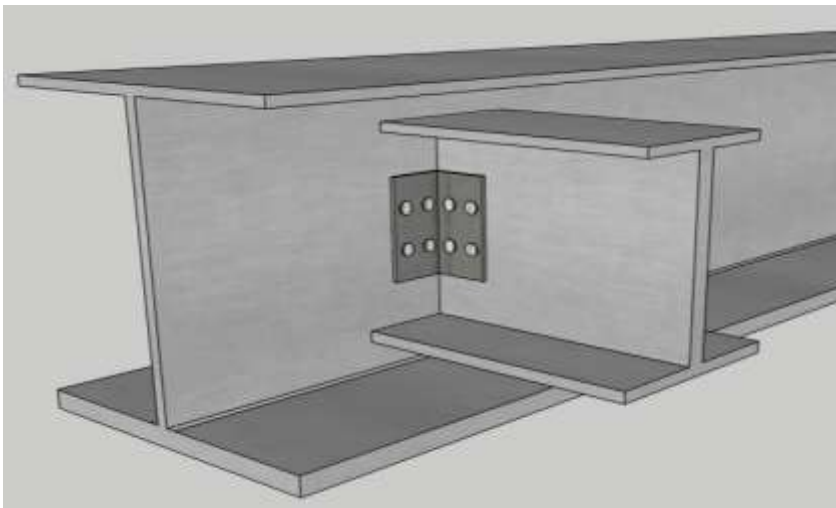
➤ Αντοχή των ελασμάτων.

$$A_{net} = A - n \cdot d_o \cdot t = (8.4 \cdot 2) - (2 \cdot 1.3 \cdot 2) = 11.6 \text{ cm}^2$$

$$N_{trd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = 411.8 \text{ kN} > N_{ed} \text{ ισχύει και για τα δύο μοντέλα.}$$



Σχήμα 8.5: Σύνδεση πέλματος-διαδοκίδας για το δικτυωτό μοντέλο.



Σχήμα 8.6: Σύνδεση πέλματος-διαδοκίδας για το ολόσωμο μοντέλο.



## 9 Εφέδρανα

### 9.1 Εισαγωγή

Εφέδρανα είναι τα δομικά στοιχεία τα οποία μεταφέρουν τα φορτία της ανωδομής στα βάθρα, ενώ επιτρέπουν συγχρόνως μετατοπίσεις και στροφές που οφείλονται σε έμμεσες ή άμεσες δράσεις (φορτία ανέμου, θερμοκρασιακές μεταβολές, ερπυσμό, συστολή ξήρανσης, σεισμικές δράσεις κ.λπ.). Τα χαλύβδινα σταθερά, κυλινδρικά ή σφαιρικά που χρησιμοποιούνταν παλιότερα παρουσίαζαν προβλήματα ανθεκτικότητας και σήμερα έχουν αντικατασταθεί από σύγχρονα εφέδρανα, στα οποία συνδυάζονται διάφορα υλικά, όπως πλαστικά ή ελαστομερή. Στις γέφυρες σημαντικό είναι τόσο η παραλαβή των κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων όσο και η ελεύθερη μετακίνηση του καταστρώματος, ώστε να μην αναπτύσσονται δυνάμεις καταναγκασμού.

Τα εφέδρανα είναι ευαίσθητα στοιχεία μιας γέφυρας. Ως βιομηχανικά προϊόντα χρειάζονται πιστοποίηση, ενώ η παραγωγή, μεταφορά, προσωρινή αποθήκευση και τοποθέτηση τους στο έργο γίνεται βάσει συγκεκριμένων προδιαγραφών από εξειδικευμένο προσωπικό. Υπάρχουν διάφοροι διαφορετικοί τύποι εφεδράνων που είναι:

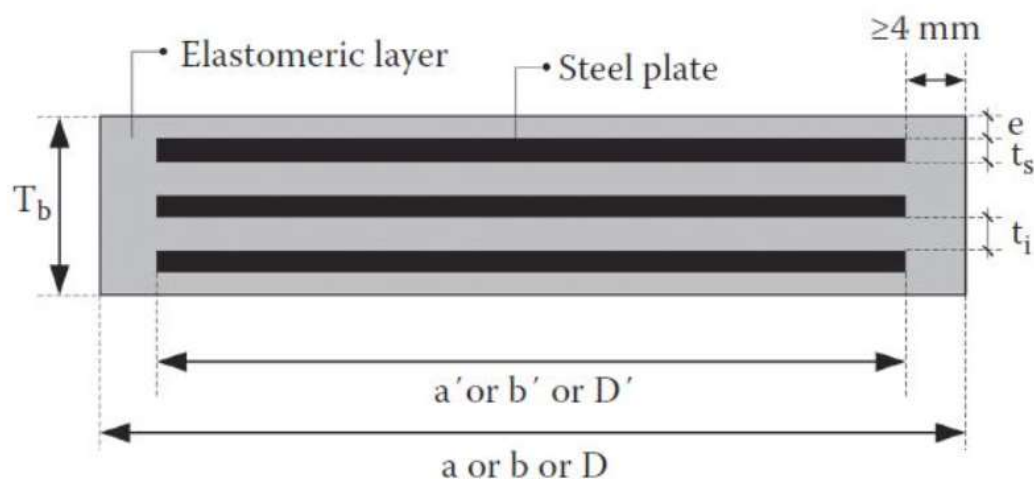
- Ελαστομεταλλικά εφέδρανα
- Εφέδρανα εγκιβωτισμένου ελαστομερούς (pot bearings)
- Κυλινδρικά εφέδρανα
- Εφέδρανα περιστροφής (rocker bearings)
- Σφαιρικά εφέδρανα
- Εφέδρανα-οδηγούς

