



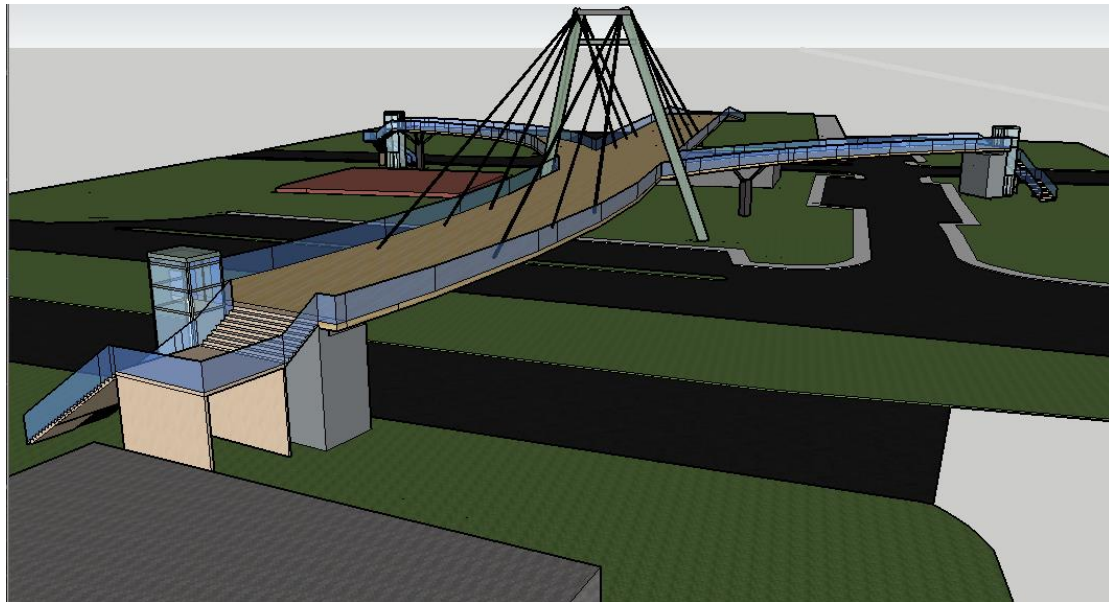
**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός, μόνρφωση και ανάλυση καλωδιωτής πεζογέφυρας

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ



**Μαρία Ι. Καρδάτου**

Επιβλέπων: κ.Ιωάννης Βάγιας, καθηγητής Ε.Μ.Π.

Συνεπιβλέπων: κ.Ανδρέας Σπηλιόπουλος, Υπ.διδάκτορας

Αθήνα, Σεπτέμβριος 2020

ΕΜΚ ΔΕ 2020/17



Copyright © Καρδάτου Μαρία, 2020

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, η αποθήκευση σε αρχείο πληροφοριών, διανομή, αναπαραγωγή, μετάφραση ή μετάδοση της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό, υπό οποιαδήποτε μορφή και με οποιοδήποτε μέσο επικοινωνίας, ηλεκτρονικό ή μηχανικό χωρίς την προηγούμενη έγγραφη άδεια της συγγραφέως. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής χρήσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν στη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τη συγγραφέα.

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από τη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσοβίου Πολυτεχνείου δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων της συγγραφέως (Ν. 5343/1932, Άρθρο 202).

Copyright © Kardatou Maria, 2020

All Rights Reserved

Neither the whole nor any part of this diploma thesis may be copied, stored in a retrieval system, distributed, reproduced, translated or transmitted for commercial purposes in any form or by any means now or hereafter known, electronic or mechanical, without the written permission from the author. Reproducing, storing and distributing this thesis for non-profitable, educational or research purposes is allowed, without prejudice to reference to its source and to conclusion of the present text. Any queries in relation to the use of the present thesis for commercial purposes must be addressed to its author.

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organization (L. 5343, art.202).



Καρδάτου Μ. Ι. (2020)

Σχεδιασμός, μόρφωση και ανάλυση καλωδιωτής πεζογέφυρας

Διπλωματική εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/17

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Kardatou M. I. (2020)

Design and analysis of a cable-stayed footbridge

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/17

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



## Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	10
<b>Abstract</b> .....	12
<b>Ευχαριστίες</b> .....	13
<b>1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	14
1.1 Γενικά.....	14
1.2 Πεζογέφυρες.....	14
1.3 Μεταλλικές καλωδιωτές πεζογέφυρες .....	17
1.4 Πεζογέφυρα στη Λεωφόρο Αθηνών .....	19
1.5 Κριτήρια και απαιτήσεις του έργου.....	21
<b>2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ</b> .....	25
2.1 Εισαγωγή .....	25
2.2 Στατικό Προσομοίωμα .....	25
2.3 Επιμέρους στοιχεία.....	31
2.3.1 Κύριες δοκοί.....	31
2.3.2 Διαδοκίδες.....	31
2.3.3 Πυλώνες.....	32
2.3.4 Συνδετήριες δοκοί πυλώνα.....	32
2.3.5 Καλώδια.....	32
2.4 Δομικά υλικά.....	33
<b>3 ΔΡΑΣΕΙΣ</b> .....	34
3.1 Εισαγωγή .....	34
3.2 Μόνιμες δράσεις.....	34
3.3 Μεταβλητές δράσεις .....	35
3.3.1 Κατακόρυφα φορτία.....	35
3.3.2 Οριζόντια φορτία.....	35
3.4 Χιόνι.....	36
3.5 Άνεμος.....	37
3.5.1 Γενικά.....	37
3.5.2 Βασικά στοιχεία ανέμου.....	37
3.5.3 Κατάστρωμα .....	43
3.5.4 Πυλώνες .....	45
3.5.5 Καλώδια.....	45
3.5.6 Υπολογισμός φορτίων.....	46

3.6 Τυχηματικές δράσεις .....	50
3.7 Θερμοκρασιακή μεταβολή .....	51
3.8 Σεισμός.....	53
<b>4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ.....</b>	<b>56</b>
4.1 Γενικά.....	56
4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	56
4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	59
<b>5 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....</b>	<b>61</b>
5.1 Λογισμικό Sofistik.....	61
5.2 Διαδικασία μοντελοποίησης.....	62
5.3 Ανάλυση.....	69
<b>6 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ .....</b>	<b>70</b>
6.1 Κατηγοριοποίηση διατομών.....	70
6.2 Κύρτωση ελασμάτων λόγω διατμητικών τάσεων .....	71
6.3 Διατομές μελών.....	71
<b>7 ΚΑΛΩΔΙΑ.....</b>	<b>76</b>
7.1 Γενικά.....	76
7.2 Δυνάμεις προέντασης.....	77
7.3 Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας ( $E_{eq}$ ) .....	77
7.4 Επιλογή κι έλεγχος καλωδίων .....	78
7.5 Αποτελέσματα .....	82
<b>8 ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ.....</b>	<b>84</b>
8.1 Έλεγχοι τάσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	84
8.2 Έλεγχοι βελών σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας .....	91
8.3 Σεισμική Ανάλυση.....	94
<b>9 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ.....</b>	<b>97</b>
9.1 Γενικά.....	97
9.2 Εύρη συχνοτήτων.....	97
9.3 Μελέτη δυναμικής απόκρισης των επιμέρους φορέων .....	98
<b>10 ΕΦΕΔΡΑΝΑ.....</b>	<b>101</b>
10.1 Γενικά.....	101
10.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων.....	102
<b>11 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ.....</b>	<b>108</b>
11.1 Συγκολλήσεις .....	108
11.2 Συνδέσεις καλωδίων.....	110
<b>12 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ – ΑΝΕΓΕΡΣΗ.....</b>	<b>112</b>



12.1 Εισαγωγή .....	112
12.2 Μεθοδολογία ανέγερσης.....	112
<b>13 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</b>	<b>118</b>



## Σχεδιασμός, μόνρφωση και ανάλυση καλωδιωτής πεζογέφυρας

Καρδάτου Μ. Ι. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι., Συνεπιβλέπων: Σπηλιόπουλος Α.)

### Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός, η μόνρφωση και η ανάλυση καλωδιωτής πεζογέφυρας εντός αστικού ιστού. Με στόχο την ασφαλή διέλευση πεζών μελετάται η κατασκευή πεζογέφυρας μέσω της οποίας εξασφαλίζεται η ζεύξη τεσσάρων σημείων. Το σημείο προορισμού της πεζογέφυρας είναι στη Λεωφόρο Αθηνών.

Αρχικά, γίνεται μια εισαγωγή στις μεταλλικές πεζογέφυρες, στα πλεονεκτήματά τους και αναλύονται τα κίνητρα που οδήγησαν στην επιλογή του συγκεκριμένου σημείου κατασκευής της γέφυρας.

Έπειτα, γίνεται μια σύντομη περιγραφή της υπό μελέτη πεζογέφυρας, των δομικών της στοιχείων, της γεωμετρίας του φορέα και των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν. Ακολουθεί ανάλυση των δράσεων που καταπονούν το τεχνικό έργο και οι συνδυασμοί των δράσεων που ελήφθησαν υπόψη με βάση τους Ευρωκώδικες.

Στη συνέχεια, περιγράφεται το πρόγραμμα προσομοίωσης (Sofistik), με το οποίο έγιναν οι αναλύσεις και τα βασικά βήματα της διαδικασίας που ακολουθήθηκε για την εισαγωγή του μοντέλου σε αυτό.

Ακολουθεί η διαστασιολόγηση των επιμέρους μελών, ώστε να ικανοποιούνται οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Σε ξεχωριστό κεφάλαιο, ελέγχεται και η δυναμική απόκριση της κατασκευής.

Στα τελευταία κεφάλαια, μελετάται η επιλογή κατάλληλων εφεδράνων, ο τρόπος υλοποίησης των συνδέσεων, η κατασκευή και η ανέγερση του φορέα μέσα από εικόνες.

Για τη μελέτη χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Sofistik. Για τα σχέδια, το πρόγραμμα Autocad, ενώ για τη ρεαλιστική απεικόνιση του έργου το Sketch up.



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

DIPLOMA THESIS

EMK ΔΕ 2020/17

**Design and analysis of a cable-stayed footbridge**

Kardatou M. I (Supervised by Vayas I., Co-supervised by Spiliopoulos A.)

Abstract

The subject of the present dissertation is the design and analysis of a cable-stayed footbridge within the urban fabric. The scope is the safe transit of pedestrians, and therefore the construction of a footbridge is being studied, through which the connection between four points will be achieved. This structure is to be placed at Athens Avenue.

Initially, a small introduction on metal footbridges is being made. An analysis on their advantages is being presented, and also the motives that lead us choosing this particular area for building such an important structure. A short description of the examined footbridge follows, which includes the presentation of its structural elements and the materials to be used.

In the ensuing chapters, the loadings, the static and antiseismic calculation procedure, according to the Eurocodes, are being introduced. Then, the “Sofistik” software is being described, its basic rules of how to build a static model, and to insert the loadings and the cross sections dimensions.

The dimensioning of the structural elements follows. This must eventually satisfy all necessary checks in the ultimate and serviceability limit states. In a next chapter the dynamic response of the footbridge is being examined.

The last chapters refer to bearings, connections and construction stages. Also many images are presented.

In order to carry out the study the “Sofistik” software was used, and the “Autocad” and “Sketch-up” softwares to respectively design and realistically depict the structure.

## Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τη διπλωματική μου εργασία, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους με στήριξαν για την υλοποίηση της.

Αρχικά, ευχαριστώ τον επιβλέποντα μου κ. Ιωάννη Βάγια για τις γνώσεις που μου μετέδωσε ιδιαίτερα τα τελευταία έτη των σπουδών μου, αλλά και για τις συμβουλές του στα πλαίσια της διπλωματικής μου εργασίας. Επίσης, ευχαριστώ θερμά τον κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για το ενδιαφέρον του και την πολύτιμη βοήθεια του γενικότερα, όλη τη διάρκεια της χρονιάς.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου - ιδιαίτερα τους γονείς μου - για την αδιάκοπη στήριξη τους σε κάθε βήμα και προσπάθεια μου κατά τη διάρκεια φοίτησης μου στη σχολή Πολιτικών Μηχανικών, αλλά και αυτούς που πίστεψαν σε μένα και ήταν πάντα δίπλα μου.

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1 Γενικά

Αδιαμφισβήτητα, οι γέφυρες είναι από τα σπουδαιότερα έργα πολιτικού μηχανικού. Ο ρόλος που έχουν οι γέφυρες είναι κομβικός αφού συνδέουν δυο απρόσιτα σημεία μεταξύ τους. Μάλιστα, κάποιες φορές δε συνδέουν απλά δύο κομμάτια γης αλλά ενδεχομένως να συνδέσουν δύο πόλεις, ακόμα και πολιτισμούς.

Με τον όρο *γέφυρα* εννοείται το τεχνικό έργο, μέσω του οποίου επιτυγχάνεται η ζεύξη δύο ή περισσοτέρων σημείων, η επικοινωνία των οποίων υπό άλλες συνθήκες θα ήταν αδύνατη ή ιδιαίτερος δυσχερής. Τα συνήθη κωλύματα που γεφυρώνονται είναι: ποτάμια και γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, συγκοινωνιακοί άξονες, εδαφικές ταπεινώσεις κλπ. Τα θέματα που απασχολούν το γεφυροποιό κατά το σχεδιασμό και τη μελέτη μιας γέφυρας είναι με σειρά σπουδαιότητας: η λειτουργικότητα, η ασφάλεια, το κόστος κι η αισθητική.

Πιο συγκεκριμένα, μια γέφυρα πρέπει βασικά να είναι λειτουργική. Για παράδειγμα, γέφυρες οι οποίες ταλαντώνονται και παρουσιάζουν μεγάλα βέλη, προκαλούν ανησυχία στους χρήστες και τελικά δε χρησιμοποιούνται, με αποτέλεσμα να ακυρώνεται αμέσως η χρησιμότητά τους. Τονίζεται όμως, ότι ως προς τα θέματα του κόστους και της αισθητικής είναι στην κρίση και στην επιλογή του μελετητή να θεωρήσει για παράδειγμα την αισθητική ως σπουδαιότερη απαίτηση σε σχέση με το κόστος. Κάτι τέτοιο, συμβαίνει συχνά στις πεζογέφυρες.

## 1.2 Πεζογέφυρες

*Πεζογέφυρες* (footbridges ή pedestrian bridges) είναι οι γέφυρες, οι οποίες έχουν σχεδιαστεί για πεζούς και σε ορισμένες περιπτώσεις για ποδηλάτες και δεν επιτρέπουν σε καμία περίπτωση την κυκλοφορία οχημάτων.

Οι γέφυρες αυτές είναι κάτι περισσότερο από μια διάβαση ή από ένα στατικό σύστημα. Είναι σα γλυπτά που δίνουν τόνο στο αστικό και όχι μόνο τοπίο. Οι πεζογέφυρες επιτρέπουν στην πράξη μεγαλύτερη ελευθερία μόρφωσης του φορέα και των κατασκευαστικών λεπτομερειών του. Το κατάστρωμα μιας πεζογέφυρας - στις περισσότερες περιπτώσεις- έχει μικρότερο πλάτος από αυτό των γεφυρών οδικής ή σιδηροδρομικής χρήσης. Κατασκευάζεται από ξύλο ή χάλυβα, αλλά συχνά χρησιμοποιείται και το σκυρόδεμα που προσφέρει διαφραγματική λειτουργία. Γενικά, βασικό χαρακτηριστικό των σύγχρονων πεζογεφυρών αποτελεί το γεγονός ότι πρόκειται για ελαφρές και λεπτές κατασκευές.

Ορισμένες πεζογέφυρες του κόσμου παρουσιάζονται στις παρακάτω φωτογραφίες:



Εικόνα 1.1: Γέφυρα του Καρόλου (Πράγα, 1402)



Εικόνα 1.2: Γέφυρα του Ριάλτο (Βενετία, 1591)



Εικόνα 1.3: Πεζογέφυρα Bernatka (Πολωνία, 2010)





Εικόνα 1.4: Πεζογέφυρα Gateshead Millennium (Αγγλία, 2001)



Εικόνα 1.5: Πεζογέφυρα Helix (Σιγκαπούρη, 2010)



Εικόνα 1.6: Πεζογέφυρα Pont des arts et métiers (Γαλλία, 2019)

### 1.3 Μεταλλικές καλωδιωτές πεζογέφυρες

Οι καλωδιωτές γέφυρες γενικά αποτελούν μια ευρέως χρησιμοποιούμενη κατηγορία γεφυρών, στις οποίες η στήριξη του καταστρώματος και των κυρίων δοκών γίνεται μέσω συστήματος καλωδίων, δηλαδή ο πυλώνας στηρίζει το κατάστρωμα μέσω των καλωδίων. Οι δυνάμεις και το βάρος του καταστρώματος μεταφέρονται μέσω αξονικού εφελκυσμού των καλωδίων στον πυλώνα και τελικά καταλήγουν στο έδαφος. Οι καλωδιωτές πεζογέφυρες αποτελούν μία πολύ πρόσφορη λύση για τη γεφύρωση μεγάλων ανοιγμάτων - χωρίς την απαίτηση ενδιάμεσων στηρίξεων - ενώ ταυτόχρονα δίνουν υψηλό αισθητικό αποτέλεσμα. Η χρήση τους είναι ιδιαίτερα ανταγωνιστική για ανοίγματα από 200m έως 2000m.

Όσον αφορά το χάλυβα ως υλικό κατασκευής, προτιμάται λόγω των πολλών πλεονεκτημάτων που διαθέτει. Ορισμένα από αυτά είναι:

- 1) Μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής
- 2) Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων
- 3) Αυξημένη αντοχή και μηχανικά χαρακτηριστικά με σημαντικά μικρότερες κι ελαφρύτερες διατομές, σε σύγκριση με το οπλισμένο σκυρόδεμα
- 4) Ταχύτητα ανέγερσης
- 5) Μεγάλη ελευθερία στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό, λόγω της ποικιλίας των διατομών που διατίθενται στην αγορά, αλλά και δυνατότητα μόρφωσης κατά παραγγελία διατομών

Παρακάτω παρουσιάζονται ορισμένες εικόνες από καλωδιωτές πεζογέφυρες:



Εικόνα 1.6: Πεζογέφυρα Ponte del Mare (Ιταλία, 2010)



Εικόνα 1.7: Πεζογέφυρα Santa Maria (Ισπανία, 2011)



Εικόνα 1.8: Πεζογέφυρα Weiden (Γερμανία, 1998)





Εικόνα 1.9: Πεζογέφυρα Celakovicka zavesena lavka (Τσεχία, 2014)

#### 1.4 Πεζογέφυρα στη Λεωφόρο Αθηνών

Η υπό μελέτη πεζογέφυρα τοποθετείται στη Λεωφόρο Αθηνών. Η Λεωφόρος Αθηνών (παλαιότερα αποκαλούμενη ως Λεωφόρος Καβάλας) είναι κύρια οδική αρτηρία, που ξεκινά από το κέντρο της Αθήνας και κατευθύνεται δυτικά, έως την Εθνική Οδό Αθηνών - Κορίνθου.