Στην παρούσα εργασία θα μελετήσουμε την κατασκευή του δικτυωτού μοντέλου της πεζογέφυρας με τη χρήση ελαστομεταλλικών εφεδράνων.

### 9.2 Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα έχουν ορθογωνικό ή κυκλικό σχήμα και αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς (φυσικό ή συνθετικό καουτσούκ) και ενδιάμεσα χαλύβδινα ελάσματα, που αποκτούν συνάφεια με το ελαστομερές μέσω της διαδικασίας βουλκανισμού. Τα εφέδρανα αυτά έχουν μεγάλη ανθεκτικότητα και χρειάζονται πρακτικά μηδενική συντήρηση. Οι κύριοι τύποι είναι οι ακόλουθοι:

- Τύπος B (1): Οι άνω και κάτω στρώσεις αποτελούνται από ελαστομερές χωρίς ασφάλεια έναντι ολίσθησης. Η ολίσθηση παρεμποδίζεται από το κατακόρυφο φορτίο και την τριβή, επομένως είναι αναγκαία μιας ελάχιστης κατακόρυφης πίεσης.
- Τύπος B/C (1/2): Η άνω στρώση αποτελείται από ελαστομερές, ενώ η κάτω από χάλυβα. Ασφαλίζεται έναντι ολίσθησης στην κάτω πλευρά μέσω σύνδεσης της κάτω χαλύβδινης πλάκας με την υποδομή μέσω κοχλιών, ράβδων ή αγκυρίων. Η μονόπλευρη αγκύρωση επιτρέπει τη γρήγορη τοποθέτηση και αντικατάσταση, ώστε ο τύπος αυτός να είναι σε ορισμένες χώρες ο μόνος που επιτρέπεται για σιδηροδρομικές γέφυρες.
- Τύπος C2: Οι άνω και κάτω στρώσεις αποτελούνται από χαλύβδινα ελάσματα. Μπορεί να ασφαλιστεί έναντι ολίσθησης και στις δύο πλευρές.



Σχήμα 9.1: Λεπτομέρεια τυπικού ελαστομεταλλικού εφεδράνου τύπου Β.

Επιλέγονται τέσσερα ελαστομεταλλικά εφεδράνα Τύπου C2 με διαστάσεις 250X400X63(45). Για τις στατικές φορτίσεις με μέτρο διάτμησης  $G=900\text{kPa}$  οι αντίστοιχες τιμές των ελατηρίων είναι:

$$K_x=K_y=\frac{G \cdot a \cdot b}{T_q}=2000\text{kN/m.}$$

Διαστάσεις εφεδράνων :  $a=250\text{mm}$ ,  $b=400\text{mm}$ ,  $T_b=63\text{mm}$ ,  $n=5$ ,  $t_i=8\text{mm}$ ,  $t_s=3\text{mm}$ ,  $e=2.5\text{mm}$ .

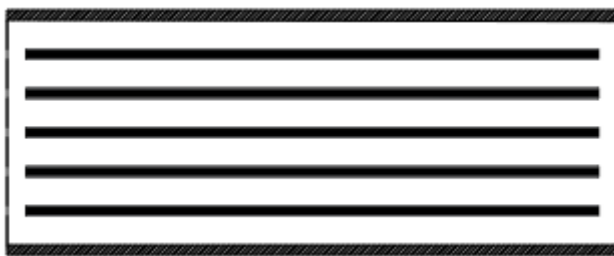
$a, b$  : πλάτη χαλύβδινων πλακών

$T_q$ : ονομαστικό πάχος ελαστομερούς

$T_b$ : συνολικό πάχος του εφεδράνου

$t_i$ : πάχος των εσωτερικών στρώσεων του ελαστομερούς

$t_s$  : πάχος επιμέρους στρώσεων ελαστομερούς



Σχήμα 9.2: Λεπτομέρεια επιλεγμένου εφεδράνου.

➤ **Έλεγχος στατικών συνδυασμών**

Συνολικό πάχος ελαστομερούς:

$$T_q=T_e=T_b-(n+1) \cdot t_s=45\text{mm}$$

Ενεργό εμβαδόν:

$$A_i=a \cdot b=(25-1) \cdot (40-1)=936\text{cm}^2$$

Περίμετρος:

$$I_p=2 \cdot (a+b)=126\text{cm}$$

$$\text{Συντελεστής σχήματος: } S=\frac{A}{I_p \cdot t_e}=6.75$$

➤ **Έλεγχος παραμορφώσεων**

- Για το δικτυωτό μοντέλο:

Παραμόρφωση λόγω θλιπτικών φορτίων:

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5 \cdot Fzd}{G \cdot A \cdot S} = 0.788 \text{ με } Fzd = 298.6 \text{ kN,}$$

$$A = A_i \cdot \left(1 - \frac{Vxd}{a} - \frac{Vyd}{b}\right) = A_i \cdot \left(1 - 0 - \frac{0.697}{39}\right) = 919.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Διατμητική παραμόρφωση: } \varepsilon_{qd} = \frac{Vxy}{Tq} = 0.155 < 1$$

$$\text{Παραμόρφωση λόγω στροφής: } \varepsilon_{ad} = \frac{(a^2 \cdot a_{ad} + b^2 \cdot a_{bd}) \cdot ti}{2 \Sigma ti^3} = 0.85$$

$$\text{Συνολική παραμόρφωση: } \varepsilon_{td} = K_I \cdot (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad}) = 1.79 < \frac{\varepsilon_{uk}}{\gamma_m} = \frac{7}{\gamma_m} = 7.$$

$\gamma_m = 1.00$  για στατικούς συνδυασμούς ΟΚΑ

= 1.40 για στατικούς συνδυασμούς ΟΚΛ

= 1.15 για σεισμικούς συνδυασμούς

- Για το ολόσωμο μοντέλο:

Παραμόρφωση λόγω θλιπτικών φορτίων:

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5 \cdot Fzd}{G \cdot A \cdot S} = 1.65 \text{ με } Fzd = 498.1 \text{ kN,}$$

$$A = A_i \cdot \left(1 - \frac{Vxd}{a} - \frac{Vyd}{b}\right) = A_i \cdot \left(1 - 0 - \frac{0.272}{39}\right) = 929.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Διατμητική παραμόρφωση: } \varepsilon_{qd} = \frac{Vxy}{Tq} = 0.06 < 1$$

$$\text{Παραμόρφωση λόγω στροφής: } \varepsilon_{ad} = \frac{(a^2 \cdot a_{ad} + b^2 \cdot a_{bd}) \cdot ti}{2 \Sigma ti^3} = 2.4$$

$$\text{Συνολική παραμόρφωση: } \varepsilon_{td} = K_I \cdot (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad}) = 4.11 < \frac{\varepsilon_{uk}}{\gamma_m} = \frac{7}{\gamma_m} = 7.$$

➤ **Έλεγχος χαλύβδινων ελασμάτων σε εφελκυστικές τάσεις**

Ελάχιστο πάχος χαλύβδινων ελασμάτων:

$$t_{smin} = \max \left\{ \frac{Kp \cdot Fzd \cdot (t1 + t2) \cdot Kh \cdot \gamma_m}{A \cdot fy}, 2 \right\} = 2 \text{ mm} < t_s = 3 \text{ mm, ισχύει και για τα δύο μοντέλα.}$$

➤ **Περιορισμός στροφής**

Συνολική κατακόρυφη παραμόρφωση:

- Για το δικτυωτό:

$$\Sigma V_{zd} = \Sigma \frac{Fzd \cdot ti}{A} \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{Eb} \right) = 0.15 \text{ cm} > \frac{a \cdot a_{ad} + b \cdot a_{bd}}{Krd} = 0.027 \text{ cm}$$

- Για το ολόσωμο:

$$\Sigma V_{zd} = \Sigma \frac{Fzd \cdot ti}{A} \left( \frac{1}{5 \cdot G \cdot S^2} + \frac{1}{Eb} \right) = 0.25 \text{ cm} > \frac{a \cdot a_{ad} + b \cdot a_{bd}}{Krd} = 0.15 \text{ cm}$$

➤ **Έλεγχος ευστάθειας**

- Για το δικτυωτό: Μέση τάση:  $\frac{Fzd}{A} = 0.3 \text{ kN/cm}^2 < \frac{2 \cdot a \cdot G \cdot S}{3Te} = 2.16 \text{ kN/cm}^2$

- Για το ολόσωμο: Μέση τάση:  $\frac{Fzd}{A} = 0.5 \text{ kN/cm}^2 < \frac{2 \cdot a \cdot G \cdot S}{3Te} = 2.16 \text{ kN/cm}^2$

➤ **Έλεγχος σεισμικών συνδυασμών**

Χαρακτηριστικές τιμές φάσματος σχεδιασμού:  $T_B = 0.15 \text{ sec}$ ,  $T_c = 0.5 \text{ sec}$ ,  $T_d = 2 \text{ sec}$ .