Η Λεωφόρος Αθηνών είναι από τις πλατύτερες του λεκανοπεδίου -καθώς αποτελείται από 8 λωρίδες- κι οι ταχύτητες που αναπτύσσονται σε αυτή μεγάλες. Οι υπόγειες διαβάσεις που υπάρχουν, χρησιμοποιούνται από ελάχιστους, γιατί συχνά προκαλούν φόβο, ειδικά τις βραδινές ώρες. Ωστόσο, η διάσχιση της λεωφόρου ενέχει κινδύνους για τον πεζό ακόμα κι αν το επιχειρήσει με πράσινο -για αυτόν- φανάρι. Σύμφωνα με πρόσφατες έρευνες, τα περισσότερα τροχαία ατυχήματα συμβαίνουν σε κατοικημένες περιοχές σε ποσοστό 87% περίπου, με ταχύτητες κοντά στα 50 χλμ/ώρα. Επιπλέον, σύμφωνα με έρευνα του Κέντρου Διαχείρισης της Κυκλοφορίας Αττικής για την εν λόγω περιοχή, εντός μιας 4ετίας (2011-2015) έγιναν περίπου 180 τροχαία, με 7 νεκρούς και 19 σοβαρούς τραυματισμούς. Η ανάγκη λοιπόν για τη δημιουργία πεζογέφυρας κρίνεται επιτακτική.

Μέσω αυτής, πολλά χρόνια μετά τη διάνοιξη και λειτουργία της λεωφόρου Αθηνών μπορεί να υλοποιηθεί ένα διαχρονικό αίτημα όλης της πόλης, δηλαδή να γίνει ασφαλέστερη η διέλευση της λεωφόρου από τους πεζούς και να μη χαθούν άλλες ζωές. Η λεωφόρος χώρισε την πόλη στα δύο και δημιούργησε πρόσθετα προβλήματα

στην καθημερινότητα των κατοίκων, χωρίς να υπάρξουν έργα κυκλοφοριακής αποσυμφόρησης και διευκόλυνσης των πεζών. Τα παραπάνω προβλήματα και αδυναμίες μπορούν να αντιμετωπιστούν αποτελεσματικά μέσω της πεζογέφυρας, καθώς οι πεζοί διασχίζοντας τη λεωφόρο πολλά μέτρα πάνω από το έδαφος, θα νιώθουν ασφάλεια κι ευχαρίστηση.

Παρακάτω ακολουθούν ενδεικτικές εικόνες της περιοχής:



Εικόνα 1.10: Λεωφόρος Αθηνών (στο ύψος του Χαϊδαρίου)



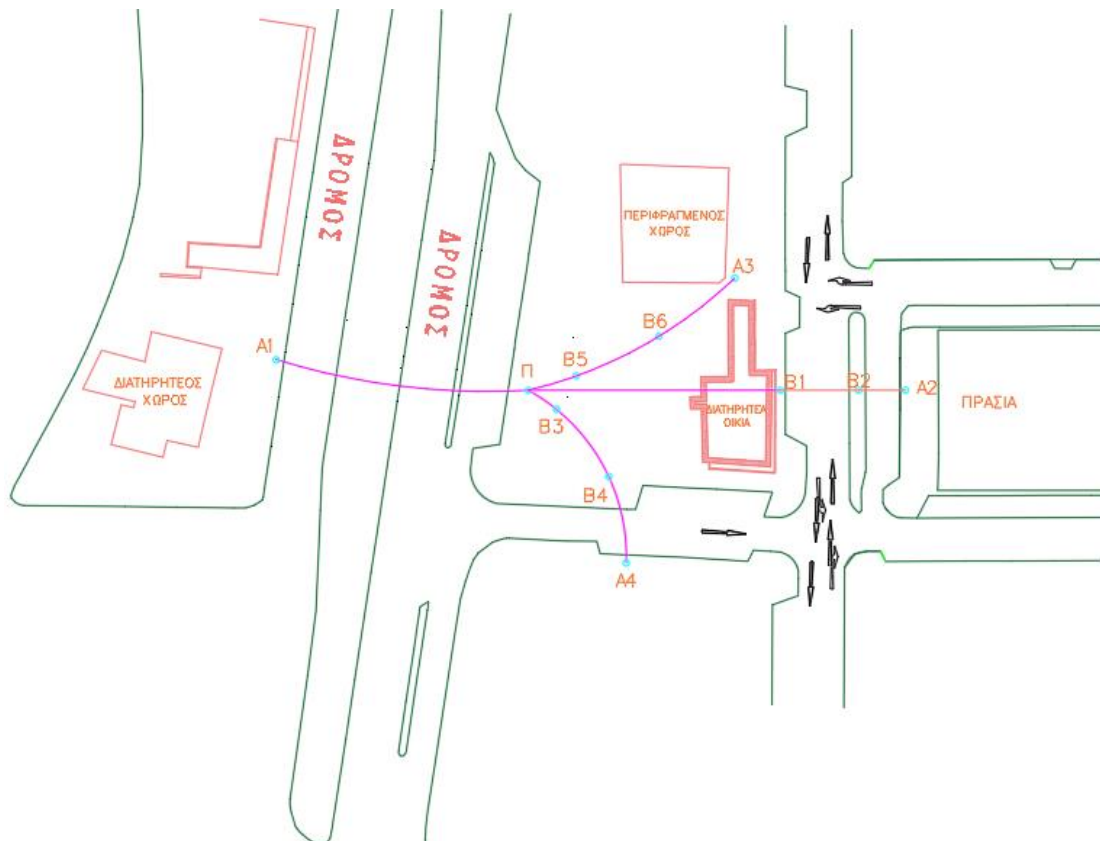
Εικόνα 1.11: Διασχίζοντας τη Λεωφόρο Αθηνών με κόκκινο φανάρι



Εικόνα 1.12: Απουσία προστατευτικών κυκλιδωμάτων

### 1.5 Κριτήρια και απαιτήσεις του έργου

Παρακάτω παρατίθεται μια σκαρίφηματική αποτύπωση της υπό μελέτη περιοχής. Βάσει των περιορισμών αυτής της αποτύπωσης, επιλέχθηκαν χαρακτηριστικά του έργου όπως είναι: η επιλογή του στατικού συστήματος, οι θέσεις των ακροβάθρων, κλπ.

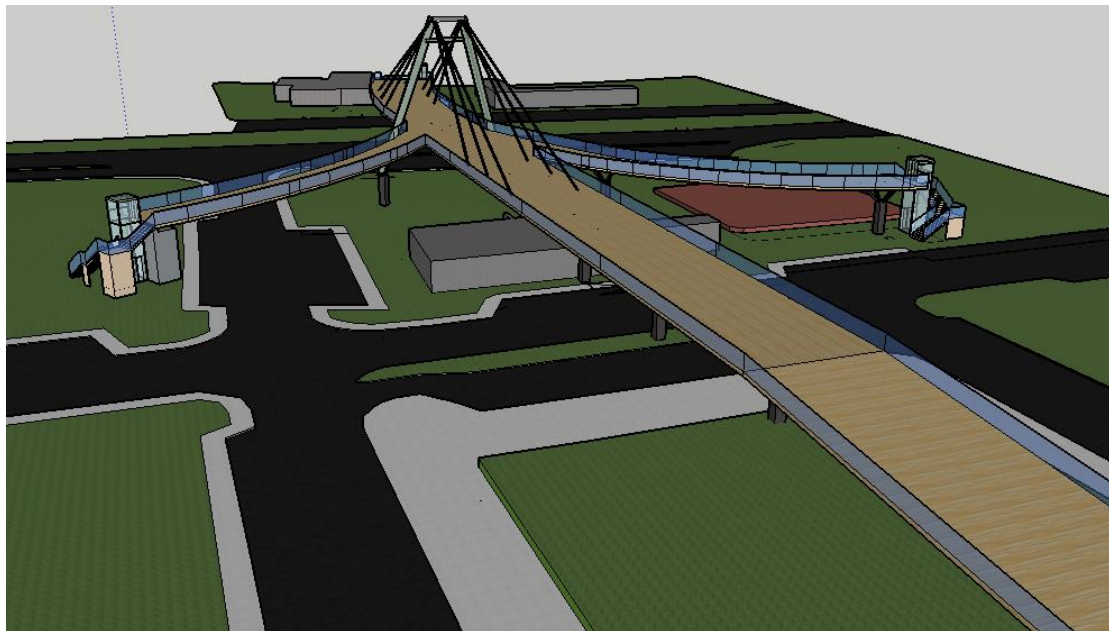


Εικόνα 1.13: Σκαρίφημα της υπό μελέτη περιοχής

Ένας από του στόχους ήταν η μόρφωση κι ο σχεδιασμός μιας πεζογέφυρας τέτοιας, που να σέβεται τον περιβάλλοντα χώρο και βασικά να συντελεί στη ζεύξη των σημείων A1 κι A2 (εικόνα 1.13). Μεταξύ των προαναφερόμενων σημείων, αξίζει να τονιστεί ότι υπήρχαν κτίσματα με ιδιαίτερη σημασία, τα οποία σε καμία περίπτωση δε θα μπορούσαν να κατεδαφιστούν, ώστε στη θέση τους να τοποθετηθεί ένα βάθρο για παράδειγμα. Επιπλέον, το μεγάλο πλάτος του δρόμου (45m) -στα αριστερά- απαγόρευε την τοποθέτηση βάρους σε μήκος μικρότερο από 45m από το σημείο A1. Για αυτό το λόγο, επιλέχθηκε η κατασκευή μιας καλωδιωτής γέφυρας -εν μέρει- , η οποία είναι τεχνικά και οικονομικά συμφέρουσα λύση. Παράλληλα, μια τέτοια κατασκευή αποτελεί μια αισθητικά όμορφη και κομψή προσθήκη στο τοπίο. Όσον αφορά τα καμπύλα κομμάτια, το κάτω καμπύλο εξυπηρετεί τη διέλευση πάνω από το δρόμο, ενώ μέσω του άνω καμπύλου, ο χρήστης καταλήγει σε ένα διαφορετικό σημείο, κοντά στη διέλευση δυο δρόμων.

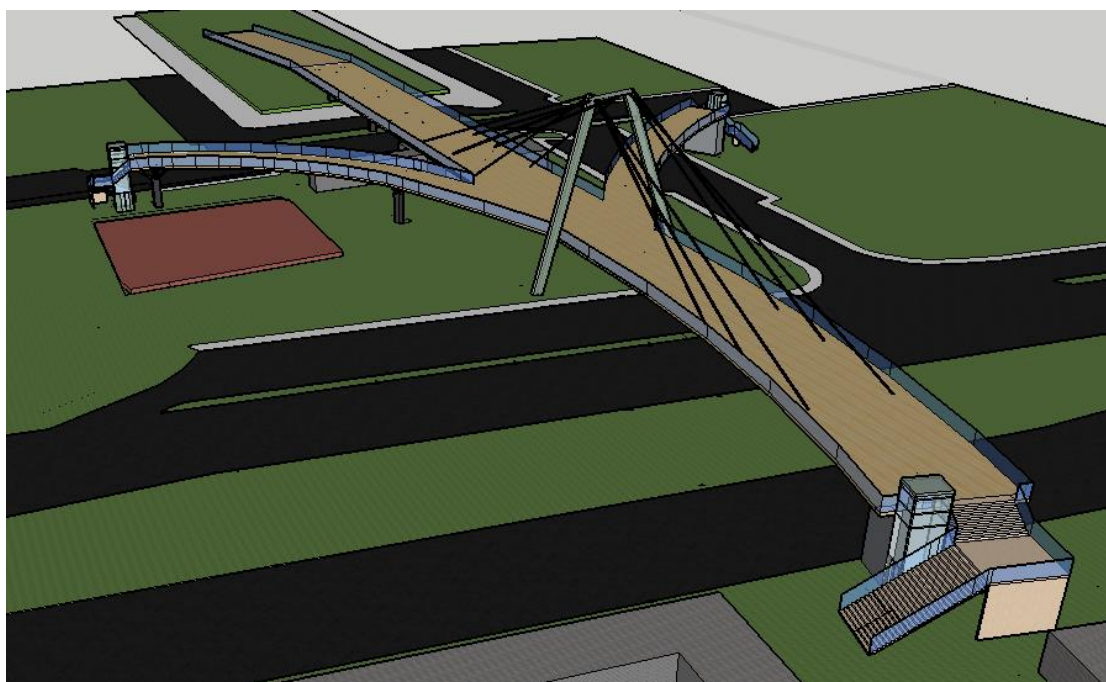
Για την πρόσβαση στην πεζογέφυρα, θα κατασκευαστούν στα ακρόβαθρα A1, A3 κι A4 για τους πεζούς σκάλα, ενώ για την εξυπηρέτηση των ΑΜΕΑ και των ποδηλάτων θα υπάρξει ανελκυστήρας. Στο ακρόβάθρο A2 θα υπάρξει ράμπα κλίσης 9% , η οποία θα διευκολύνει την πρόσβαση όλων των χρηστών της πεζογέφυρας.

Παρακάτω ακολουθούν ορισμένες φωτορεαλιστικές απεικονίσεις της πεζογέφυρας, οι οποίες έγιναν μέσω του προγράμματος Sketch up.