Συνολικό βάρος καταστρώματος για σεισμικό συνδυασμό  $G1 + G2 + 0.2Q + Ex + 0.3Ey$ ; Για το δικτυωτό είναι  $F_{deck} = 3297 \text{ kN}$  και για το ολόσωμο είναι  $F_{deck} = 23454 \text{ kN}$ .

Κατακόρυφη αντίδραση εφεδράνου υπό σεισμικά φορτία για το δικτυωτό μοντέλο  $Fzd=1582kN$  και για το ολόσωμο  $Fzd=9381.6kN$

Οι σεισμικές δυνάμεις και μετακινήσεις υπολογίζονται για την κατώτερη και την ανώτερη τιμή του μέτρου διάτμησης. Στην πρώτη περίπτωση καυαγράφονται οι μέγιστες μετακινήσεις και στη δεύτερη οι μέγιστες δυνάμεις.

- **Κατώτερη τιμή μέτρου διάτμησης  $G_{min}=990kPa$**

$$\text{Δυσκαμψίες ελατηρίων: } K_{xmin}=K_{ymin}=\frac{G_{min}*a*b}{Tq}=2200kN/m$$

$$\text{Συνολική δυσκαμψία: } K_{totmin}=4*2200=8800kN/m$$

$$\text{Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος: } T_c < T = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{K}} = 1.22 \text{ sec} < T_d$$

$$\text{Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού: } S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \frac{T_c}{T} = 0.091g$$

$$\text{Συνολική σεισμική δύναμη: } H_e = S_e(T) * m = 300.027kN$$

$$\text{Μετακίνηση λόγω σεισμού: } \delta_{gmin} = \frac{H_e}{K_{tot}} = 34.1 \text{ mm.}$$

$$\text{Σεισμική δύναμη ανά διεύθυνση: } F_{edge} = \gamma_{is} * \delta_{gmin} * K = 112.53kN.$$

- ✓ **Έλεγχος παραμορφώσεων:**

- Για το δικτυωτό:

Παραμόρφωση λόγω θλιπτικών φορτίων:

$$\epsilon_{cd} = \frac{1.5 * Fzd}{G * A * S} = 0.19 \text{ με}$$

$$A = A_i * \left(1 - \frac{V_{xd}}{a} - \frac{V_{yd}}{b}\right) = A_i * \left(1 - \frac{39.2}{24} - \frac{11.76}{39}\right) = 304.2 \text{ cm}^2$$

Διατμητική παραμόρφωση:

$$V_{xyd} = d_{bd} = \sqrt{3.41^2 + (0.3 * 3.41)^2} = 3.56 \text{ cm}$$

$$d_{ba} = \gamma_{is} * d_{bd} = 1.5 * 3.56 = 5.34 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{qd} = \frac{d_{ba}}{Tq} = 1.19 < 2$$

Παραμόρφωση λόγω στροφής:  $\epsilon_{ad} = 0$

Συνολική παραμόρφωση:

$$\epsilon_{td} = K_L * (\epsilon_{cd} + \epsilon_{qd} + \epsilon_{ad}) = 1.38 < \frac{\epsilon_{uk}}{\gamma_m} = \frac{7}{\gamma_m} = 6.09.$$

- Για το ολόσωμο:

Παραμόρφωση λόγω θλιπτικών φορτίων:

$$\epsilon_{cd} = \frac{1.5 * Fzd}{G * A * S} = 0.19 \text{ με}$$

$$A = A_i * \left(1 - \frac{V_{xd}}{a} - \frac{V_{yd}}{b}\right) = A_i * \left(1 - \frac{4.36}{24} - \frac{1.78}{39}\right) = 810.2 \text{ cm}^2$$

Διατμητική παραμόρφωση:

$$V_{xyd} = d_{bd} = \sqrt{2.92^2 + (0.3 * 2.92)^2} = 3.3 \text{ cm}$$

$$d_{ba} = \gamma_{is} * d_{bd} = 1.5 * 3.3 = 4.95 \text{ cm}$$

$$\epsilon_{qd} = \frac{d_{ba}}{Tq} = 0.97 < 2$$

Παραμόρφωση λόγω στροφής:  $\epsilon_{ad} = 0$

Συνολική παραμόρφωση:

$$\epsilon_{td} = K_L * (\epsilon_{cd} + \epsilon_{qd} + \epsilon_{ad}) = 5.1 < \frac{\epsilon_{uk}}{\gamma_m} = \frac{7}{\gamma_m} = 6.09.$$

- **Ανώτερη τιμή του μέτρου διάτμησης:  $G_{max}=1.5*990=1485kPa$**

$$\text{Δυσκαμψίες ελατηρίων: } K_x = K_y = \frac{G_{max} * a * b}{Tq} = 3300kN/m.$$

$$\text{Συνολική δυσκαμψία: } K_{totmin} = 4 * 3300 = 13200kN/m$$

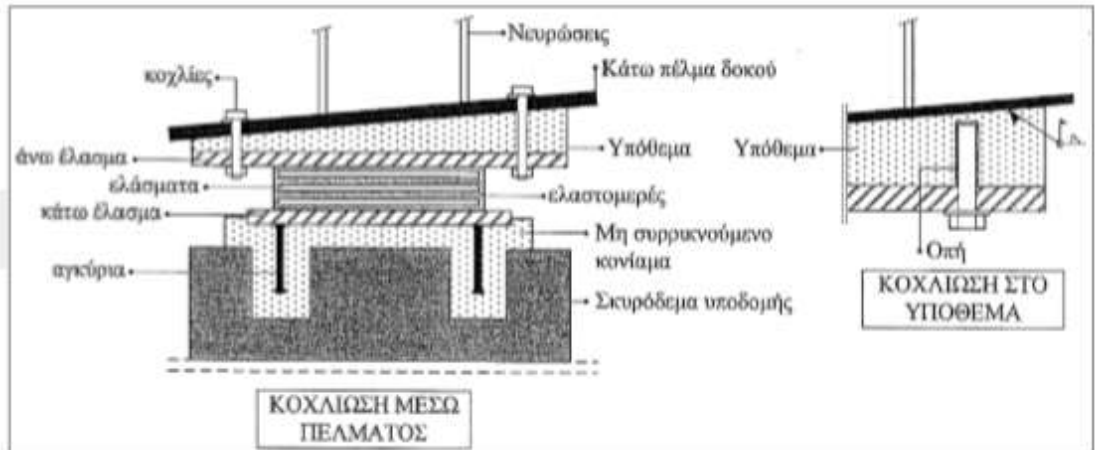
Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος:  $T_c < T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 0.99 \text{ sec} < T_d$

Φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού:  $S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \frac{T_c}{T} = 0.111 g$

Συνολική σεισμική δύναμη:  $H_e = S_e(T) * m = 365.97 \text{ kN}$

Μετακίνηση λόγω σεισμού:  $\delta_{gmin} = \frac{H_e}{K_{tot}} = 2.77 \text{ mm}$ .

Σεισμική δύναμη ανά διεύθυνση:  $F_{edge} = \gamma_{is} * \delta_{gmin} * K = 137.1 \text{ kN}$ .



Σχήμα 9.3: Τυπική σύνδεση εφεδράνου τύπου C2 με ανωδομή και υποδομή.



Εικόνα 9.1: Ρεαλιστική απεικόνιση εφεδράνου.

## 10 Σχολιασμός των αποτελεσμάτων

### 10.1 Εισαγωγή

Με βάση τα αποτελέσματα των προηγούμενων κεφαλαίων στο συγκεκριμένο κεφάλαιο πρόκειται να συγκριθούν τα προτεινόμενα εναλλακτικά μοντέλα προκειμένου να επιλεγεί το καταλληλότερο μοντέλο όσον αφορά τα οικονομικά κριτήρια, την απόδοση της κάθε κατασκευής, την επάρκεια ανάληψης φορτίων, αλλά και τη συμπεριφορά τους σε σεισμικές δυνάμεις και σε φορτία διέλευσης πεζών όπως αναλύθηκε παραπάνω.

### 10.2 Σύγκριση μοντέλων

➤ Ποσότητα υλικού:

Σημαντικό στοιχείο στην επιλογή της βέλτιστης περίπτωσης αποτελεί και η ποσότητα υλικού που θα χρησιμοποιήσουμε για το κάθε μοντέλο. Έτσι, στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι μάζες του μεταλλικού φορέα της κάθε κατασκευής και η μάζα μεταλλικού φορέα ανά μονάδα επιφάνειας ( $\text{kg/m}^2$ ). Η συνολική επιφάνεια κάτοψης είναι σχεδόν ίδια για το κάθε μοντέλο και ίση με  $121.8 \text{ m}^2$ .

Πίνακας 10.1: Μάζα κατασκευής

Μοντέλο	Μάζα μεταλλικού φορέα	Αύξηση μάζας λόγω ύπαρξης κομβοελασμάτων	Μάζα μεταλλικού φορέα ανά μονάδα επιφάνειας ( $\text{kg/m}^2$ )
Δικτυωτό	22.533	$22.533 + (15\% * 22.533) = 25.91$	212.73
Ολόσωμο	27.949	$27.949 + (5\% * 27.949) = 29.35$	240.97