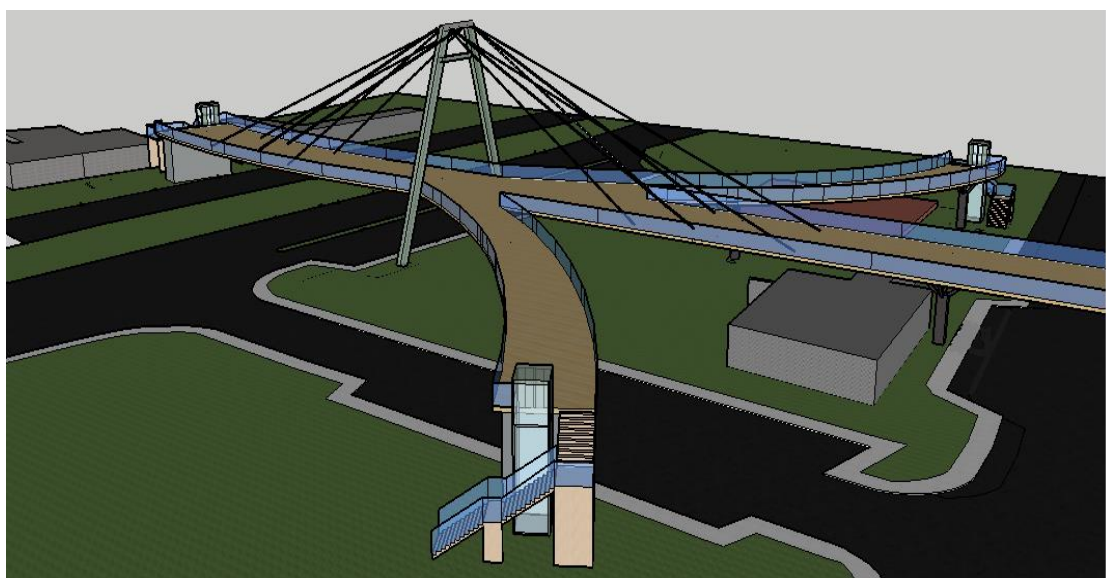


Εικόνα 1.14: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας από το A2



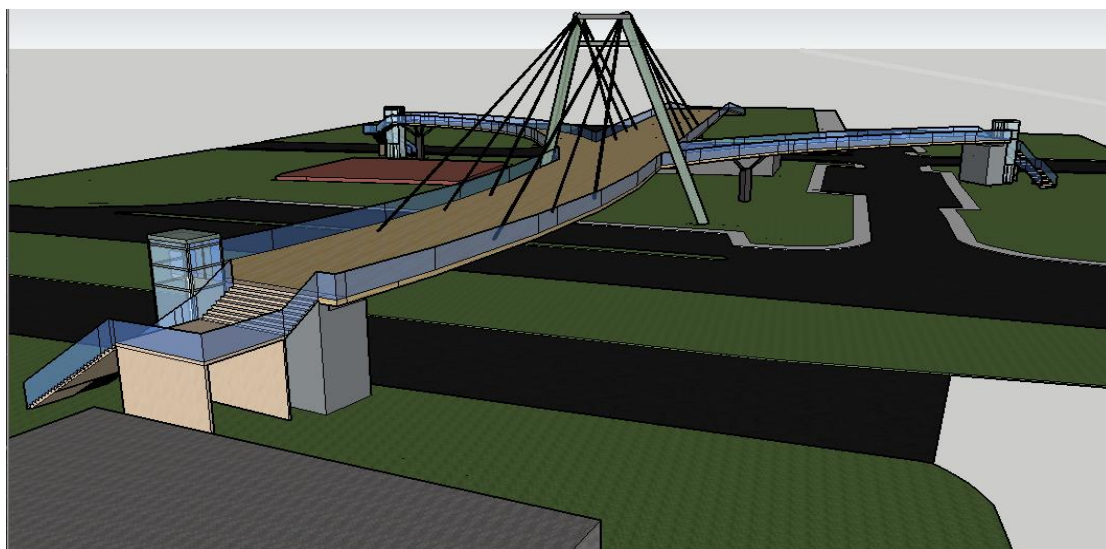


Εικόνα 1.15: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας

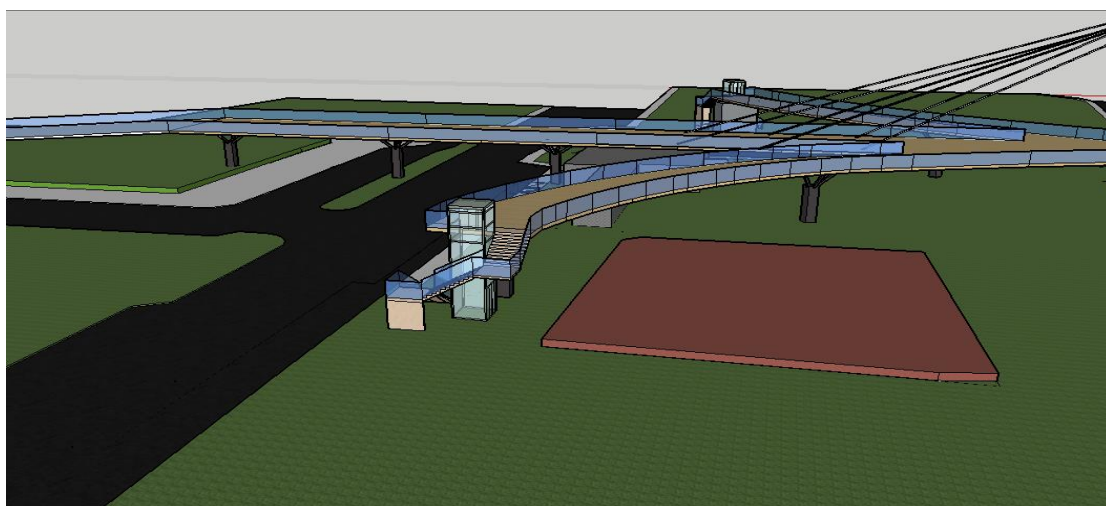


Εικόνα 1.16: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας από το Α4

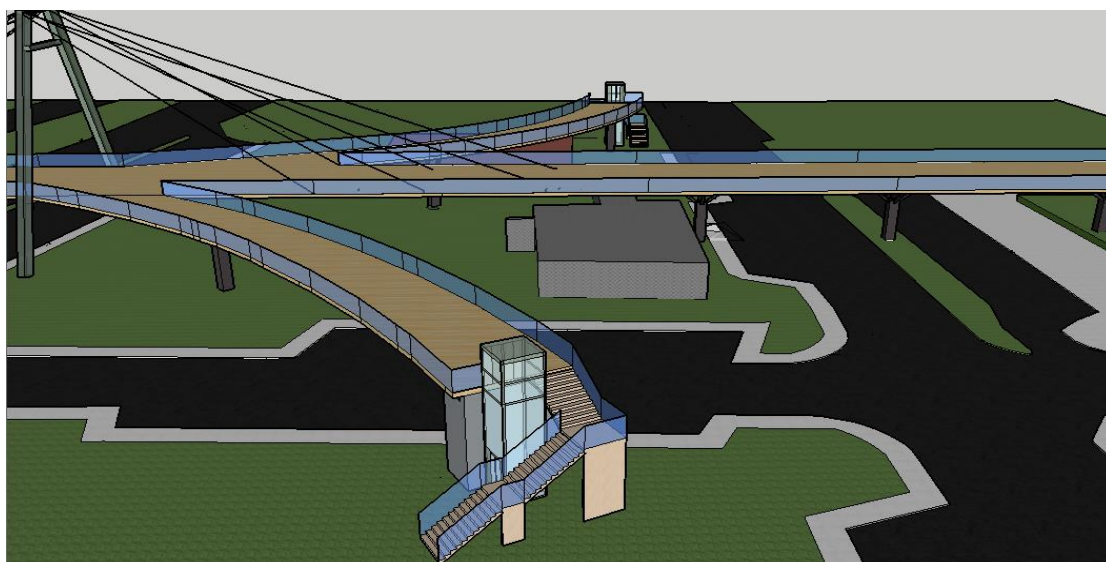




Εικόνα 1.17: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας από το A1



Εικόνα 1.18: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας από το A3



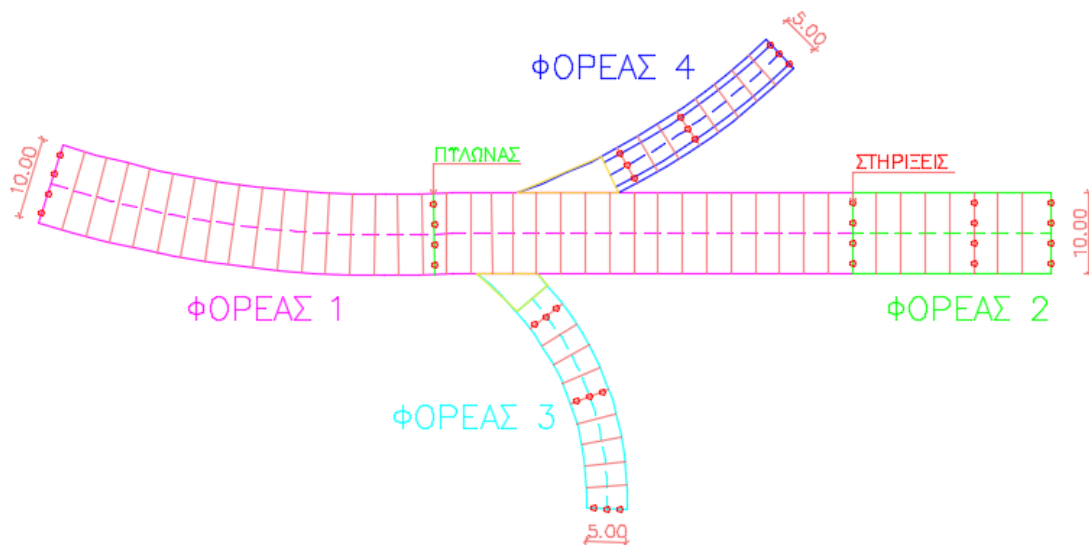
Εικόνα 1.19: Φωτορεαλιστική απεικόνιση πεζογέφυρας από το A4

## 2 ΜΟΡΦΩΣΗ ΠΕΖΟΓΕΦΥΡΑΣ

### 2.1 Εισαγωγή

Σχεδιάστηκε και μελετήθηκε πεζογέφυρα, η οποία αποτελείται από τέσσερις στατικώς ανεξάρτητους υποφορείς. Το ευθύγραμμο κομμάτι της πεζογέφυρας έχει πλάτος ίσο με 10m, συνολικό μήκος 124m και αποτελείται από τους φορείς 1 και 2.

Τα καμπύλα τμήματα - φορείς 3 και 4 - μελετήθηκαν ανεξάρτητα από τον ευθύγραμμο φορέα, έχουν πλάτος ίσο με 5m και είναι συνολικού ανοίγματος 27m και 30m αντίστοιχα -σε καμπύλη κάτοψη- το καθένα.



Σχήμα 2.1: Σχηματική κάτοψη του καταστρώματος της πεζογέφυρας

### 2.2 Στατικό Προσομοίωμα

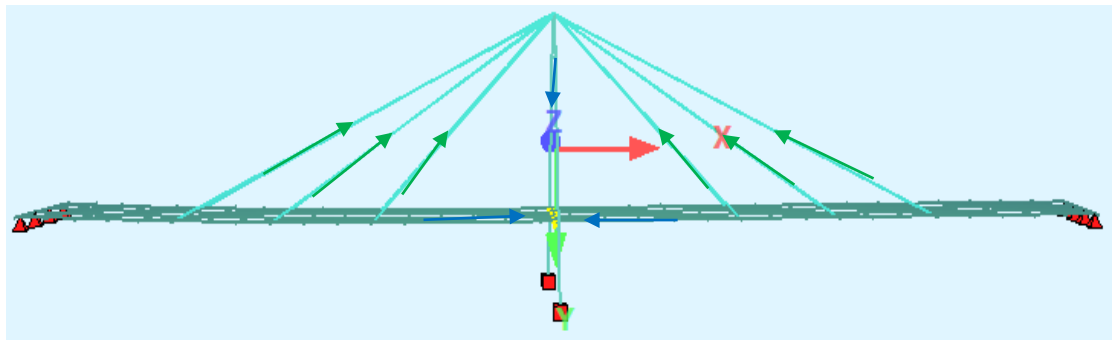
#### ➤ Φορέας 1

Είναι καλωδιωτός συνολικού ανοίγματος 99m και πλάτους 10m. Το κατάστρωμα εδράζεται στο ακρόβαθρο A1, στο βάθρο B1 και στον πυλώνα (εικόνα 1.13). Η έδραση του πυλώνα είναι μορφωμένη με τέτοιο τρόπο, ώστε να δεσμεύονται κι οι οριζόντιοι βαθμοί ελευθερίας του καταστρώματος (αρθρώσεις), ενώ οι εδράσεις επί των ακροβάθρων δεσμεύουν μόνο την κατακόρυφη και την εγκάρσια διεύθυνση (κύλιση στη διαμήκη διεύθυνση). Οι κυλίσεις τοποθετούνται ώστε να μην παρεμποδίζεται η συστολή/διαστολή του καταστρώματος λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Η στήριξη του πυλώνα στο έδαφος προσομοιώθηκε με πάκτωση. Επίσης, ο φορέας 1 αποτελείται από 4 κύριες δοκούς, οι οποίες απέχουν 2.5m μεταξύ τους και από επαναλαμβανόμενες ανά 3m διαδοκίδες, με εξαίρεση τις θέσεις στην περιοχή του πυλώνα, όπου γίνεται πύκνωση (σχήμα 2.4). Τόσο οι κύριες δοκοί, όσο κι οι διαδοκίδες είναι διατμητικά συνδεδεμένες με την πλάκα του καταστρώματος. Οι σειρές καλωδίων (1) και (6) τοποθετούνται σε απόσταση 34.5m από τον πυλώνα, οι

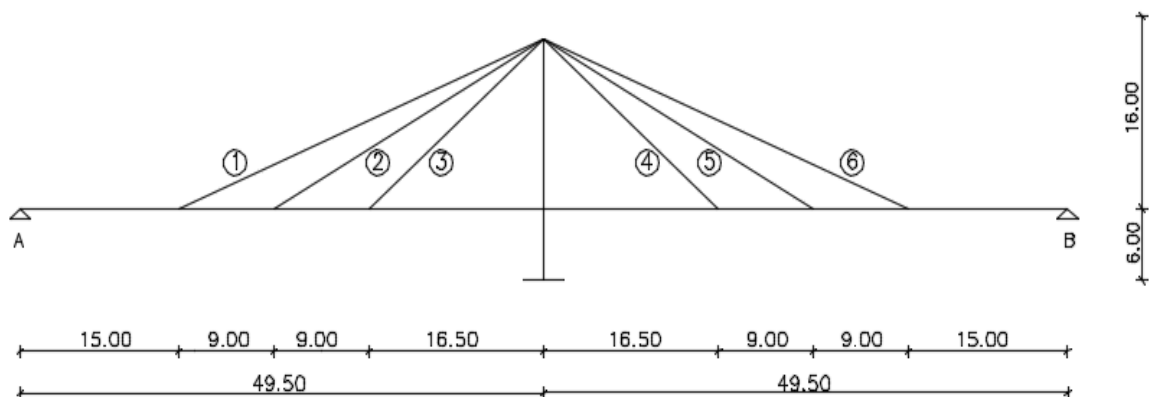
σειρές (2) και (5) σε απόσταση 25.5m και οι σειρές (3) και (4) σε απόσταση 16.5m από αυτόν (σχήμα 2.2).

Η επεξήγηση του στατικού μοντέλου κι η πορεία που ακολουθούν τα φορτία έως ότου φτάσουν στο έδαφος έχει ως εξής:

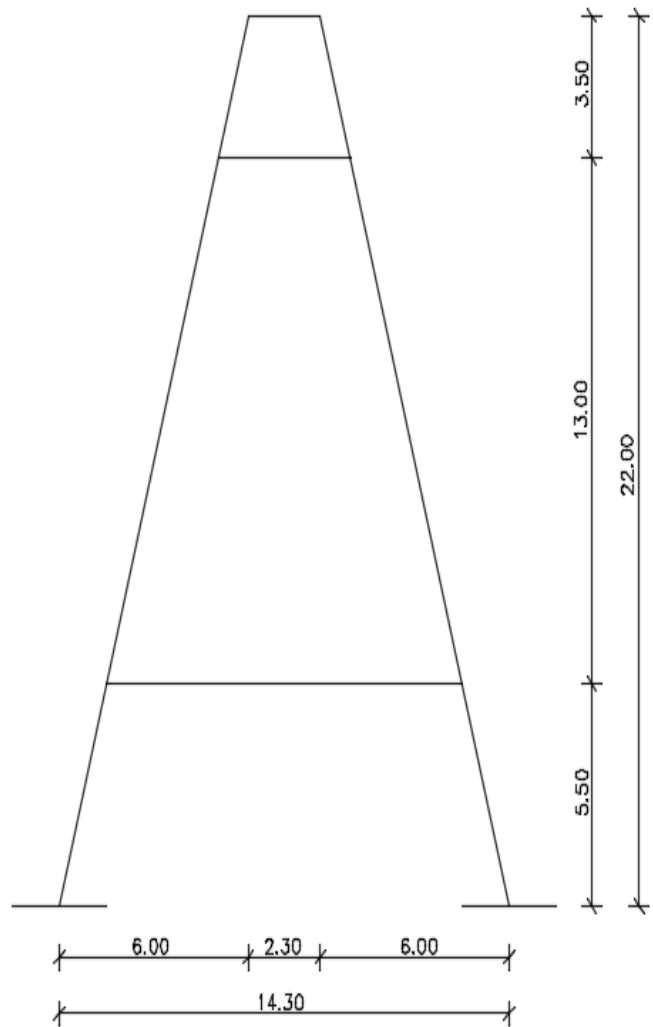
- Τα φορτία μεταβιβάζονται από το κατάστρωμα στις κύριες δοκούς, οι οποίες τα αναλαμβάνουν μέσω κάμψης και διάτμησης.
- Έπειτα, τα φορτία μεταφέρονται μέσω εφελκυστικών δυνάμεων από τα καλώδια στους πυλώνες. Οι παραπάνω εφελκυστικές δυνάμεις αναλύονται σε μια κατακόρυφη κι οριζόντια συνιστώσα. Η κατακόρυφη συνιστώσα προκαλεί θλίψη στον πυλώνα, ενώ η οριζόντια συνιστώσα εισάγει μια θλιπτική δύναμη στις κύριες δοκούς.
- Τέλος τα φορτία μεταφέρονται στο έδαφος κυρίως μέσω του πυλώνα, αλλά και μέσω των υπόλοιπων βάθρων.



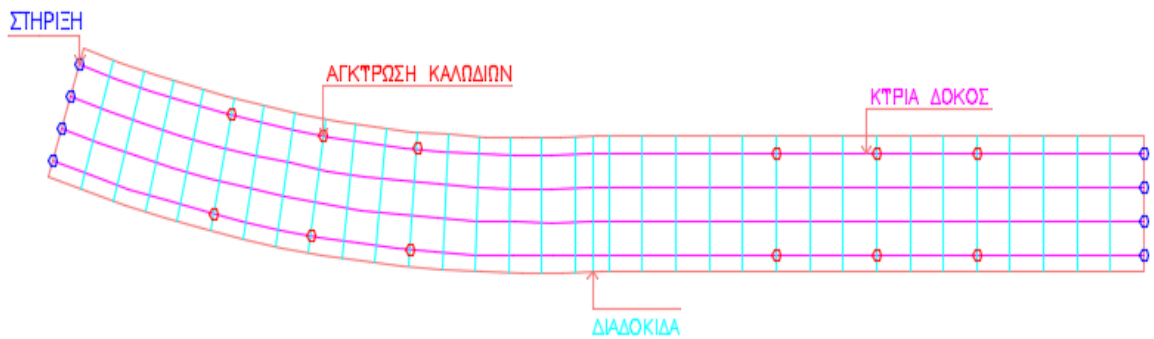
Εικόνα 2.1: Μεταφορά αξονικών δυνάμεων στο φορέα (με πράσινο οι εφελκυστικές δυνάμεις και με μπλε οι θλιπτικές)



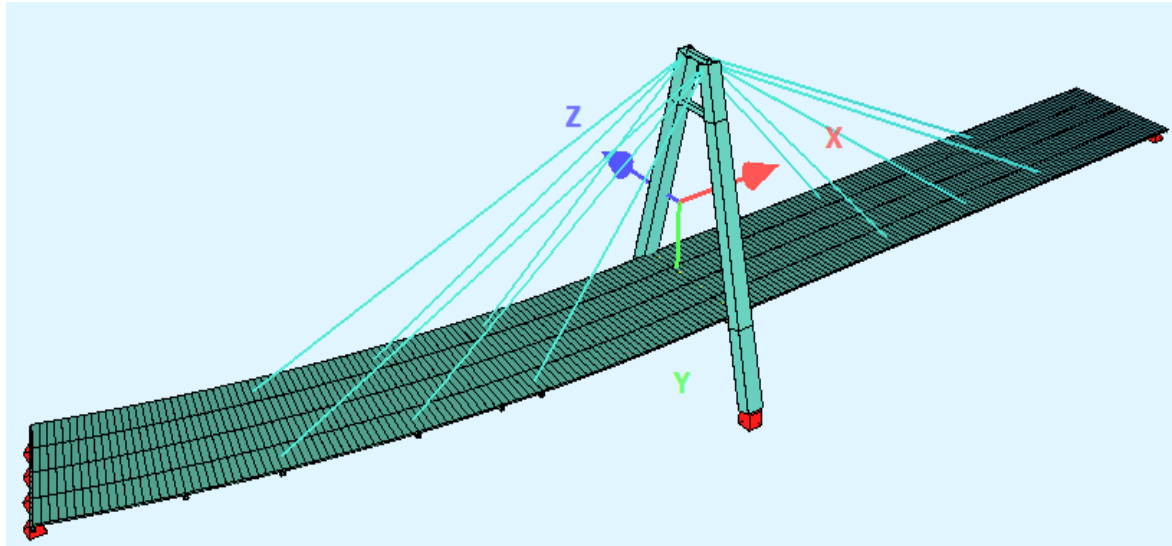
Σχήμα 2.2: Όψη του φορέα 1 κατά τη διαμήκη διεύθυνση



Σχήμα 2.3: Όψη του πυλώνα



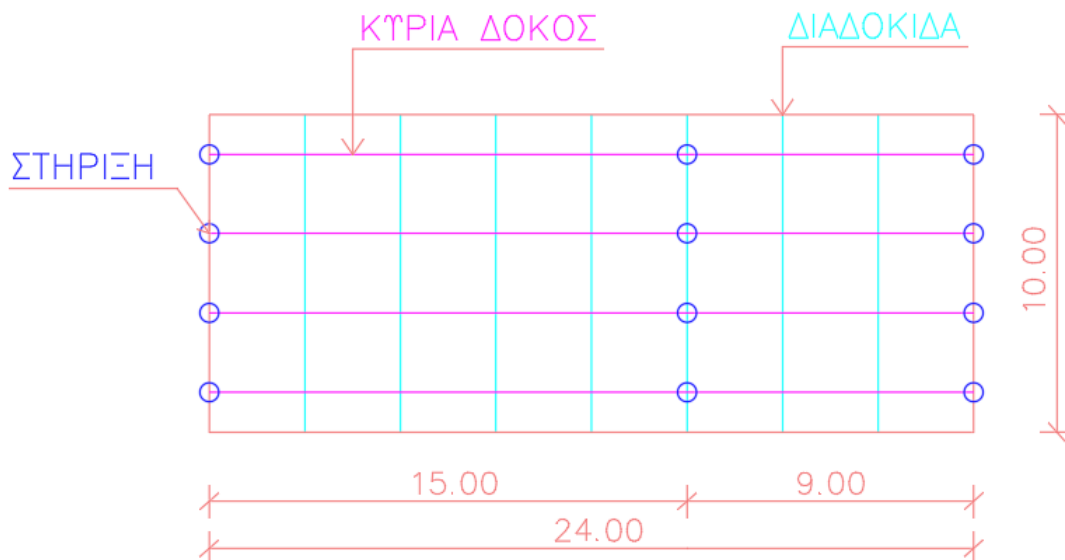
Σχήμα 2.4: Κάτοψη φορέα 1



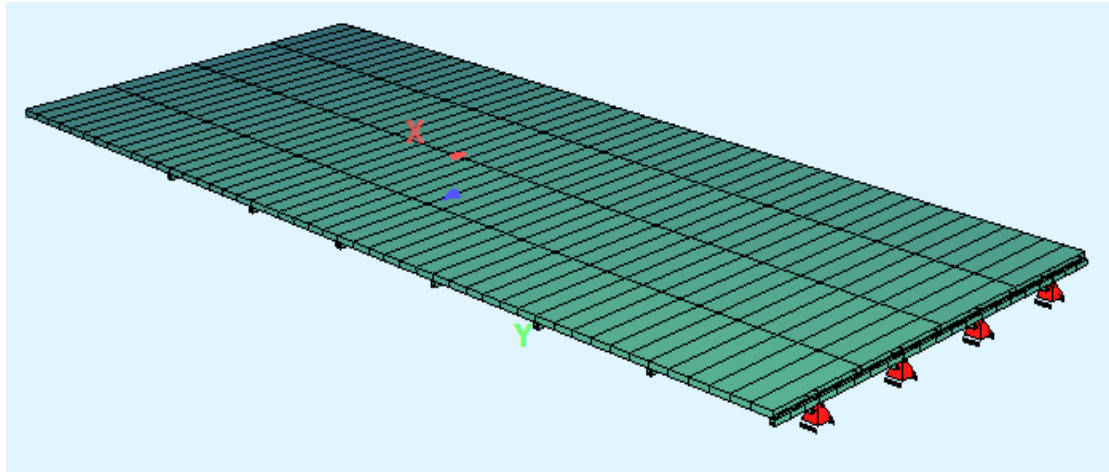
Σχήμα 2.5 : Τρισδιάστατο προσομοίωμα (3D) του φορέα 1 από το πρόγραμμα ανάλυσης

➤ Φορέας 2

Ο φορέας 2 είναι συνεχής δύο άνισων ανοιγμάτων με μήκη  $L_{2,i} = 15\text{m}$  κι  $L_{2,ii}=9\text{m}$  αντίστοιχα και πλάτος ίσο με 10m. Η διάταξη των διαδοκίδων και των κυρίων δοκών είναι ίδια με αυτή του φορέα 1. Εδράζεται στα ακρόβαθρα επί εφεδράνων, τα οποία επιτρέπουν τη σχετική κίνηση του φορέα κατά τη διαμήκη διεύθυνση.



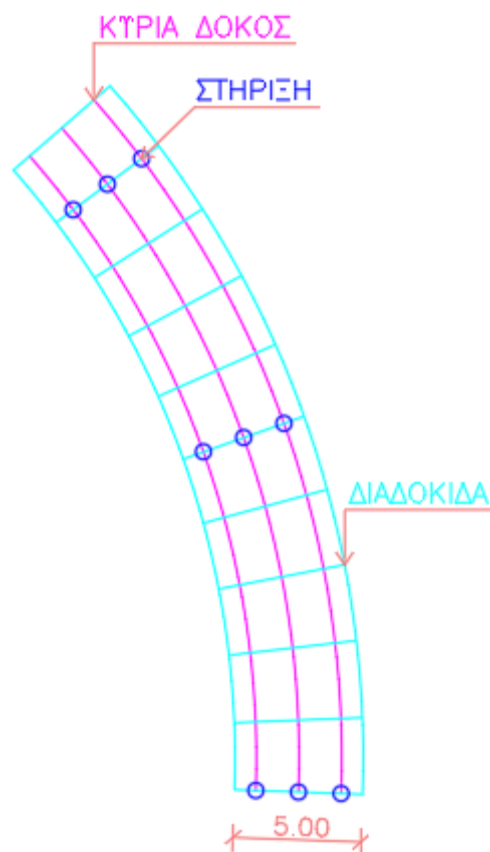
Σχήμα 2.6: Κάτοψη φορέα 2



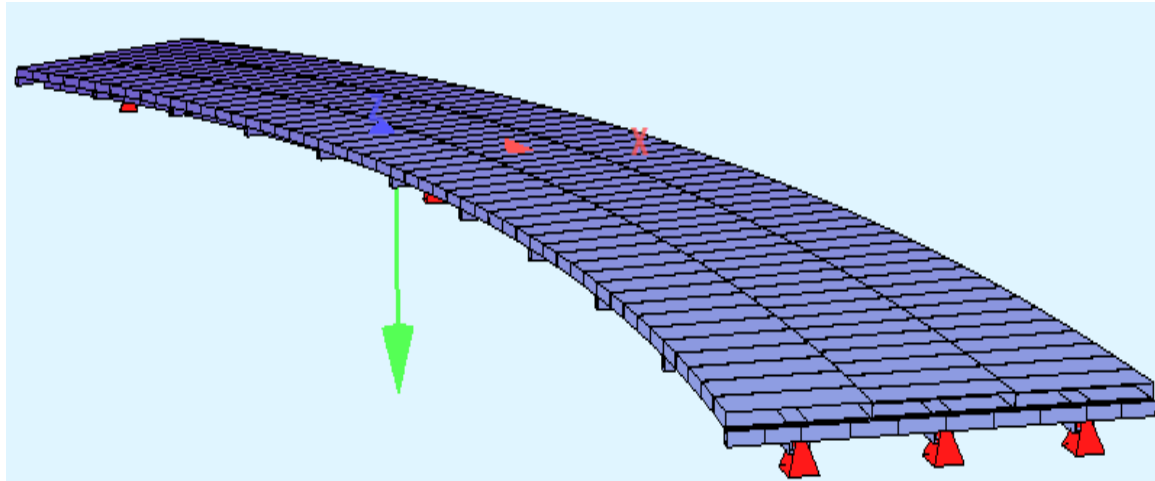
Σχήμα 2.7: Τρισδιάστατο προσομοίωμα (3D) του φορέα 2 από το πρόγραμμα ανάλυσης

➤ Φορέας 3

Ο φορέας 3 είναι συνεχής δύο άνισων ανοιγμάτων με πρόβολο, με μήκη ανοιγμάτων  $L_{3,i} = 15\text{m}$  και  $L_{3,ii} = 12\text{m}$  αντίστοιχα,  $L_{\text{προβόλου}} = 3\text{m}$  και πλάτος ίσο με 5m. Οι διαδοκίδες διατάσσονται ανά 3m, οι κύριες δοκοί είναι 3 συνολικά και απέχουν 1.67m μεταξύ τους και 0.83m από τα άκρα του καταστρώματος.



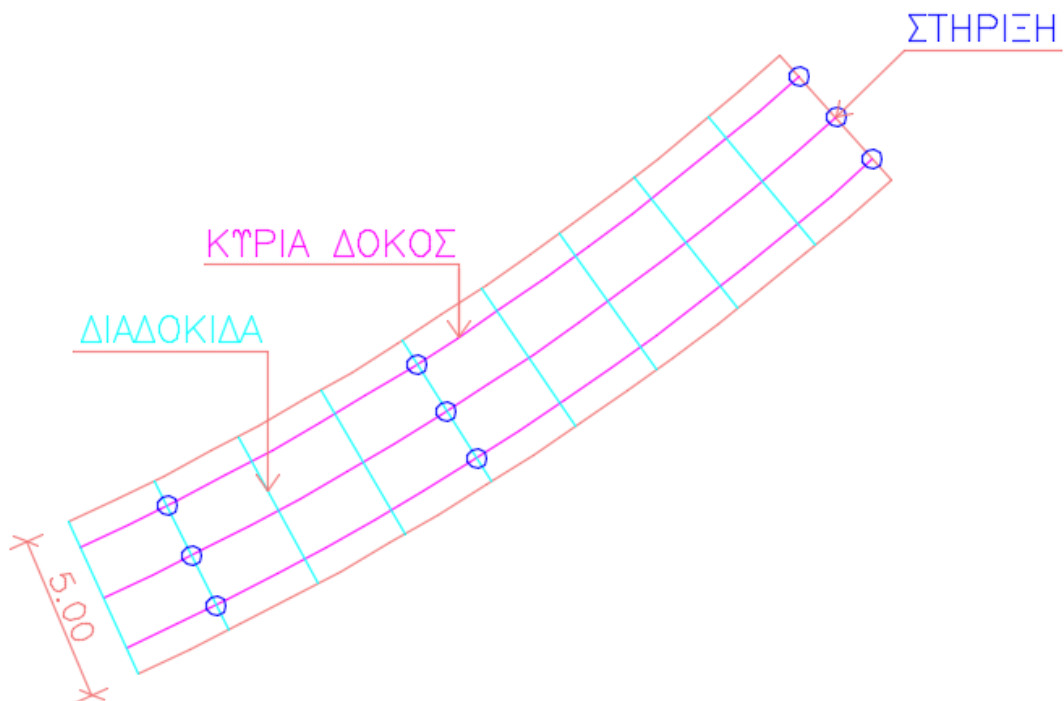
Σχήμα 2.8: Κάτοψη φορέα 3



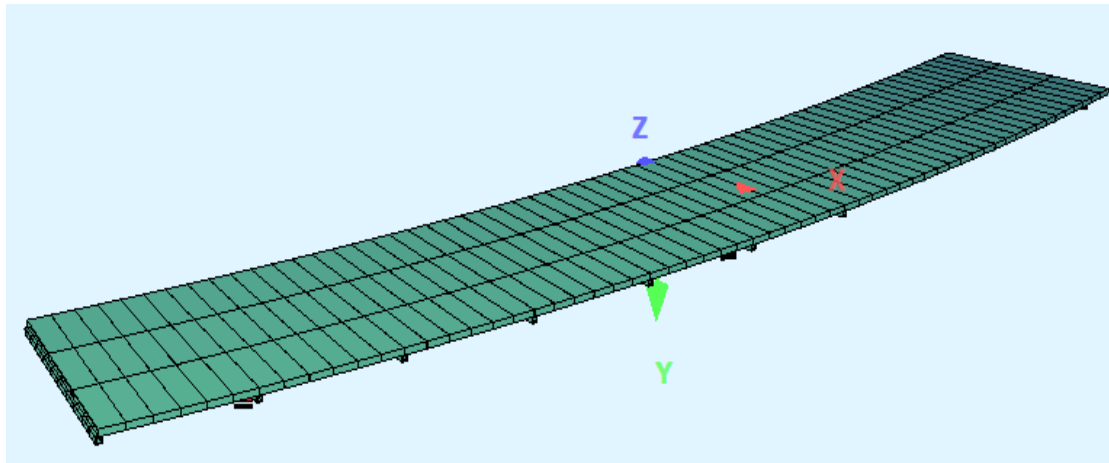
Σχήμα 2.9: Τρισδιάστατο προσομοίωμα (3D) του φορέα 3 από το πρόγραμμα ανάλυσης

➤ Φορέας 4

Ο φορέας 4 είναι συνεχής δύο άνισων ανοιγμάτων με πρόβολο, με μήκη ανοιγμάτων  $L_{4,i} = 15\text{m}$  κι  $L_{4,ii} = 9\text{m}$  αντίστοιχα,  $L_{\text{πρόβολου}} = 3\text{m}$  και πλάτος ίσο με 5m. Η διάταξη των κυρίων δοκών και των διαδοκίδων είναι ίδια με αυτή του φορέα 3.



Σχήμα 2.10: Κάτοψη φορέα 4



Σχήμα 2.11: Τρισδιάστατο προσομοίωμα (3D) του φορέα 4 από το πρόγραμμα ανάλυσης

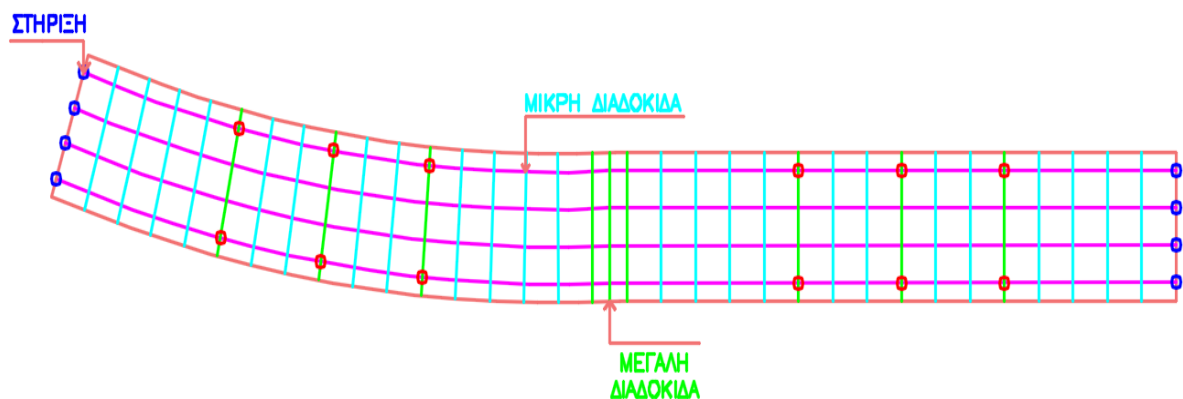
## 2.3 Επιμέρους στοιχεία

### 2.3.1 Κύριες δοκοί

Οι κύριες δοκοί έχουν σε όλους τους φορείς ορθογωνική διατομή. Επιλέχθηκε κοίλη διατομή λόγω της διπλής κάμψης που τις καταπονεί. Όλα τα φορτία του καταστρώματος παραλαμβάνονται αρχικά από τις διαδοκίδες και μεταφέρονται στις κύριες δοκούς.

### 2.3.2 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες έχουν ορθογωνική διατομή με διάταξη ανά 3m. Εξάιρεση αποτελούν τοπικά οι θέσεις στην περιοχή του πυλώνα, όπου διατάσσονται ανά 1.5m. Μάλιστα, οι διαδοκίδες σε αυτές τις θέσεις και στις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων έχουν σημαντικά μεγαλύτερη διατομή από τις υπόλοιπες. Οι διαδοκίδες στηρίζονται στις κύριες δοκούς και λειτουργούν πρακτικά ως αμφιπροέχουσες συνεχείς δοκοί 3 ανοιγμάτων.



Σχήμα 2.12: Τυπική διάταξη καταστρώματος όπου φαίνεται η ενισχυμένη περιοχή των διαδοκίδων



### 2.3.3 Πυλώνας

Ορισμένοι παράγοντες που λαμβάνονται υπόψη κατά τη μόρφωση του πυλώνα είναι: i) οι απαιτήσεις του στατικού συστήματος ii) οι τυχόν κατασκευαστικοί περιορισμοί που μπορεί να παρουσιαστούν. Στην παρούσα μελέτη επιλέχτηκε πυλώνας μορφής Α λόγω της πολύ υψηλής δυσκαμψίας που έχει. Βέβαια, η κατασκευή του είναι δυσκολότερη σε σχέση με αυτή ενός συμβατικού πυλώνα μορφής προβόλου. Είναι πακτωμένος στη βάση του και έχει διατομή κοίλη ορθογωνική μειούμενη, με σκοπό τη βέλτιστη εκμετάλλευση του φορέα, αφού τα εντατικά μεγέθη βαίνουν μειούμενα από τη βάση στην κορυφή.

### 2.3.4 Συνδετήριες δοκοί πυλώνα

Οι συνδετήριες δοκοί που ενώνουν τους πυλώνες (άνω) είναι χαλύβδινες κιβωτοειδείς με σταθερό ύψος και πάχος τοιχωμάτων. Αντίστοιχα, η δοκός στην οποία εδράζεται το κατάστρωμα (κάτω) στη θέση των πυλώνων είναι χαλύβδινη, κιβωτοειδούς διατομής, αλλά με μεταβλητό ύψος. Πιο συγκεκριμένα, στα άκρα το ύψος της δοκού είναι μεγαλύτερο λόγω των αυξημένων απαιτήσεων για παραλαβή της ροπής, ενώ στο άνοιγμα μειώνεται. Η σύνδεση της κάτω συνδετήριας δοκού με το κατάστρωμα προσομοιώθηκε στο λογισμικό ανάλυσης μέσω constraints.

### 2.3.5 Καλώδια

Τα καλώδια που προβλέπεται να χρησιμοποιηθούν είναι τύπου full locked ( κλώνοι κλειστής περιέλιξης ) της εταιρείας PFEIFER. Τα καλώδια αυτά είχαν αρχική εφαρμογή στις κρεμαστές γέφυρες και συγκεκριμένα στους αναρτήρες. Στον πυρήνα τους τοποθετούνται κυκλικής διατομής σύρματα, ενώ περιμετρικά του πυρήνα "στρώσεις" συρμάτων, οι οποίες κλειδώνουν μεταξύ τους. Επίσης, τοποθετούνται εύκολα και δεν απαιτούν μεγάλο χώρο για την αγκύρωση τους.



Εικόνα 2.2: Τυπική διατομή καλωδίου τύπου PV

## 2.4 Δομικά υλικά

Για την κατασκευή της πεζογέφυρας επιλέχθηκαν τα παρακάτω υλικά:

- Δομικός χάλυβας S355  
Μέτρο ελαστικότητας:  $E = 210 \text{ GPa}$   
Σταθερά Poisson:  $\nu = 0.3$   
Ειδικό βάρος:  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$   
Όριο διαρροής:  $f_y = 355 \text{ MPa}$   
Εφελκυστική αντοχή:  $f_u = 510 \text{ MPa}$
  
- Δομικός χάλυβας S420  
Μέτρο ελαστικότητας:  $E = 210 \text{ GPa}$   
Σταθερά Poisson:  $\nu = 0.3$   
Ειδικό βάρος:  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$   
Όριο διαρροής:  $f_y = 420 \text{ MPa}$   
Εφελκυστική αντοχή:  $f_u = 520 \text{ MPa}$
  
- Σκυρόδεμα C35/45  
Μέτρο ελαστικότητας:  $E = 33.5 \text{ GPa}$   
Σταθερά Poisson:  $\nu = 0.2$   
Ειδικό βάρος:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$   
Αντοχή:  $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
  
- Χάλυβας οπλισμού B500C  
Όριο διαρροής:  $f_y = 500 \text{ MPa}$
  
- Χάλυβας προέντασης Y1570C  
Ενεργό μέτρο ελαστικότητας:  $E = 160 \text{ GPa}$   
Σταθερά Poisson:  $\nu = 0.3$   
Ειδικό βάρος:  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$   
Όριο διαρροής:  $f_y = 1300 \text{ MPa}$   
Εφελκυστική αντοχή:  $f_u = 1570 \text{ MPa}$

Τονίζεται, ότι για σύμμικτες γέφυρες προβλέπεται -σύμφωνα με τον EN1994-2- η χρησιμοποίηση κατηγοριών σκυροδέματος από C20/25 έως C60/65. Η συνηθέστερη κατηγορία για σκυρόδεμα καταστρώματος είναι η C35/45, η οποία χρησιμοποιήθηκε και στην παρούσα διπλωματική. Αναφορικά με τους δομικούς χάλυβες, ο χάλυβας S420 χρησιμοποιείται μόνο στον πυλώνα και στις συνδετήριες δοκούς αυτού, ενώ ο χάλυβας S355 για την κατασκευή των υπόλοιπων μελών.

## 3 ΔΡΑΣΕΙΣ

### 3.1 Εισαγωγή

Γενικά, ένας φορέας κατά τη διάρκεια της ζωής του υποβάλλεται σε πολλές και διαφορετικές δράσεις. Για αυτό το λόγο, πρέπει να σχεδιάζεται έτσι, ώστε να τις αντιμετωπίσει με αξιόπιστο και οικονομικό τρόπο, παραμένοντας ταυτόχρονα λειτουργικός.

Οι δράσεις προσδιορίζονται με βάση τη μορφή και τη χρήση του έργου. Βάσει αυτών, γίνεται η στατική ανάλυση από το μελετητή, ώστε να προσδιοριστούν τα εντατικά μεγέθη και οι παραμορφώσεις του φορέα. Ανάλογα με τη διάρκεια και την πιθανότητα εμφάνισης, οι δράσεις κατατάσσονται σε: μόνιμες (  $G$  ), μεταβλητές (  $Q$  ), τυχηματικές (  $A$  ), σεισμικές (  $A_e$  ).

### 3.2 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες δράσεις ( ή νεκρά φορτία ) είναι αυτές οι οποίες υφίστανται μικρές μεταβολές κατά την περίοδο επαναφοράς της κατασκευής, δηλαδή η διαφοροποίηση τους στο χρόνο θεωρείται αμελητέα. Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται γενικά: i) τα ίδια βάρη του φορέα (δομικός χάλυβας, σκυρόδεμα, χάλυβας σπλισμού), ii) λοιπά μόνιμα (πχ: κιγκλιδώματα πεζών, ασφαλτικές στρώσεις, στηθαία ασφαλείας), iii) προένταση iv) ερπυσμός v) συστολή ξήρανσης κλπ.

Τονίζεται, ότι σύμφωνα με τον EC1, η χαρακτηριστική τιμή του ιδίου βάρους των σιδηροδοκών προσαυξάνεται κατά 10%, ώστε να ληφθεί υπόψη το βάρος των διαφόρων ελασμάτων και μέσων σύνδεσης.

Ειδικότερα:

1. Ίδιο βάρος σκυροδέματος:  $g_c = 25 \text{ kN/m}^3$
2. Ίδιο βάρος χάλυβα:  $g_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$
3. Ίδιο βάρος καλωδίων:  $g_a = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Για τα λοιπά μόνιμα λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ίσο με  $0.75 \text{ kN/m}^2$ .

Αναφορικά με το φορτίο των κιγκλιδωμάτων επιλέχτηκε γυάλινο στηθαίο πάχους  $20\text{mm}$  και βάρους  $0.5 \text{ kN/m}^3$ .

Η δύναμη προέντασης των καλωδίων προέκυψε ύστερα από δοκιμές στο λογισμικό. Σε επόμενο κεφάλαιο περιγράφεται η μεθοδολογία εύρεσης αυτών των δυνάμεων.