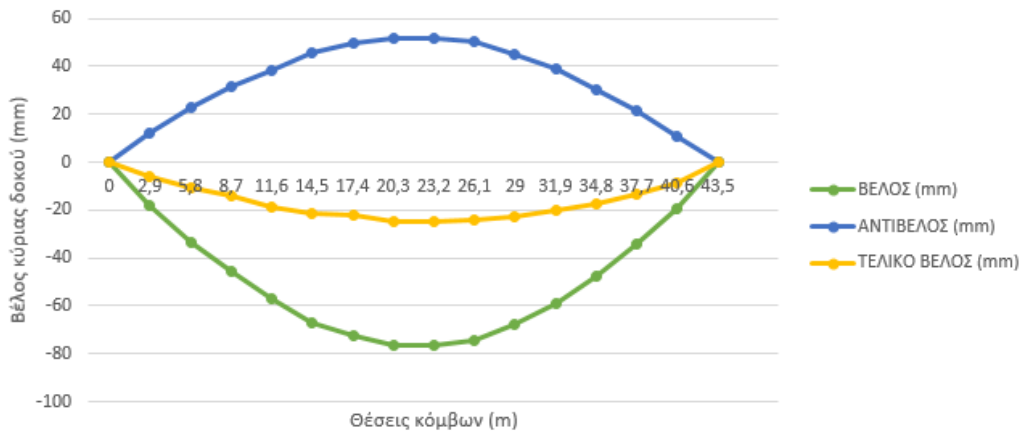
Παρατηρούμε ότι το δικτυωτό μοντέλο χρειάζεται 11.7% λιγότερο υλικό από το ολόσωμο μοντέλο, γεγονός που δείχνει ότι το δικτυωτό μοντέλο είναι αρκετά πιο οικονομικό σε σχέση με το ολόσωμο.

➤ Εντατικά μεγέθη:

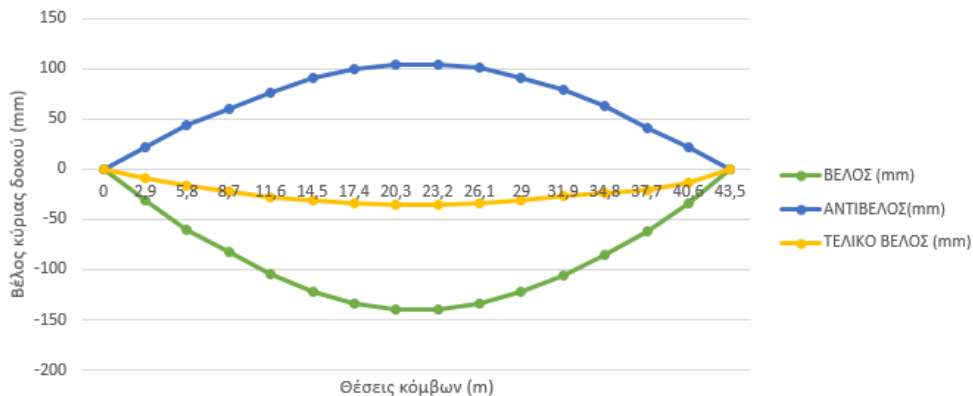
Ως προς τα εντατικά μεγέθη παρατηρήθηκαν μεγαλύτερες δυνάμεις στην περίπτωση του ολόσωμου φορέα. Αυτό συμβαίνει διότι το δικτυωτό μοντέλο λειτουργεί πολύ πιο αποδοτικά σε σχέση με το ολόσωμο.

➤ Βέλη:

Το δικτυωτό μοντέλο, λόγω του μεγάλου ύψους της δικτυωτής δοκού και του στατικού τρόπου λειτουργίας του παρουσιάζει αισθητά μικρότερο βέλος σε σχέση με το ολόσωμο.



Σχήμα 10.1: Βέλη κύριας δοκού δικτυωτού μοντέλου.



Σχήμα 10.2: Βέλη κύριας δοκού ολόσωμου μοντέλου.

➤ Συμπεριφορά σε σεισμικές δυνάμεις και σε φορτία διέλευσης πεζών

Και στις δύο περιπτώσεις, κύρια διεύθυνση ταλάντωσης σεισμού είναι η εγκάρσια οριζόντια, ως προς την οποία εμφανίζονται και οι πρώτες ιδιομορφές. Παρατηρήθηκε όμως ότι οι ιδιοσυχνότητες για το ολόσωμο μοντέλο είναι αρκετά μεγαλύτερες σε σχέση με το δικτυωτό. Όσον αφορά τις συχνότητες για τις ιδιομορφές από τα φορτία διέλευσης πεζών και στις δύο περιπτώσεις βρίσκονται σε ασφαλή περιοχή με τη διαφορά ότι στο ολόσωμο μοντέλο η συχνότητα της κατακόρυφης ιδιομορφής είναι αρκετά μεγαλύτερη σε σχέση με την αντίστοιχη του δικτυωτού και σχετικά κοντά στο όριο για την ασφαλή περιοχή.

➤ Συντελεστές εκμετάλλευσης διατομών

Στην περίπτωση του δικτυωτού μοντέλου ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης για τις δοκούς είναι 0.57, ενώ για τα διαγώνια μέλη και τους ορθοστάτες είναι 0.96. Ο αντίστοιχος μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης για τις δοκούς του ολόσωμου μοντέλου είναι 0.38.

➤ Κόστος:

Η εκτίμηση του κόστους θα γίνει με βάση το κόστος των υλικών και όχι το κόστος κατασκευής τους, όπως επίσης στο κόστος δεν θα συνεκτιμηθεί το κόστος της πλάκας του σκυροδέματος, η οποία είναι ίδια και για τις δύο περιπτώσεις. Έχοντας υπολογίσει την ποσότητα των υλικών που αποτελείται η κάθε γέφυρα και λαμβάνοντας ως τιμή του δομικού χάλυβα 1€ / kg θα γίνει ο υπολογισμός του κόστους με βάση τον τύπο  $C=M*1€/kg$ , με M τη μάζα του φορέα σε κάθε περίπτωση σε kg. Παρακάτω παρουσιάζεται το διάγραμμα του κόστους για τις δύο περιπτώσεις του φορέα και παρατηρείται ότι υπάρχει διαφορά κόστους 5416€ ανάμεσα στα δύο μοντέλα, γεγονός που επαληθεύει το συμπέρασμα που είχαμε βγάλει για την οικονομικότητα της δικτυωτής πεζογέφυρας στο σημείο που υπολογίστηκε η μάζα του εκάστοτε φορέα.



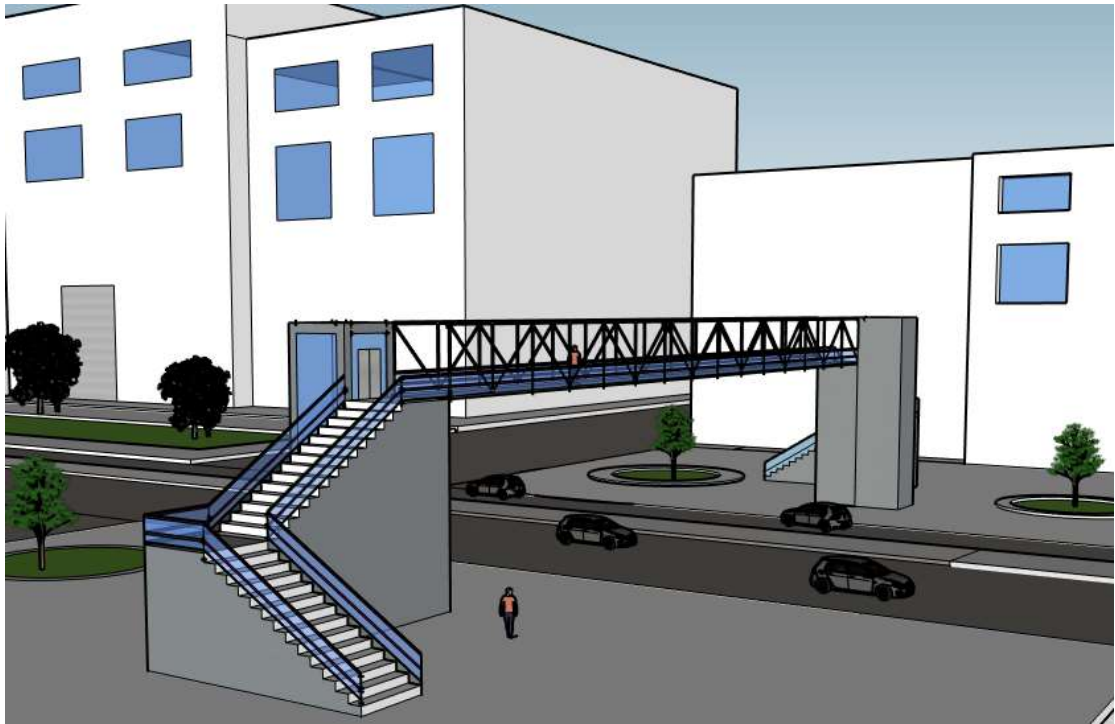
Σχήμα 10.3: Διάγραμμα συνολικού κόστους.