### 3.3 Μεταβλητές δράσεις

Μεταβλητές δράσεις λέγονται αυτές που έχουν μικρή διάρκεια και μεταβάλλονται σημαντικά κατά τη διάρκεια ζωής ενός έργου. Επιβάλλονται τόσο από ανθρώπινες δραστηριότητες (φορτία κυκλοφορίας, φορτία πεζοδρομίων, ανθρωποσυνωστισμός κλπ) όσο κι από φυσικά φαινόμενα (χιόνι, άνεμος κλπ). Οι τιμές τους προκύπτουν από στατιστική παρατήρηση κι υπάρχει αβεβαιότητα ως προς το βάρος και τη θέση τους. Σε περιπτώσεις που δεν υπάρχει γνωστή στατιστική κατανομή, ορίζεται μια ονομαστική τιμή αυτών. Τοποθετώνται πάντα υπέρ της ασφαλείας, ώστε να δίνουν τα πιθανότερα δυσμενή αποτελέσματα καταπόνησης.

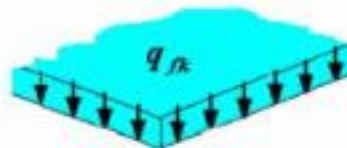
#### 3.3.1 Κατακόρυφα φορτία

Στον EN 1991-2 περιγράφονται τρία προσομοιώματα φόρτισης για ελέγχους αντοχής και λειτουργικότητας.

- Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο ανθρωποσυνωστισμού ( $q_{fk}$ ) με χαρακτηριστική τιμή ίση με  $5 \text{ kN/m}^2$
- Συγκεντρωμένο φορτίο ( $Q_{fwk}$ ), το οποίο ενεργεί σε επιφάνεια  $0.1 \times 0.1 \text{ m}^2$ . Χρησιμοποιείται για τοπικούς ελέγχους. Στην παρούσα διπλωματική δε λήφθηκε υπόψη.
- Όχημα συντήρησης ή άλλης χρήσης (πυροσβεστικό, νοσοκομειακό). Στην παρούσα διπλωματική δε λήφθηκε υπόψη, διότι δεν υπάρχει τρόπος πρόσβασης οχημάτων στο κατάστρωμα.

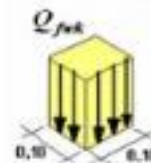
#### Μοντέλο φορτίου No. 1

Ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο  $q_{fk}$



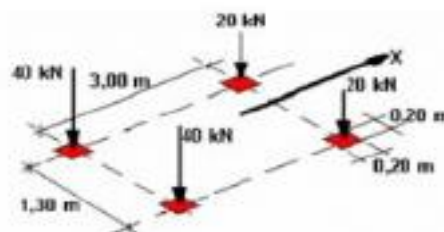
#### Μοντέλο φορτίου No. 2

Συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_{fwk}$   
(συνιστάται 10 kN)



#### Μοντέλο φορτίου No. 3

Όχημα συντήρησης  $Q_{serv}$



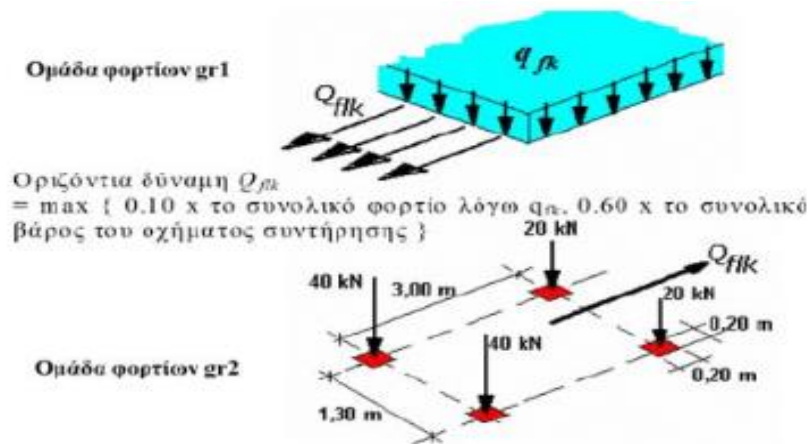
#### 3.3.2 Οριζόντια φορτία

Θεωρείται ότι δρα κατά μήκος του καταστρώματος στη στάθμη του οδοστρώματος μια οριζόντια δύναμη ( $Q_{fik}$ ), με χαρακτηριστική τιμή ίση με το μέγιστο μεταξύ των:

- 10% του ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου ( $q_{fk}$ )
- 60% του συνολικού βάρους του οχήματος εξυπηρέτησης ( $Q_{serv, total}$ )

Άρα:  $Q_{fik} = 0.10 \cdot 5 = 0.5 \text{ kN/m}^2$

Τονίζεται, ότι το παραπάνω οριζόντιο φορτίο δρα πάντα ταυτόχρονα με το αντίστοιχο κατακόρυφο φορτίο. Παρακάτω, απεικονίζονται σχηματικά και με τη μορφή πίνακα οι ομάδες φορτίων.



Τύπος φορτίου		Κατακόρυφα φορτία		Οριζόντιο φορτίο
		Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο	Όχημα εξυπηρέτησης	
Ομάδες φορτίων	gr1	$q_k$	0	$Q_{fk}$
	gr2	0	$Q_{serv}$	$Q_{fk}$

Πίνακας 3.1: Ομάδες φορτίων

### 3.4 Χιόνι

Η ταυτόχρονη συνύπαρξη χιονιού και μεταβλητών δράσεων πρέπει να μελετάται σε κλειστές γέφυρες -δηλαδή γέφυρες με οροφή-. Στην προκειμένη περίπτωση, η γέφυρα είναι ανοιχτή, οπότε ο συνδυασμός παραλείπεται. Γενικά, οδηγίες για τον υπολογισμό των φορτίων χιονόπτωσης δίνονται στο πρότυπο EN1991-1-3. Τα φορτία χιονιού θεωρούνται στατικά κι υπολογίζονται ως μεταβλητές δράσεις. Σε ακραίες περιπτώσεις μπορούν να θεωρηθούν ως τυχηματικές δράσεις.

Τα φορτία χιονιού αντιμετωπίζονται ορίζοντας απλά μια τιμή βάρους χιονιού ανάλογα με το ύψος του χιονιού στην υπό μελέτη περιοχή. Στην Ελλάδα υπάρχουν τρεις ζώνες διαφοροποίησης των περιοχών. Ο νομός Αττικής κατατάσσεται στη ζώνη III ( $S_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$ ). Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους ( $S_k$ ) δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$S_k = S_{k,0} * [1 + (\frac{A}{917})^2] \quad (3.1)$$

Όπου A: το υψόμετρο από τη στάθμη της θάλασσας. Εδώ λαμβάνεται ίσο με 40m.

Άρα:  $S_k = 0.81 \text{ kN/m}^2$

Το τελικό φορτίο χιονιού δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k \quad (3.2)$$

Όπου  $\mu_i$ : ο συντελεστής μορφής χιονιού. Λαμβάνεται ίσος με 0.80.

$C_e$ : ο συντελεστής έκθεσης. Λαμβάνεται ίσος με 1 (κανονικές συνθήκες).

$C_t$ : ο θερμικός συντελεστής. Λαμβάνεται ίσος με 1.

Επομένως, το τελικό φορτίο χιονιού είναι  $S = 0.70 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.5 Άνεμος

#### 3.5.1 Γενικά

Σε κατασκευές από χάλυβα, οι δράσεις του ανέμου συχνά είναι καθοριστικές και αποτελούν τη βασική φόρτιση. Ο προσδιορισμός των φορτίων του ανέμου είναι μια πολύπλοκη διαδικασία, στην οποία εισέρχονται πολλές παράμετροι, όπως είναι το ανάγλυφο της περιοχής, η τοπογραφία κλπ. Επιπλέον, τα φορτία του ανέμου μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις κυρίως σε εύκαμπτες κατασκευές λόγω του δυναμικού τους χαρακτήρα. Συνήθως όμως, η δυναμική τους επίδραση κρίνεται μικρή και τελικά αντιμετωπίζονται ως στατικά φορτία.

Το μέρος 1-4 του EC1 περιγράφει τις μεθόδους και τους κανόνες για τον υπολογισμό των φορτίων του ανέμου. Ο Ευρωκώδικας προτείνει δυο μεθόδους: i) την απλή ii) τη λεπτομερή. Η απλή εφαρμόζεται σε κατασκευές που δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση κι υπό την προϋπόθεση ότι ο δυναμικός συντελεστής ( $c_d$ ) είναι μικρότερος από 1.2. Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές που είναι ευαίσθητες σε δυναμική φόρτιση. Επίσης, στην περίπτωση καλωδιωτών γεφυρών με μήκος έως 200m απαιτείται ο υπολογισμός των δράσεων για κάθε στοιχείο χωριστά και έπειτα η επαλληλία τους για κάθε διεύθυνση. Τα στοιχεία που μελετώνται παρακάτω είναι:

- Κατάστρωμα γέφυρας
- Στοιχείο ορθογωνικής διατομής ( πυλώνας )
- Κυκλικά κυλινδρικά μέρη ( καλώδια )

#### 3.5.2 Βασικά στοιχεία ανέμου

$$\text{-Βασική ταχύτητα ανέμου ( } v_b \text{ )}: v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{bo} \quad (3.3)$$

Όπου  $c_{dir}$ : συντελεστής διεύθυνσης, λαμβάνεται συνήθως ίσος με τη μονάδα

$c_{season}$ : εποχικός συντελεστής, λαμβάνεται συνήθως ίσος με τη μονάδα

$v_{b0}$ : θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου. Λαμβάνεται από τον παρακάτω χάρτη του Εθνικού προσαρτήματος, ανάλογα με το ποια είναι η εξεταζόμενη περιοχή.



➤ Συντελεστής τραχύτητας εδάφους:  $c_r(z)$

$$c_r(z) = k_r(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.4)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{για } z \leq z_{\min} \quad (3.5)$$

$$k_r = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{z_o}{z_{o,II}}\right)^{0.07} \quad (3.6)$$

Όπου  $k_r(z)$ : συντελεστής εδάφους

Το  $z_{\max}$  πρέπει να λαμβάνεται ίσο με 200m, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα. Τα  $z_o$ ,  $z_{\min}$  λαμβάνονται από τον παρακάτω πίνακα -έχοντας θεωρήσει κατηγορία εδάφους αρχικά-.



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

#### Κατηγορία εδάφους 0

Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα



#### Κατηγορία εδάφους I

Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια



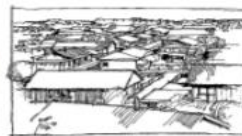
#### Κατηγορία εδάφους II

Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων



#### Κατηγορία εδάφους III

Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)



#### Κατηγορία εδάφους IV

Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m



Σχήμα 3.1: Κατηγορίες εδάφους

➤ Βασική πίεση ανέμου ( $q_b$ ):  $q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$  (3.7)

Όπου  $\rho$ : πυκνότητα του αέρα ίση με  $1.25 \text{ kg/m}^3$

➤ Μέση ταχύτητα ανέμου ( $v_m$ ):  $v_m = c_r(z) \cdot c_o \cdot v_b$  (3.8)

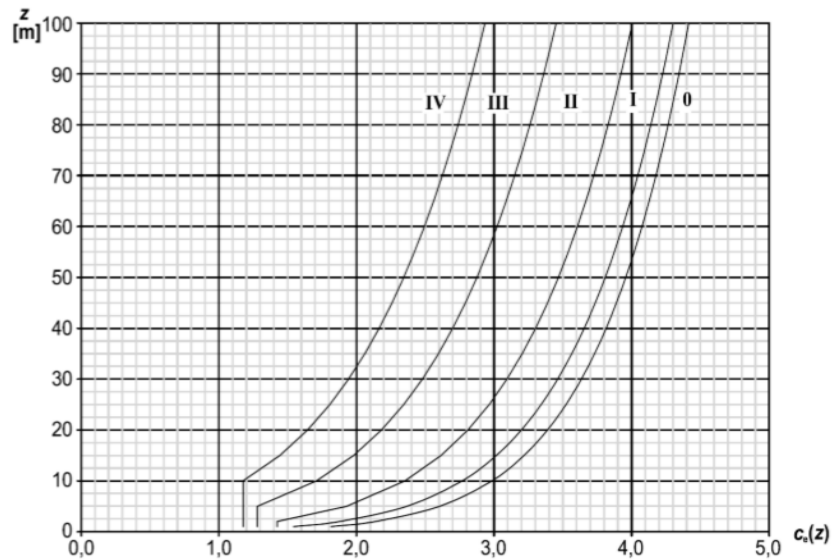
Όπου  $v_b$ : βασική ταχύτητα ανέμου

$c_o$ : συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

$c_r(z)$ : συντελεστής τραχύτητας

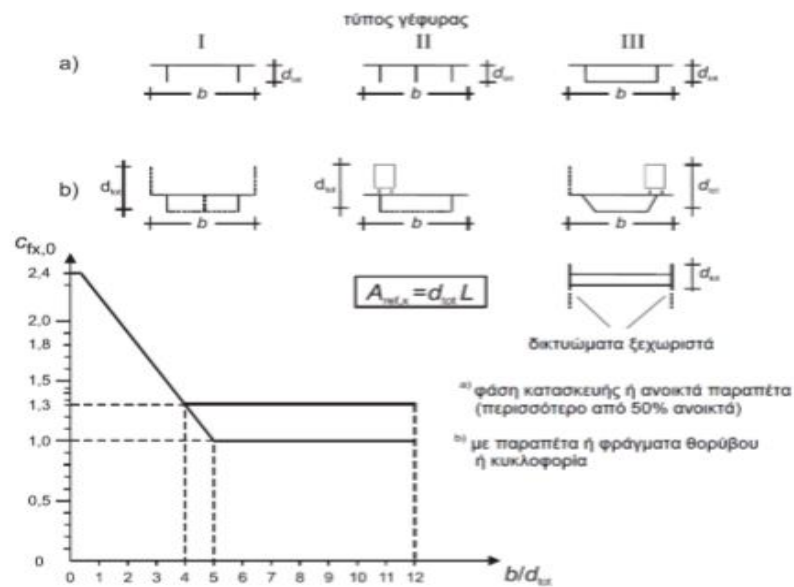


- Συντελεστής έκθεσης ( $c_e(z_e)$ ): Δίνεται από το παρακάτω σχήμα ως συνάρτηση της κατηγορίας εδάφους και του ύψους πάνω από το έδαφος.



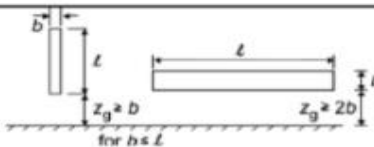
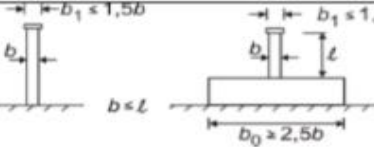
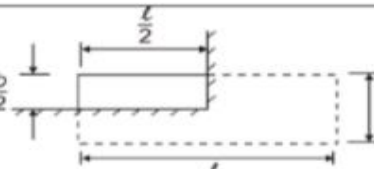
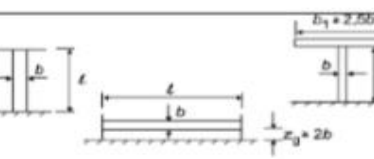
Σχήμα 3.2: Συντελεστής έκθεσης

- Συντελεστής δύναμης κατά  $x$  χωρίς ροή ελεύθερων άκρων ( $c_{fx,0}$ ):

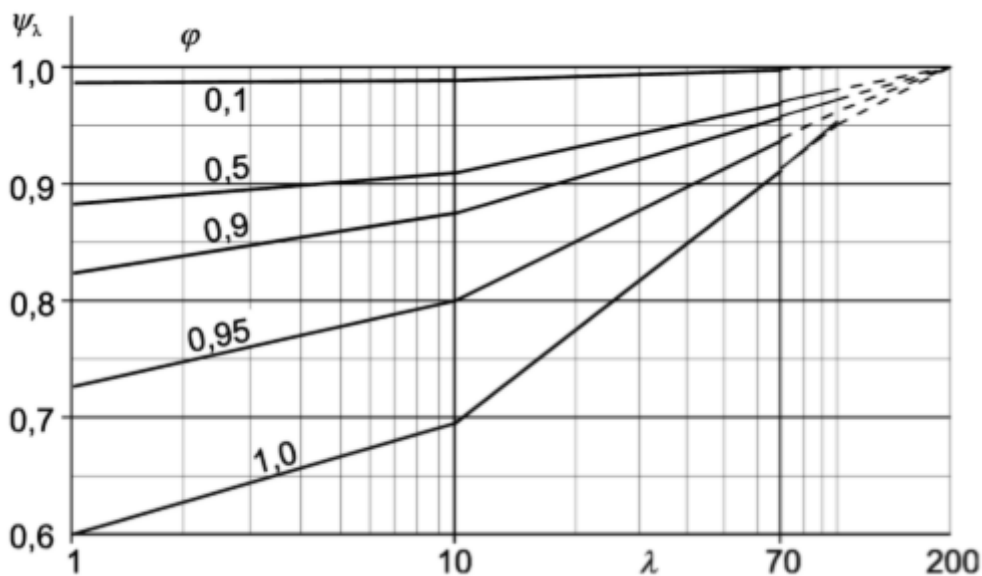


Σχήμα 3.3: Συντελεστής δύναμης χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

- Συντελεστής επίδρασης άκρων ( $\psi_l$ ): Λαμβάνει υπόψη τη μειωμένη αντίσταση της κατασκευής λόγω της ροής του αέρα γύρω από τα άκρα. Προκύπτει μέσω διαγράμματος, έχοντας και βρει πρώτα -πάλι από πίνακα- την ενεργό λυγηρότητα  $\lambda$ .