### 10.3 Συμπεράσματα

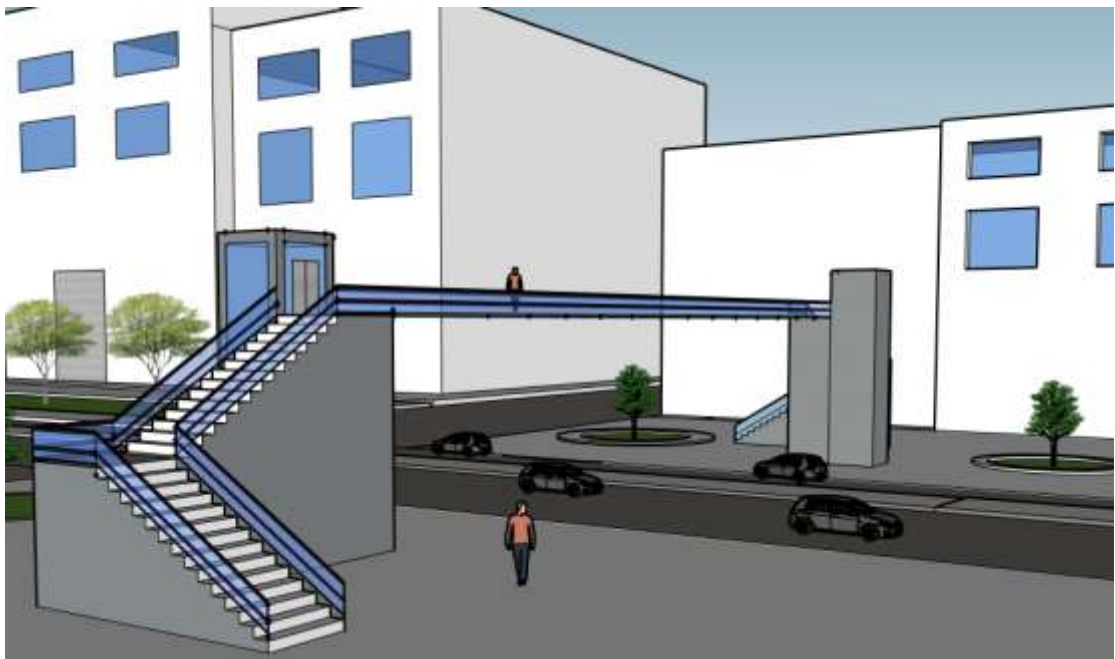
Οι εναλλακτικές του φορέα της παρούσας διπλωματικής εργασίας αναλύθηκαν και διαστασιολογήθηκαν με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας, ενώ πραγματοποιήθηκαν και κάποιοι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Όπως διαπιστώθηκε παραπάνω ο φορέας μας και με τις δύο εναλλακτικές θα επαρκούσε στους ελέγχους που έχουν πραγματοποιηθεί. Ωστόσο, παρατηρούνται σημαντικές διαφορές ανάμεσα στα μοντέλα. Το δικτυωτό μοντέλο πλεονεκτεί από άποψη κόστους, καθώς αποδείχθηκε πιο οικονομικό, και λειτουργεί πολύ πιο αποδοτικά σε σχέση με το ολόσωμο ως προς τα εντατικά μεγέθη, τα βέλη και το συντελεστή εκμετάλλευσης των διατομών. Επιπρόσθετα, το δικτυωτό μοντέλο υπερτερεί στη συμπεριφορά του σε σεισμικές δυνάμεις και σε ταλαντώσεις λόγω των φορτίων διέλευσης πεζών, καθώς παρουσιάζει αρκετά μικρές ιδιοσυχνότητες.

Επομένως, λόγω όλων των παραπάνω θεωρούμε ότι καταλληλότερο μοντέλο αποτελεί το δικτυωτό μοντέλο.





Εικόνα 10.1: Απεικόνιση του δικτυωτού μοντέλου με το πρόγραμμα Sketchup.



Εικόνα 10.2: Απεικόνιση του ολόσωμου μοντέλου με το πρόγραμμα Sketchup.

## 11 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι. (2003). «Σιδηρές κατασκευές-Ανάλυση και διαστασιολόγηση, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Βάγιας Ι., Ηλιόπουλος Α., Θανόπουλος Π. (2016). «Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Διπλωματική Εργασία : «Μελέτη μεταλλικής πεζογέφυρας», Ιάσων Κ. Βαρδακούλιας, Επιβλέπων: κ. Ιωάννης Βάγιας, καθηγητής ΕΜΠ, Αθήνα, Οκτώβριος 2012
6. Μεταπτυχιακή Εργασία : «Σχεδιασμός μεταλλικής πεζογέφυρας», Παναγιώτης Ι. Σκούρας, Επιβλέπων: κ. Ιωάννης Βάγιας, καθηγητής ΕΜΠ, Αθήνα, Οκτώβριος 2018
7. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
8. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
9. EN1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
10. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις – Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
11. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις - Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
12. EN1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
13. EN1993-1-9: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-9: Κόπωση, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005
14. EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.
15. EN 1994-2: Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Γενικοί κανόνες και κανόνες για γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2005
16. SOFISTIK AG; DYNA Manual Version 2016
17. Flesch, R.; Baudynamik Praxisgerecht; Band I Berechnungsgrundlagen; Band II Beispiele; Bauverlag Wiesbaden 1993/1997
18. Petersen Chr.; Dynamik der Baukonstruktionen, Vieweg Verlag 1996
19. Το φωτογραφικό υλικό είναι αποτέλεσμα διαδικτυακής έρευνας καθώς και υλικό από προσωπικό αρχείο.