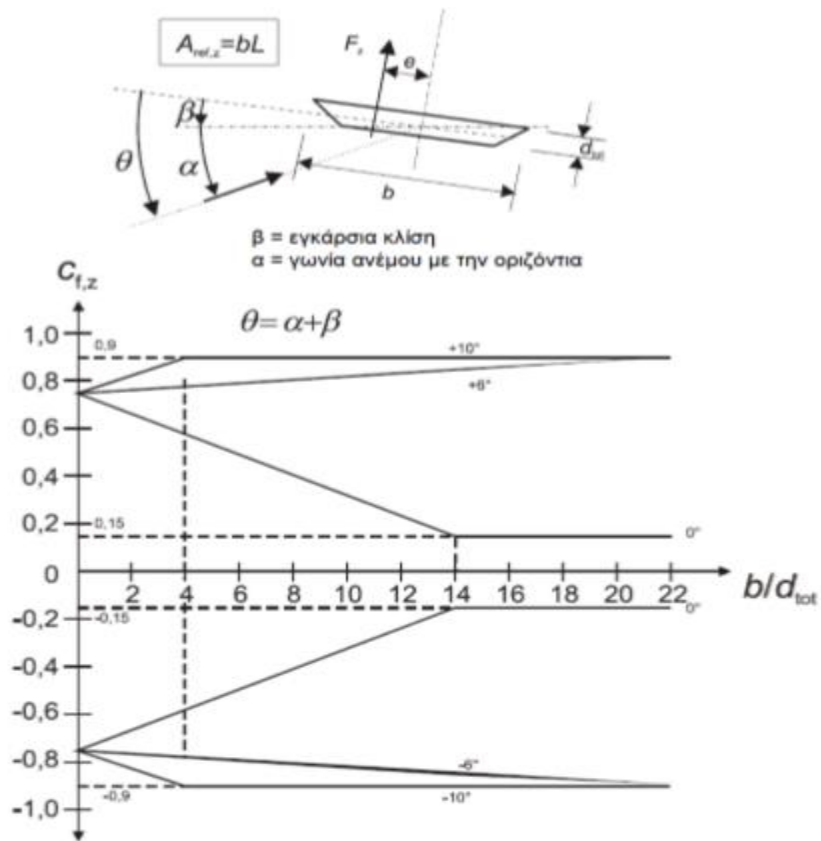
Νο.	Θέση της κατασκευής, άνεμος κάθετα στο επίπεδο της σελίδας	Ενεργός λυγηρότητα $\lambda$
1		<p>Για πολυγωνικές, ορθογωνικές και διατομές με σχημαρές γωνίες:  για <math>\ell \geq 50</math> m, <math>\lambda = 1,4 \ell/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>,  όποιο είναι μικρότερο  για <math>\ell &lt; 15</math> m, <math>\lambda = 2\ell/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>,  όποιο είναι μικρότερο  Για κυκλικούς κυλίνδρους:  για <math>\ell \geq 50</math>, <math>\lambda = 0,7 \ell/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>,  όποιο είναι μικρότερο  για <math>\ell &lt; 15</math> m, <math>\lambda = \ell/b</math> ή <math>\lambda = 70</math>,  όποιο είναι μικρότερο</p> <p>Για ενδιάμεσες τιμές του <math>\ell</math>, θα χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή</p>
2		
3		
4		

Πίνακας 3.2: Προτεινόμενες τιμές λυγηρότητας  $\lambda$



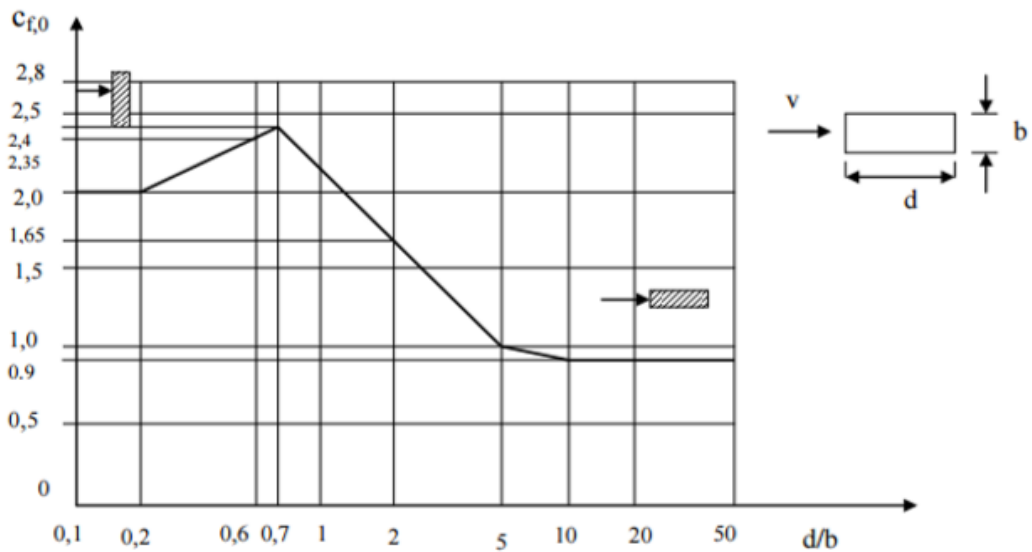
Σχήμα 3.4: Συντελεστής επίδρασης άκρων

- *Συντελεστής δύναμης κατά z (  $c_{fz}$  )*: Λαμβάνεται από το παρακάτω διάγραμμα. Υπογραμμίζεται ότι το  $d_{tot}$  για τον προσδιορισμό του  $c_{fz}$  περιορίζεται στο ύψος του καταστρώματος, αγνοώντας την κυκλοφορία και κάθε εξοπλισμό της γέφυρας για επίπεδο, οριζόντιο έδαφος. Επιπλέον, εάν δεν υπάρχουν δοκιμές σε αεροδυναμική σήραγγα, η προτεινόμενη τιμή του  $c_{fz}$  είναι 0.90.



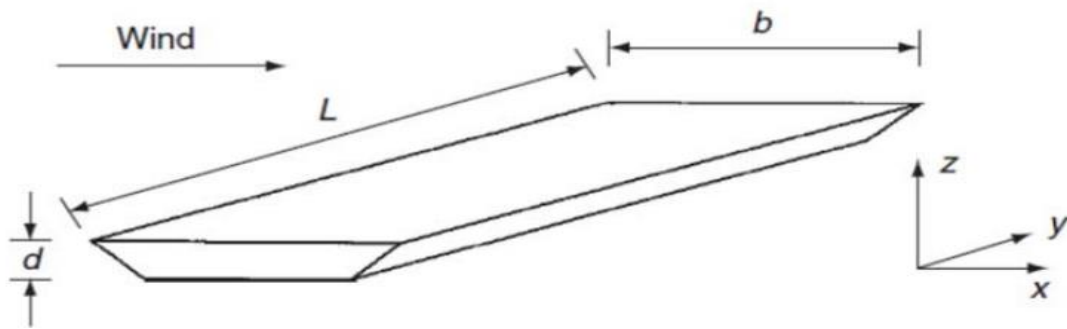
Σχήμα 3.5: Συντελεστής δύναμης για γέφυρες κατά τη διεύθυνση z

- Συντελεστής δύναμης ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελεύθερων άκρων ( $c_{f,0}$ ): Λαμβάνεται από το σχήμα 3.6.



Σχήμα 3.6: Συντελεστής δύναμης  $c$  ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές άκρες και χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

### 3.5.3 Κατάστρωμα



Σχήμα 3.7: Διευθύνσεις των δράσεων ανέμου σε γέφυρες

Οι δράσεις του ανέμου στις γέφυρες θεωρείται ότι δρουν σε 3 διευθύνσεις (x, y, z). Όπως απεικονίζεται και στο παραπάνω σχήμα:

- Η διεύθυνση x είναι παράλληλη στη διεύθυνση του πλάτους του καταστρώματος
- Η διεύθυνση y είναι παράλληλη στη διεύθυνση του μήκους της γέφυρας
- Η διεύθυνση z είναι κάθετη στη διεύθυνση του καταστρώματος

Οι δυνάμεις που προκαλούνται κατά x και y οφείλονται σε άνεμο που πνέει σε διαφορετικές διευθύνσεις και δεν είναι ταυτόχρονες.

Οι δυνάμεις που προκαλούνται κατά τη διεύθυνση z προκύπτουν από άνεμο που πνέει σε πολλές διευθύνσεις.

Ο δυναμικός συντελεστής  $c_{sd}$  ισούται με 1, γιατί εδώ δεν απαιτείται δυναμική ανάλυση λόγω ανέμου. Για αυτό το λόγο, ακολουθείται αιτιολογημένα η απλοποιητική μέθοδος.

Κατά τη διεύθυνση x:

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} \quad (3.9)$$

Όπου  $\rho$ : πυκνότητα του αέρα

$v_b$ : βασική ταχύτητα του ανέμου

C: συντελεστής φορτίου ανέμου. Είναι ίσος με  $C = C_e(z_e) \cdot C_{fx}$

Ο όρος  $c_{fx}$  δίνεται από τη σχέση:

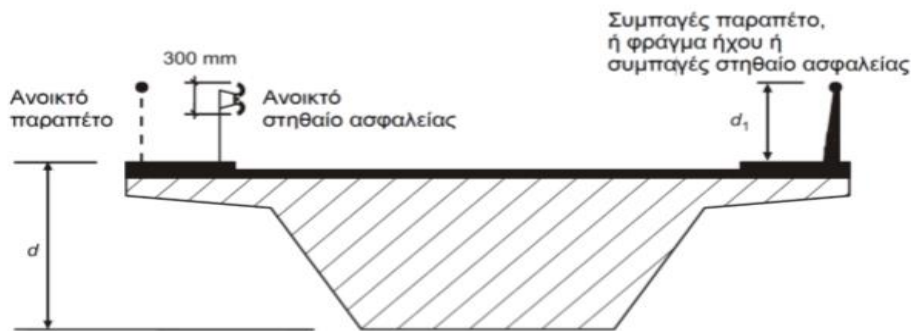
$$c_{f,x} = c_{f,x0} \cdot \psi_\lambda \quad (3.10)$$

$A_{ref,x}$ : η επιφάνεια αναφοράς

Για συνδυασμούς φορτίων χωρίς φορτίο κυκλοφορίας, θα ορίζονται για καταστρώματα με ολόσωμες δοκούς ως το άθροισμα των:

- i) της επιφάνειας της εμπρόσθιας δοκού
- ii) της επιφάνειας των τμημάτων και των άλλων κυρίων δοκών που προεξέχουν κάτω από την πρώτη
- iii) της επιφάνειας του τμήματος των πεζοδρομίων ή του υποστρώματος της δοκού που προεξέχει πάνω από την εμπρόσθια κύρια δοκό
- iv) της επιφάνειας των συμπαγών στηθαίων ή φραγμάτων ήχου (όπου υπάρχουν) πάνω από την επιφάνεια που περιγράφεται στο iii.

Το ύψος που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του  $A_{ref,x}$  προκύπτει από τον πίνακα 3.3:



Σχήμα 3.8: Ύψος που χρησιμοποιείται για το  $A_{ref,x}$

Σύστημα στηθαίων ασφαλείας	Σε μια πλευρά	Και στις δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Πίνακας 3.3: Ύψος που χρησιμοποιείται για το  $A_{ref,x}$

Κατά τη διεύθυνση y:

Για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς, η προτεινόμενη τιμή για τη δύναμη κατά τη διαμήκη διεύθυνση είναι ίση με το 25% της δύναμης του ανέμου κατά τη διεύθυνση x, δηλαδή:  $F_{wy} = 0.25 * F_{wx}$

### Κατά τη διεύθυνση z:

Χρησιμοποιείται ο τύπος 2, με τη διαφορά ότι όπου  $A_{ref,x}$ , τώρα μπαίνει η  $A_{ref,z}$ , η οποία ισούται με την επιφάνεια της κάτοψης, δηλαδή:  $A_{ref,z} = b \cdot l$

Υπογραμμίζεται, ότι στη διεύθυνση z δε χρησιμοποιείται ο συντελεστής επίδρασης άκρων  $\psi_\lambda$ .

### 3.5.4 Πυλώνας

Για δομικά στοιχεία με ορθογωνική διατομή, όπως είναι ο πυλώνας εδώ, γίνεται η παραδοχή ότι ο άνεμος δρα κάθετα σε μια από τις όψεις του. Για τον υπολογισμό του συντελεστή δύναμης ( $c_f$ ) λοιπόν εφαρμόζεται η παρακάτω σχέση:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \psi_r \quad (3.11)$$

Όπου  $c_{f,0}$ : συντελεστής δύναμης ορθογωνικών διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελεύθερων άκρων

$\psi_\lambda$ : μειωτικός συντελεστής για στοιχεία με πεπερασμένο λόγο λυγηρότητας

$\psi_r$ : μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες

Η επιφάνεια αναφοράς του πυλώνα είναι:  $A_{ref} = b \cdot l$

Με  $b$ : το πλάτος του πυλώνα (η κάθετη διάσταση του ως προς τη διεύθυνση του ανέμου)

$l$ : το μήκος του πυλώνα

### 3.5.5 Καλώδια

Ο συντελεστής δύναμης μιας κυκλικής κυλινδρικής διατομής εξαρτάται από τον αριθμό Reynolds ( $Re$ ), ο οποίος δίνεται από την παρακάτω σχέση:

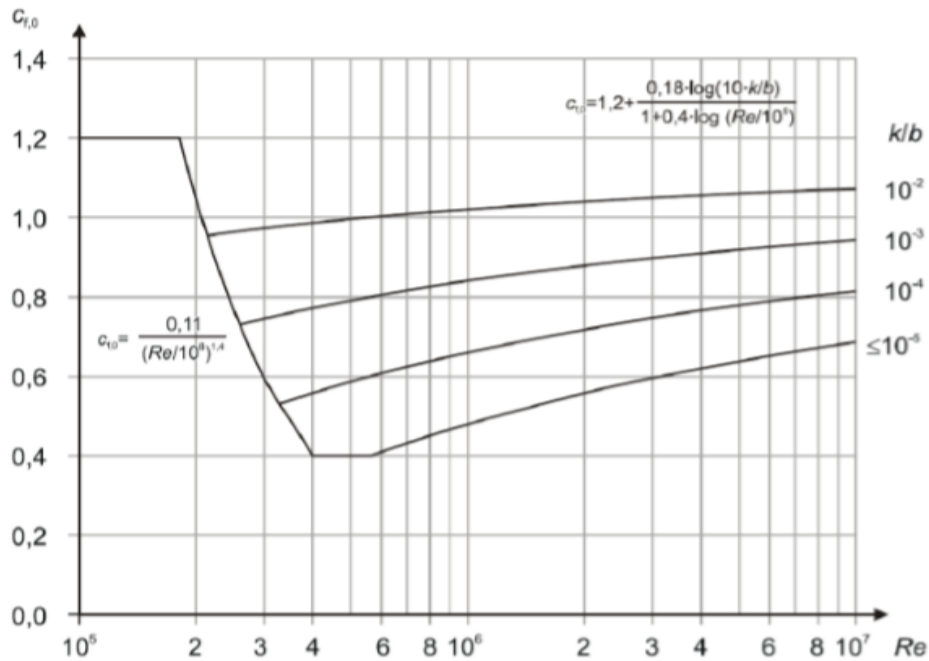
$$Re = \frac{b \cdot v(z_e)}{\nu} \quad (3.12)$$

Όπου  $b$ : η διάμετρος του καλωδίου

$\nu$ : το κινηματικό ιξώδες του αέρα. Λαμβάνεται ίσο με  $15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$v(z_e)$ : η ταχύτητα αιχμής του ανέμου

Μετά τον υπολογισμό του  $Re$ , υπολογίζεται εύκολα το  $c_{f,0}$  μέσω του σχήματος 3.9:



Σχήμα 3.9: Συντελεστής δύναμης  $c_{f,0}$  για κυκλικούς κυλίνδρους χωρίς ροή ελεύθερων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες  $k/b$

Ακολουθεί ο υπολογισμός του συντελεστή δύναμης ( $c_f$ ) από τον τύπο 3.13:

$$c_f = c_{f,0} \cdot \Psi_\lambda \quad (3.13)$$

Τέλος, η κατανομημένη δύναμη σε κάθε καλώδιο υπολογίζεται από τη σχέση:

$$w = q_{ref} * c_e(z_e) * c_s * c_d * c_f * b \quad (3.14)$$

### 3.5.6 Υπολογισμός φορτίων

Κατηγορία εδάφους: III

Βασική ταχύτητα ανέμου:  $v_{b0} = v_b = 33 \text{ m/s}$

Βασική πίεση (ή πίεση αναφοράς):

$$q_b = q_{ref} = 0.5 * \rho * v_b^2 = 0.5 * 1.25 * 33^2 / 1000 = 0.681 \text{ kN/m}^2 \text{ (από σχέση 3.5)}$$

### Φορέας 1 (L=99m)

#### ➤ Κατάστρωμα:

Για:  $z_e = 6m \Rightarrow c_e(z_e) = 1.4$  (από σχήμα 3.2)  $\Rightarrow q_p(z_e) = q_{ref} * c_e(z_e) = 0.681 * 1.4 = 0.953$  kN/m<sup>2</sup>

Για  $(b_{κατ} / d_{tot})_x = 10m / (0.55 + 1.10) = 6$

Όπου : το 1.1 αντιστοιχεί στο ύψος του γυάλινου στηθαίου (σε m)

Από σχήματα 3.3 και 3.5 :  $c_{fxo} = 1.30$  &  $c_{fzo} = +-0.90$

Από σχέση 3.8:  $c_{fx} = c_{fxo} * \psi_{\lambda\chi} = 1.3 * 1 = 1.3$

$c_{fz} = c_{fzo} = +-0.90$

$h = d + 2*d_1 = 0.55 + 2*1.1 = 2.75$  m

$A_{refx} = h * L_{tot} = 2.75m * 99m = 272.25$  m<sup>2</sup>

$A_{ref,z} = b_{κατ} * L_{tot} = 10m * 99m = 990$  m<sup>2</sup>

$F_{wx} = c_s * c_{fx} * q_p(z_e) * A_{refx} = 1*1.3*0.953*272.25 = 337.3$  kN ή 1.24 kN/m<sup>2</sup>

$F_{wy} = 0.25 * F_{wx} = 0.25*1.24 = 0.31$  kN/m<sup>2</sup>

$F_{wz} = c_s * c_d * c_{fz} * q_p(z_e) * A_{ref,z} = 1*0.9*0.953*990 = 849.12$  kN ή 0.86 kN/m<sup>2</sup>

#### ➤ Καλώδια:

Σειρά καλωδίων	Διάμετρος b(mm)	Re	$c_{fo}$	$\psi_\lambda$	$c_f (= c_{fo} * \psi_\lambda)$	w (kN/m)
1	70	354200	0,47	0,92	0,4324	0,022
2	70	354200	0,47	0,92	0,4324	0,022
3	70	354200	0,47	0,92	0,4324	0,022
4	70	354200	0,47	0,92	0,4324	0,022
5	70	354200	0,47	0,92	0,4324	0,022
6	70	354200	0,47	0,92	0,4324	0,022
<b>Βοηθητικά μεγέθη</b>	$l_{cable1}$	38,03m	< 49,5m			
	$l_{cable2}$	30,1m	< 49,5m			
	$l_{cable3}$	22,98m	< 49,5m			
	$l_{cable4}$	22,98m	< 49,5m			
	$l_{cable5}$	30,1m	< 49,5m			
	$l_{cable6}$	38,03m	< 49,5m			



➤ Πυλώνας:

Βάση πυλώνα ( $z_e = 0\text{m}$ ):  $c_e(z_e) = 1.3$  (από σχήμα 3.2)

Κορυφή πυλώνα ( $z_e = 22\text{m}$ ):  $c_e(z_e) = 2.3$  (από σχήμα 3.2)

- Διεύθυνση x:

Για  $(d/b)_x = 1400\text{ mm} / 1000\text{ mm} = 1.40 \Rightarrow c_{fo} = 2.0$  (από σχήμα 3.6)

Για  $\lambda = 70 \Rightarrow \psi_\lambda = 0.92$  (από σχήμα 3.4)

Προκύπτει:  $c_{fx} = c_{fo} * \psi_\lambda * \psi_r = 2 * 0.92 * 1 = 1.84$

Άρα:  $w_{x(\text{bottom})} = q_{\text{ref}} * c_e(z_e) * c_s * c_d * c_{fx} * d = 0.681 * 1.3 * 1 * 1.84 * 1 = 1.63\text{ kN/m}$

$w_{x(\text{top})} = q_{\text{ref}} * c_e(z_e) * c_s * c_d * c_{fx} * d = 0.681 * 2.1 * 1 * 1.84 * 0.7 = 1.84\text{ kN/m}$

- Διεύθυνση y:

Για  $(d/b)_y = 1000\text{ mm} / 1000\text{ mm} = 1.00 \Rightarrow c_{fo} = 2.4$  (από σχήμα 3.6)

Για  $\lambda = 70 \Rightarrow \psi_\lambda = 0.92$  (όπως προηγουμένως ακριβώς)

$c_{fy} = c_{fo} * \psi_\lambda * \psi_r = 2.4 * 0.92 * 1 = 2.21$

άρα:  $w_y = q_{\text{ref}} * c_e(z_e) * c_s * c_d * c_{fy} * d = 0.681 * 2.1 * 1 * 2.21 * 0.8 = 2.53\text{ kN/m}$

Αυτή η δύναμη ασκείται καθύψος του πυλώνα.

Φορέας 2 (L=24m)

➤ Κατάστρωμα:

Για  $z_e = 6\text{m} \Rightarrow c_e(z_e) = 1.4$  (από σχήμα 3.2)  $\Rightarrow$

$q_p(z_e) = q_{\text{ref}} * c_e(z_e) = 0.681 * 1.4 = 0.953\text{ kN/m}^2$

Για  $(b_{\text{κατ}} / d_{\text{tot}})_x = 10\text{m} / (0.55 + 1.10) = 6 \Rightarrow c_{fxo} = 1.30$  &  $c_{fzo} = \pm 0.90$

$c_{fx} = c_{fxo} * \psi_{\lambda x} = 1.3 * 1 = 1.3$

$c_{fz} = c_{fzo} * \psi_{\lambda z} = \pm 0.90 * 1 = \pm 0.90$

$h = d + 2 * d_1 = 0.55 + 2 * 1.1 = 2.75\text{ m}$

$A_{\text{ref},x} = h * L_{\text{tot}} = 2.75\text{m} * 24\text{m} = 66\text{ m}^2$

$A_{\text{ref},z} = b_{\text{κατ}} * L_{\text{tot}} = 10\text{m} * 24\text{m} = 240\text{ m}^2$

$F_{wx} = c_{sv} * c_d * c_{fx} * q_p(z_e) * A_{\text{ref},x} = 1 * 1.3 * 0.953 * 66 = 81.77\text{ kN}$  ή  $3.4\text{ kN/m}$

$$F_{wy} = 0.25 * F_{wx} = 0.25 * 3.4 = 0.85 \text{ kN/m}$$

$$F_{wz} = c_s * c_d * c_{fz} * q_p(z_e) * A_{ref,z} = 1 * 0.9 * 0.953 * 240 = 205.85 \text{ kN ή } 0.86 \text{ kN/m}^2$$

### Φορέας 3

➤ Κατάστρωμα:

$$\text{Για } z_e = 6\text{m} \Rightarrow c_e(z_e) = 1.4$$

$$q_p(z_e) = q_{ref} * c_e(z_e) = 0.681 * 1.4 = 0.953 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Για } (b_{κατ} / d_{tot})_x = 5\text{m} / (0.45 + 1.10)\text{m} = 3.2 \Rightarrow c_{fxo} = 1.50 \text{ \& } c_{fzo} = \pm -0.90 \Rightarrow$$

$$c_{fx} = c_{fxo} * \psi_{\lambda\chi} = 1.5 * 1 = 1.5$$

$$c_{fz} = c_{fzo} * \psi_{\lambda\chi} = \pm -0.90 * 1 = \pm -0.90$$

$$h = d + 2 * d_1 = 0.45 + 2 * 1.1 = 2.65 \text{ m}$$

$$A_{ref,x} = h * L_{tot} = 2.65\text{m} * 42.16\text{m} = 111.72 \text{ m}^2$$

Όπου: Το 42.16 είναι το μήκος του μεγαλύτερου τόξου

$$A_{ref,z} = 141.14 \text{ m}^2 \text{ (από το AutoCAD)}$$

$$F_{wx} = c_s * c_d * c_{fx} * q_p(z_e) * A_{ref,x} = 1 * 1.5 * 0.953 * 111.72 = 159.7 \text{ kN ή } 3.8 \text{ kN/m}$$

$$F_{wy} = 0.25 * F_{wx} = 0.25 * 3.8 = 0.95 \text{ kN/m}$$

$$F_{wz} = c_s * c_d * c_{fz} * q_p(z_e) * A_{ref,z} = 1 * 0.9 * 0.953 * 141.14 = 121.06 \text{ kN ή } 0.86 \text{ kN/m}^2$$

### Φορέας 4

➤ Κατάστρωμα:

$$\text{Για } z_e = 6\text{m} \Rightarrow c_e(z_e) = 1.4$$

$$q_p(z_e) = q_{ref} * c_e(z_e) = 0.681 * 1.4 = 0.953 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Για: } (b_{κατ} / d_{tot})_x = 5\text{m} / (0.47 + 1.10) = 3.185 \Rightarrow c_{fxo} = 1.50 \text{ \& } c_{fzo} = \pm -0.90 \Rightarrow$$

$$c_{fx} = c_{fxo} * \psi_{\lambda\chi} = 1.5 * 1 = 1.5$$

$$c_{fz} = c_{fzo} * \psi_{\lambda\chi} = \pm -0.90 * 1 = \pm -0.90$$

$$h = d + 2 * d_1 = 0.47 + 2 * 1.1 = 2.67 \text{ m}$$

$$A_{ref,x} = h * L_{tot} = 2.67\text{m} * 45.05\text{m} = 120.28 \text{ m}^2$$

Όπου: Το 45.05 είναι το μήκος του μεγαλύτερου τόξου

$$A_{ref,z} = 146.02 \text{ m}^2 \text{ (από το AutoCAD)}$$

$$F_{wx} = C_s * C_d * C_{fx} * q_p(z_e) * A_{ref, x} = 1 * 1.5 * 0.953 * 120.28 = 171.94 \text{ kN ή } 3.82 \text{ kN/m}$$

$$F_{wy} = 0.25 * F_{wx} = 0.25 * 3.82 = 0.95 \text{ kN/m}$$

$$F_{wz} = C_s * C_d * C_{fz} * q_p(z_e) * A_{ref, z} = 1 * 0.9 * 0.953 * 146.02 = 125.24 \text{ kN ή } 0.86 \text{ kN/m}^2$$

### 3.6 Τυχηματικές δράσεις

Οι τυχηματικές δράσεις μιας πεζογέφυρας, μπορεί να οφείλονται:

- 1) σε οδική κυκλοφορία κάτω από τη γέφυρα, δηλαδή σε ενδεχόμενη πρόσκρουση
- 2) σε τυχηματική παρουσία ενός οχήματος πάνω στην πεζογέφυρα

Η περίπτωση (2) στην παρούσα μελέτη δεν υφίσταται για κανένα λόγο και για αυτό δε μελετάται καθόλου. Επειδή όμως οι πεζογέφυρες (βάθρα και κατάστρωμα) είναι πολύ πιο ευαίσθητες σε δυνάμεις πρόσκρουσης από ότι οι οδογέφυρες, θα πρέπει να ορίζονται μέτρα προστασίας αυτών. Ο σχεδιασμός τους για το ίδιο φορτίο πρόσκρουσης μπορεί να είναι μη ρεαλιστικός. Για αυτό το λόγο, συνίσταται η τοποθέτηση οδικών συστημάτων συγκράτησης σε κατάλληλες αποστάσεις πριν από τα βάθρα και η διάθεση μεγαλύτερου ελεύθερου ύψους κάτω από αυτές.

Κάτω από την υπό μελέτη πεζογέφυρα υπάρχει κανονικά οδική κυκλοφορία, με συνέπεια να ενέχει ο κίνδυνος είτε να γίνει πρόσκρουση ενός οχήματος με κάποιο βάθρο ή με τον πυλώνα, είτε ένα βαρύ όχημα να προσκρούσει στο κατάστρωμα. Ορισμένα μέτρα που έχουν ληφθεί υπόψη αφορούν:

➤ Ελεύθερο ύψος:

Για την επιλογή του ελεύθερου ύψους αρχικά σχεδιάστηκε η μηκοτομή του εδάφους. Όπως προέκυψε από αυτή, το έδαφος αυξάνει σταδιακά κλίση από τα αριστερά προς τα δεξιά. Η ερυθρά της πεζογέφυρας θα ακολουθεί την κλίση του εδάφους κατά βάση. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκε ελεύθερο ύψος ίσο με 5.5m για το δυσμενέστερο σημείο, όπως απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα (3.10). Προφανώς το ελεύθερο ύψος αυξάνεται όσο κινείται κανείς προς τα δεξιά ( $H_{ελ, max} = 5.86m$ ). Τα ακραία σημεία της πεζογέφυρας διαφέρουν υψομετρικά κατά 3m και οριζόντια κατά 123m. Αυτό μεταφράζεται σε κλίση 2.44%, η οποία κρίνεται αποδεκτή. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται:

- i) η πεζογέφυρα να είναι σε τέτοιο ύψος που να μη δυσχεραίνει την κυκλοφορία των οχημάτων που διέρχονται κάτω από αυτή
- ii) να μη δημιουργούνται προβλήματα ενόχλησης στους χρήστες της μονοκατοικίας



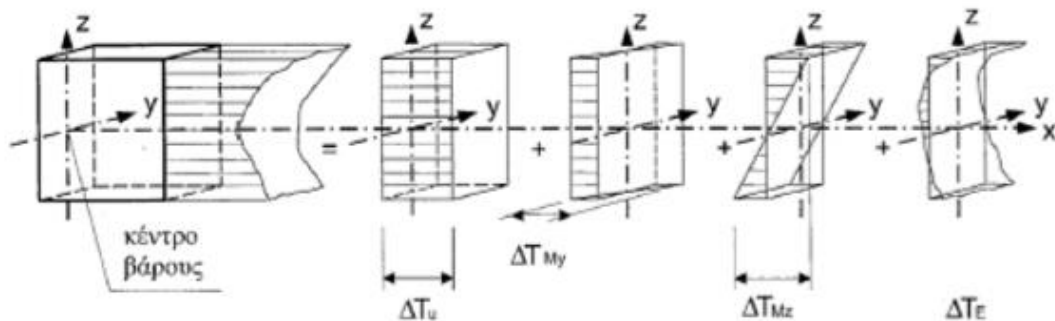
Σχήμα 3.10: Μηκοτομή εδάφους και ερυθράς για τους φορείς 1 και 2

### 3.7 Θερμοκρασιακή μεταβολή

Η μεταβολή της θερμοκρασίας των μελών ενός φορέα προκαλεί αλλαγή στη γεωμετρία τους, δηλαδή παραμόρφωση. Εάν βέβαια η παραμόρφωση παρεμποδίζεται με οποιονδήποτε τρόπο, τότε αναπτύσσονται τάσεις, οι οποίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό. Μια λεπτομερή εξέταση των θερμοκρασιακών επιρροών είναι απαραίτητη τόσο στη φάση κατασκευής όσο και στη φάση λειτουργίας. Οι σχετικές διατάξεις περιλαμβάνονται στο EN1991-1-5 παράγραφο 6 κι άλλα πρόσθετα στοιχεία δίνονται στο Εθνικό Προσάρτημα.

Οι συνιστώσες της θερμοκρασιακής κατανομής σε μια διατομή μπορεί να είναι: i) ομοιόμορφες ii) γραμμικές περί τον άξονα z-z iii) γραμμικές περί τον άξονα y iv) μη γραμμικές. Στην παρούσα μελέτη, ο έλεγχος έγινε για την ομοιόμορφη και τη γραμμική περί τον άξονα z-z συνιστώσα.

Το “πραγματικό” θερμοκρασιακό προφίλ ( $\Delta T_{real}$ ) υποδιαιρείται σε 4 ανεξάρτητες συνιστώσες.

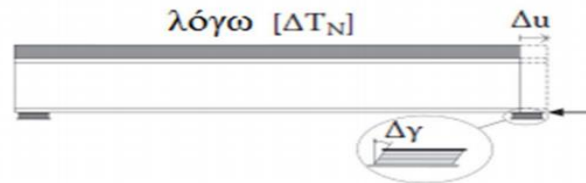


Σχήμα 3.11: Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών κατανομής της θερμοκρασίας

- Η συνιστώσα  $\Delta T_N$  κατανέμεται ομοιόμορφα στο ύψος της διατομής προκαλώντας διαμήκεις παραμορφώσεις, οι οποίες συνδέονται με τις οριζόντιες μετατοπίσεις των εφεδράνων κλπ.

- Οι συνιστώσες  $\Delta T_{My}$  και  $\Delta T_{Mz}$  προκαλούν στροφές ως προς τον ισχυρό και ασθενή άξονα αντίστοιχα.
- Η συνιστώσα  $\Delta T_E$  αντιπροσωπεύει το μη γραμμικό τμήμα του θερμοκρασιακού προφίλ.

- Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ( $\Delta T_N$ )



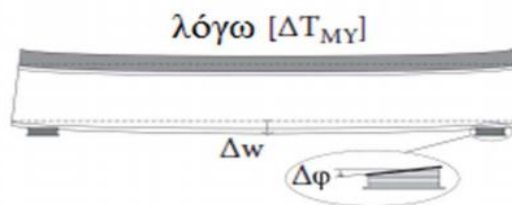
Εκφράζει μια καθολική αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας που οφείλεται σε περιβαλλοντικές αυξομειώσεις. Αν οι ελάχιστες και μέγιστες θερμοκρασίες του περιβάλλοντος υπό σκιά είναι  $T_{min}$  και  $T_{max}$ , τότε οι αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας είναι  $T_{e,min}$  και  $T_{e,max}$ .

Στην παρούσα μελέτη ελήφθησαν:  $T_{e,max} = 40^\circ C$ ,  $T_{e,min} = -10^\circ C$  και θερμοκρασία συναρμολόγησης της γέφυρας ίση με  $T_o = 10^\circ C$ .

Άρα, η χαρακτηριστική τιμή μέγιστης διαστολικής και συστολικής διαφοράς θερμοκρασίας αντίστοιχα είναι:  $\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o = 40 - 10 = 30^\circ C$

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_o = -10 - 10 = -20^\circ C$$

- Γραμμική συνιστώσα της θερμοκρασίας ( $\Delta T_M$ )



Λαμβάνει υπόψη την ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή μεταβολή των διαφόρων τμημάτων της γέφυρας. Σύμφωνα με τον πίνακα 3.4, για ομάδα καταστρώματος 2, λαμβάνονται οι κάτωθι τιμές:  $\Delta T_{M,heat} = 15^\circ C$  και  $\Delta T_{M,cool} = -18^\circ C$ .

Οι τιμές αυτές εφαρμόζονται μεταξύ της άνω και της κάτω ίνας του καταστρώματος.

Ομάδα καταστρώματος	Θετική διαφορά θερμοκρασίας	Αρνητική διαφορά θερμοκρασίας
	$\Delta T_{M,pos} (C)$	$\Delta T_{M,neg} (C)$
1	18	-13
2	15	-18
3	Κιβωτοειδής δοκός	-5
	Λοιπές μορφές	-8

Πίνακας 3.4: Τιμές της γραμμικής συνιστώσας της θερμοκρασιακής μεταβολής

- Ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών  $\Delta T_N - \Delta T_M$

Εάν είναι αναγκαίο να ληφθεί υπόψη η ταυτόχρονη συνύπαρξη των παραπάνω συνιστωσών, τότε αυτό μπορεί να γίνει ως εξής σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ή } \Delta T_{M,cool} \text{)} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \text{ (ή } \Delta T_{N,con} \text{)} \quad (3.15)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} \text{ (ή } \Delta T_{M,cool} \text{)} + \Delta T_{N,exp} \text{ (ή } \Delta T_{N,con} \text{)}$$

Όπου:  $\omega_M = 0.75$

$\omega_N = 0.35$

Το + σημαίνει: “σε συνδιασμό με...”

Τελικά, λαμβάνεται ο δυσμενέστερος συνδυασμός.

### 3.8 Σεισμός

Το μέρος 2 του Ευρωκώδικα 8 καλύπτει κατά βάση το σεισμικό σχεδιασμό των γεφυρών. Ο σεισμός έχει δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη συνιστώσα, οι οποίες προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις σε ένα φορέα. Οι οριζόντιες συνιστώσες είναι συνήθως οι πιο επικίνδυνες. Οι σεισμικές δυνάμεις προσδιορίζονται για συνήθεις γέφυρες με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης, στην οποία η σεισμική δύναμη περιγράφεται μέσω ενός φάσματος απόκρισης. Το φάσμα που χρησιμοποιήθηκε για την κατακόρυφη συνιστώσα προέκυψε πολλαπλασιάζοντας το φάσμα των οριζοντίων συνιστωσών επί 0.90 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης, εξετάζεται η δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής έναντι σεισμού, υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι κι οι ιδιομορφές της κατασκευής και εισάγονται στο τελικό προσομοίωμα. Γενικά, σύμφωνα με τις βασικές αρχές του αντισεισμικού κανονισμού, η γέφυρα -μετά το σεισμό σχεδιασμού- θα πρέπει να διατηρήσει την ακεραιότητά της και να έχει εναπομένουσα αντοχή. Οι βλάβες που ενδεχομένως θα υποστεί, πρέπει να είναι επιδιορθώσιμες, σε προσβάσιμα σημεία και περιορισμένες.

Παρακάτω παρουσιάζεται συνοπτικά η μέθοδος της φασματικής απόκρισης:

- Επιλέγονται ποια φορτία και μάζες θα δρουν κατά τη διάρκεια του σεισμού. Στην υπό μελέτη πεζογέφυρα επιλέχθηκαν τα μόνιμα φορτία.
- Ορίζονται οι βαθμοί ελευθερίας του φορέα
- Υπολογίζονται τα μητρώα μάζας [M] και δυσκαμψίας [K] του φορέα
- Προσδιορίζονται οι ιδιοσυχνότητες και οι ιδιοπερίοδοι του φορέα
- Προσδιορίζεται κάθε i ιδιομορφή
- Υπολογίζεται ο συντελεστής συμμετοχής [Γ<sub>i</sub>] κάθε i ιδιομορφής
- Υπολογίζεται για κάθε ιδιομορφή η δρώσα μάζα αυτής [M<sub>i</sub>]

- Επιλέγονται να χρησιμοποιηθούν τόσες ιδιομορφές  $i$  ώστε το άθροισμα αυτών να είναι μεγαλύτερο από το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής. Έτσι, δε θα υπάρξει μεγάλη απόκλιση από την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής.
- Υπολογίζονται τα σεισμικά φορτία  $[F_i]$  κάθε  $i$  ιδιομορφής σε κάθε διεύθυνση κι οι μετακινήσεις  $[u_i]$
- Τα τελικά μεγέθη προκύπτουν, κάνοντας επαλληλία των παραπάνω ιδιομορφικών αποκρίσεων. Η επαλληλία γίνεται με τη μέθοδο CQC ή SRSS.

Για να γίνει φασματική ανάλυση πρέπει να προσδιοριστούν οι συντελεστές που αναλύονται παρακάτω:

- Συντελεστής συμπεριφοράς ( $q$ ):

Σχετικά με την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς ( $q$ ), ο κανονισμός ορίζει ότι στις γέφυρες των οποίων η συμπεριφορά καθορίζεται από ανώτερες ιδιομορφές – όπως οι καλωδιωτές – συνίσταται να ληφθεί  $q = 1$ . Για αυτό το λόγο και στην παρούσα διπλωματική, αφού ο φορέας 1 είναι καλωδιωτής μορφής επιλέχθηκε  $q = 1$ , δηλαδή ο φορέας έχει ελαστική συμπεριφορά. Για αυτό το λόγο, δε χρειάζεται να προβλεφθούν περιοχές όπου θα σχηματιστούν πλαστικές αρθρώσεις. Επιπλέον, ο ικανοτικός έλεγχος παραλείπεται.

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας:

Η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας επιλέχθηκε σύμφωνα με τον εθνικό χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας, ο οποίος προβλέπει τις ζώνες όλων των δήμων της Αθήνας. Σύμφωνα με τον προαναφερόμενο χάρτη, η υπό μελέτη περιοχή κατατάσσεται στη Ζώνη 1.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	$a_{gR}$ (g)
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3.5: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με τις αντίστοιχες επιταχύνσεις

- Συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής ( $\gamma_i$ ):

Η κατασκευή θεωρείται μεγάλης σπουδαιότητας, δηλαδή κατατάσσεται στην κατηγορία σπουδαιότητας III. Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα ισχύει:  $\gamma_i = 1.20$



Κατηγορία Σπουδαιότητας	$\gamma_i$
I	0.80
II	1.00
III	1.20
IV	1.40

Πίνακας 3.6: Συντελεστές σπουδαιότητας κατά ΕΚ8

- Κατηγορία εδάφους:

Επιλέγεται κατηγορία εδάφους Β με χαρακτηριστικά που απεικονίζονται στον πίνακα 3.7.

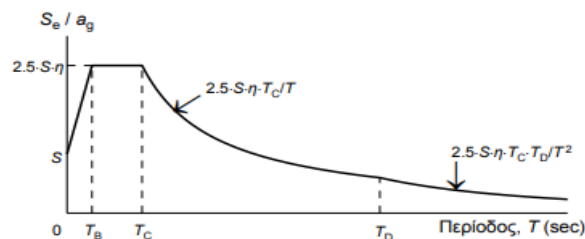
Κατηγορία Εδάφους	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	$S$
A	0.15	0.40	2.50	1.00
B	0.15	0.50	2.50	1.20
C	0.20	0.60	2.50	1.15
D	0.20	0.80	2.50	1.35
E	0.15	0.50	2.50	1.40

Πίνακας 3.7: Συντελεστές εδάφους ( $S$ ) και χαρακτηριστικές περιόδοι φάσματος σχεδιασμού κατά τον ΕΚ8

- Απόσβεση ( $\zeta$ ):

Για συγκολλητές συνδέσεις, η απόσβεση λαμβάνεται ίση με 2%.

Παρακάτω ακολουθεί το ελαστικό φάσμα απόκρισης:



$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

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

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

$S$  = συντελεστής εδάφους

## 4 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

### 4.1 Γενικά

Σύμφωνα με το μέρος 1 του Ευρωκώδικα, οι καταστάσεις σχεδιασμού διακρίνονται στις παρακάτω:

- Καταστάσεις διαρκείας ( persistent ): αναφέρονται στις κανονικές συνθήκες χρήσης της κατασκευής
- Παροδικές καταστάσεις ( transient ): αναφέρονται σε παροδικές συνθήκες (πχ: κατά τη φάση ανέγερσης)
- Τυχηματικές καταστάσεις ( accidental ): αναφέρονται σε εξαιρετικά σπάνιες κι επίπονες συνθήκες για το έργο (πχ: πυρκαγιά, έκρηξη)
- Καταστάσεις σεισμού ( seismic ): αναφέρονται στη φόρτιση της κατασκευής από σεισμικό γεγονός

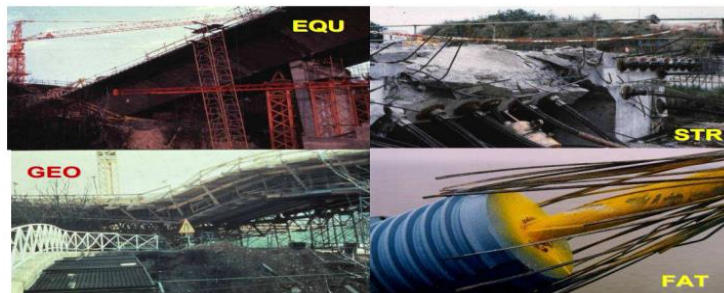
Γενικά, οριακές καταστάσεις είναι εκείνες κατά τις οποίες ο φέρων οργανισμός παύει να ανταποκρίνεται στα κριτήρια αστοχίας και λειτουργικότητας. Διακρίνονται στις:

- i) οριακές καταστάσεις αστοχίας ( ultimate limit states )
- ii) οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας ( serviceability limit states )

### 4.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οριακή κατάσταση αστοχίας είναι εκείνη που σχετίζεται με κατάρρευση ή με άλλες μορφές αστοχίας που θέτουν σε κίνδυνο την ασφάλεια των χρηστών. Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας διακρίνονται σε:

- *EQU*: Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα -θεωρώντας τον άκαμπτο σώμα-, έλεγχοι εφεδράνων και των αγκυρίων τους έναντι ανύψωσης
- *STR*: Αστοχία της ανωδομής αναφερόμενη στην αντοχή διατομών και συνδέσεων, στην ευστάθεια των μελών και στην αντοχή της διατμητικής σύνδεσης
- *FAT*: Αστοχία λόγω κόπωσης
- *GEO*: Αστοχία ή υπερβάλλουσα παραμόρφωση του εδάφους, όπου οι αντοχές των εδαφών είναι σημαντικές για την επίτευξη αντίστασης



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

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές ( persistent and transient situations )

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (4.1)$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις ( accidental )

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

- Για καταστάσεις σεισμού ( seismic )

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Όπου:

$\gamma_{G,j}$ : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

$\gamma_{Q,1}$ : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την κύρια μεταβλητή δράση

$\gamma_{Q,i}$ : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i

$\gamma_P$ : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\psi$ : συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

$G_{k,j}$ : η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης j

$Q_{k,1}$ : η χαρακτηριστική τιμή της κύριας μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$ : η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

P: η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

$A_d$ : η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

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

Υπογραμμίζεται, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική. Το σύμβολο του αθροίσματος [  $\Sigma$  ] σημαίνει απλά επαλληλία δράσεων, δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη διαφόρων δράσεων.

Ο έλεγχος στην Ο.Κ.Α ικανοποιείται όταν ισχύει η παρακάτω ανίσωση για κάθε συνδυασμό δράσεων και για κάθε μορφή αστοχίας.

$$E_d \leq R_d \quad (4.4)$$

Όπου  $E_d$ : η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων

$R_d$ : η οριακή τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης δράσης

Συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας για τον φορέα 1 είναι οι παρακάτω:

1.  $1.35G + 1.00P + 1.35Q$
2.  $1.35G + 1.00P + 1.35Q + 1.50 \cdot 0.3W_x$
3.  $1.35G + 1.00P + 1.35Q + 1.50 \cdot 0.3W_y$
4.  $1.35G + 1.00P + 1.35Q + 1.50 \cdot 0.3W_z$
5.  $1.35G + 1.00P + 1.50W_x + 1.35 \cdot 0.4 \cdot Q$
6.  $1.35G + 1.00P + 1.50W_y + 1.35 \cdot 0.4 \cdot Q$
7.  $1.35G + 1.00P + 1.50W_z + 1.35 \cdot 0.4 \cdot Q$
8.  $1.35G + 1.00P + 1.35Q + 1.5 \cdot 0.6T$

Οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην οριακή κατάσταση αστοχίας για τους υπόλοιπους φορείς (2,3,4) είναι ανάλογης λογικής, με τη διαφορά ότι δεν υπάρχει ο όρος της προέντασης.

Στους συνδυασμούς (2), (3), (4) η κύρια μεταβλητή δράση είναι το κινητό φορτίο  $Q$  κι η μεταβλητή δράση  $i$  είναι ο άνεμος  $W$ .

Στους συνδυασμούς (5), (6), (7) η κύρια μεταβλητή δράση είναι ο άνεμος  $W$  κι η μεταβλητή δράση  $i$  είναι το κινητό φορτίο  $Q$ .

Στο συνδυασμό (8), η κύρια μεταβλητή δράση είναι το κινητό φορτίο  $Q$  κι η μεταβλητή δράση  $i$  είναι η θερμοκρασία  $T$ .

Τονίζεται ότι, δράσεις ανέμου και θερμοκρασίας δε συνδυάζονται σε οδικές γέφυρες και πεζογέφυρες σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα. Για αυτό το λόγο, δεν υπάρχει κάποιος συνδυασμός με κύρια μεταβλητή δράση τη θερμοκρασία και μεταβλητή δράση  $i$  τον άνεμο κι αντίστροφα.

Οι συντελεστές συνδυασμού κι ασφαλείας που χρησιμοποιήθηκαν προέκυψαν από τους πίνακες 4.1 και 4.2:

Δράση	Σύμβολο	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Φορτία κυκλοφορίας	$g_1$	0,40	0,40	0
	$Q_{f_{ik}}$	0	0	0
	$g_2$	0	0	0
Δράσεις ανέμου	$F_{pk}$	0,3	0,2	0
Θερμικές δράσεις	$T_k$	0,6 <sup>(1)</sup>	0,6	0,5
Φορτία χιονιού	$Q_{S_{k}}$ (κατά την εκτέλεση)	0,8	-	0
Φορτία κατασκευής	$Q_c$	1,0	-	1,0
1) Η συνιστάμενη τιμή $\psi_0$ για θερμικές δράσεις μπορεί στις περισσότερες περιπτώσεις να μειωθεί σε 0 για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας EQU, STR και GEO. Βλέπε επίσης τους Ευρωκώδικες σχεδιασμού.				

Πίνακας 4.1: Συντελεστές συνδυασμού  $\psi$  για πεζογέφυρες

Persistent and transient design situation	Permanent actions		Prestress	Leading variable action (*)	Accompanying variable actions (*)	
	Unfavourable	Favourable			Main (if any)	Others
(Eq. 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,l} Q_{k,l}$		$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(\*) Variable actions are those considered in Tables A2.1 to A2.3.

NOTE 1 The  $\gamma$  values for the persistent and transient design situations may be set by the National Annex.

For persistent design situations, the recommended set of values for  $\gamma$  are:

$\gamma_{G,sup} = 1,05$   
 $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$   
 $\gamma_Q = 1,35$  for road and pedestrian traffic actions, where unfavourable (0 where favourable)  
 $\gamma_Q = 1,45$  for rail traffic actions, where unfavourable (0 where favourable)  
 $\gamma_Q = 1,50$  for all other variable actions for persistent design situations, where unfavourable (0 where favourable).  
 $\gamma$  = recommended values defined in the relevant design Eurocode.

For transient design situations during which there is a risk of loss of static equilibrium,  $Q_{k,l}$  represents the dominant destabilising variable action and  $Q_{k,i}$  represents the relevant accompanying destabilising variable actions.

During execution, if the construction process is adequately controlled, the recommended set of values for  $\gamma$  are:

$\gamma_{G,sup} = 1,05$   
 $\gamma_{G,inf} = 0,95^{(1)}$   
 $\gamma_Q = 1,35$  for construction loads where unfavourable (0 where favourable)  
 $\gamma_Q = 1,50$  for all other variable actions, where unfavourable (0 where favourable)

Πίνακας 4.2: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

### 4.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι εκείνη η κατάσταση πέραν της οποίας υπάρχει υπέρβαση των προδιαγεγραμμένων λειτουργικών απαιτήσεων. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τη λειτουργία υπό φυσιολογική χρήση, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση της κατασκευής.

Διακρίνονται σε : i) αναστρέψιμες ii) μη αναστρέψιμες

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι παρακάτω:

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός (characteristic (rare) combination)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \Sigma \psi_{0i} Q_{ki} \quad (4.5)$$

- Συχνός συνδυασμός (frequent combination)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki} \quad (4.6)$$

- Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent combination)

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki} \quad (4.7)$$

Ο έλεγχος στην Ο.Κ.Λ ικανοποιείται, όταν ισχύει η παρακάτω ανίσωση για κάθε συνδυασμό δράσεων και για κάθε κριτήριο λειτουργικότητας.

$$E_d \leq C_d \quad (4.8)$$

Όπου  $E_d$ : η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος των δράσεων

$C_d$ : η οριακή τιμή σχεδιασμού του αντίστοιχου κριτηρίου

Συγκεκριμένα, οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας για το φορέα 1 είναι οι παρακάτω:

1.  $1.00G + 1.00P$
2.  $1.00G + 1.00P + 1.00Q + 0.6T$
3.  $1.00G + 1.00P + 1.00Q + 0.3W$

Για τους υπόλοιπους φορείς (2, 3, 4), οι συνδυασμοί φόρτισης που επιβλήθηκαν στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ήταν αντίστοιχης λογικής με τους παραπάνω, χωρίς τον όρο της προέντασης φυσικά.

## 5 ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

### 5.1 Λογισμικό Sofistik

Η σειρά προγραμμάτων Sofistik της γερμανικής εταιρείας Sofistik AG στηρίζεται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, παρέχοντας λογισμικό για την εφαρμογή ελληνικών κανονισμών κι Ευρωκωδίκων σε έργα ωπλισμένου σκυροδέματος και κατασκευαστικού χάλυβα.

Πρόκειται για μια σειρά προγραμμάτων, που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από την ίδια βάση δεδομένων. Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας κι εισαγωγής δεδομένων (pre-processing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD).

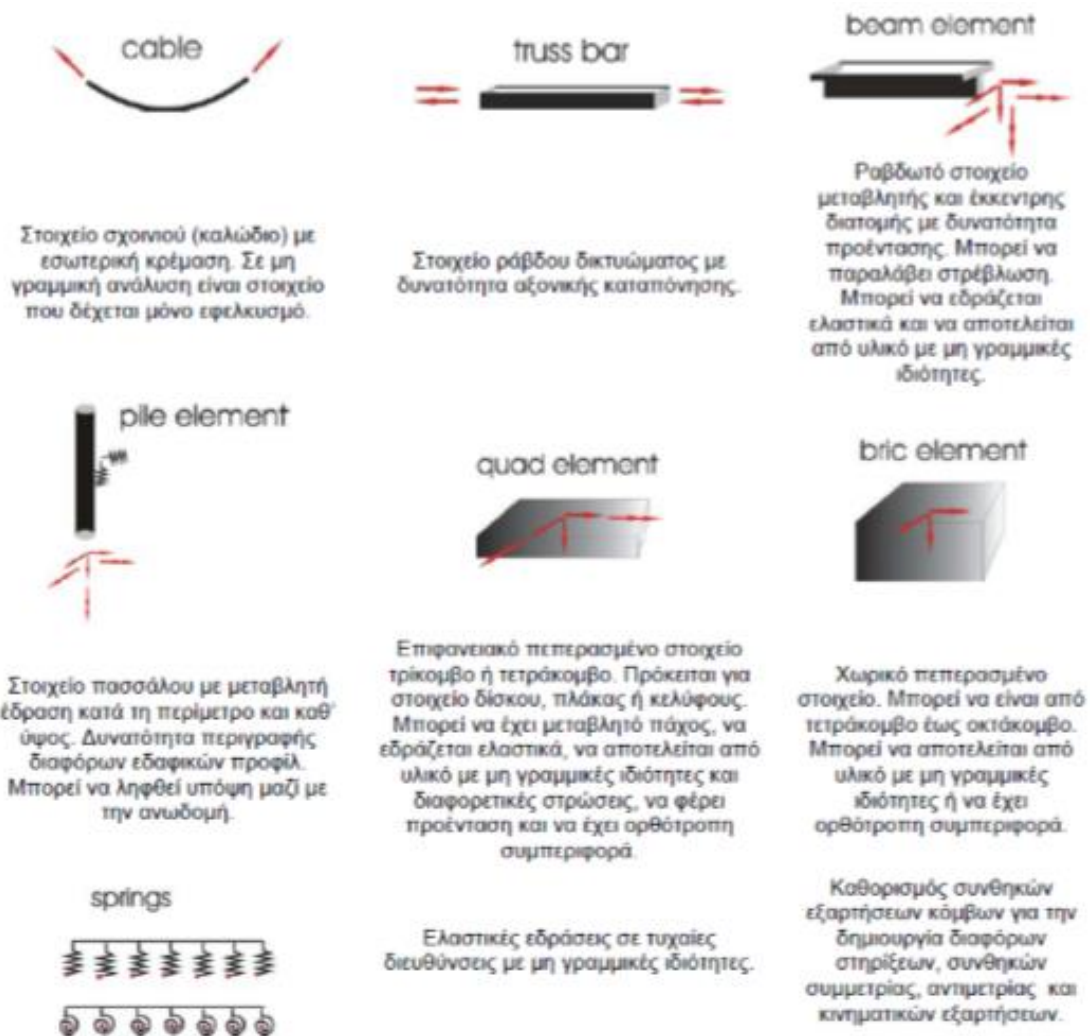
Το πρόγραμμα περιλαμβάνει βιβλιοθήκες πρότυπων διατομών (όπως: κυκλικές, κιβωτοειδείς, σύμμικτες) κι υλικών (όπως: σκυροδέματος, χάλυβα, ξύλου) σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς (όπως: ευρωκώδικες, γερμανικούς, αμερικανικούς κλπ). Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό εισαγωγής δεδομένων στο πρόγραμμα, ενώ παράλληλα αυτό υπολογίζει μηχανικά χαρακτηριστικά των διατομών, μεγέθη για τον υπολογισμό των τάσεων κλπ. Μάλιστα, τα προγράμματα ανάλυσης του Sofistik μπορούν να πραγματοποιήσουν στατικές και δυναμικές αναλύσεις με γραμμικότητα ή μη υλικού και γεωμετρίας.

Για τη μοντελοποίηση στο πρόγραμμα περιλαμβάνονται τα εξής είδη στοιχείων:

- Cable element
- Truss element
- Beam element
- Pile element
- Bric element
- Quad element

Λεπτομερέστερα περιγράφονται στο παρακάτω σχήμα:



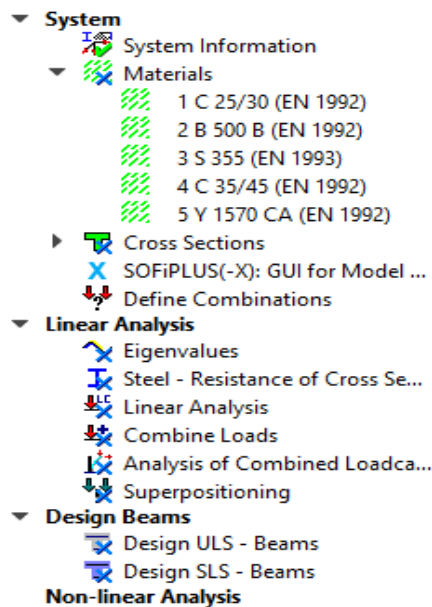


Σχήμα 5.1: Είδη πεπερασμένων στοιχείων που περιλαμβάνονται στο λογισμικό Sofistik

## 5.2 Διαδικασία μοντελοποίησης

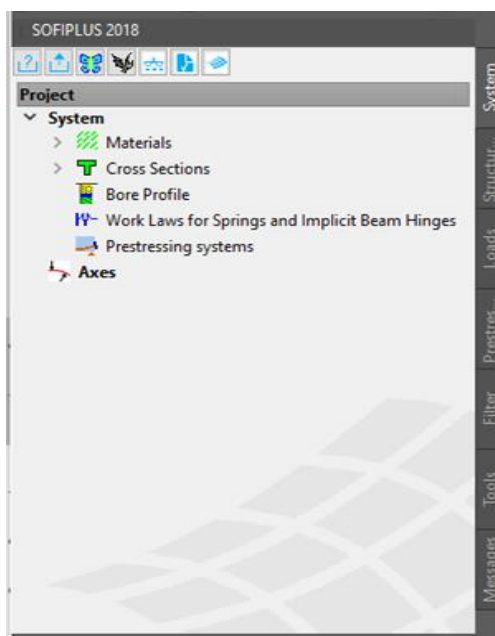
Ανοίγοντας το Sofistik Structural Desktop (SSD), στο αρχικό παράθυρο επιλέγουμε New Project και ορίζουμε τις βασικές παραμέτρους του μοντέλου. Χρειάζεται προσοχή σε αυτό το αρχικό βήμα, γιατί στη συνέχεια ορισμένα δεδομένα δεν μπορούν να αλλάξουν.

Μόλις ανοίξει το περιβάλλον του Sofistik, αρχικά ορίζονται τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν στο task: materials. Στην παρούσα εργασία δε δημιουργήθηκε κάποιο υλικό με τροποποιημένες ιδιότητες.



Σχήμα 5.2: Τα tasks του Sofistik (materials, cross sections)

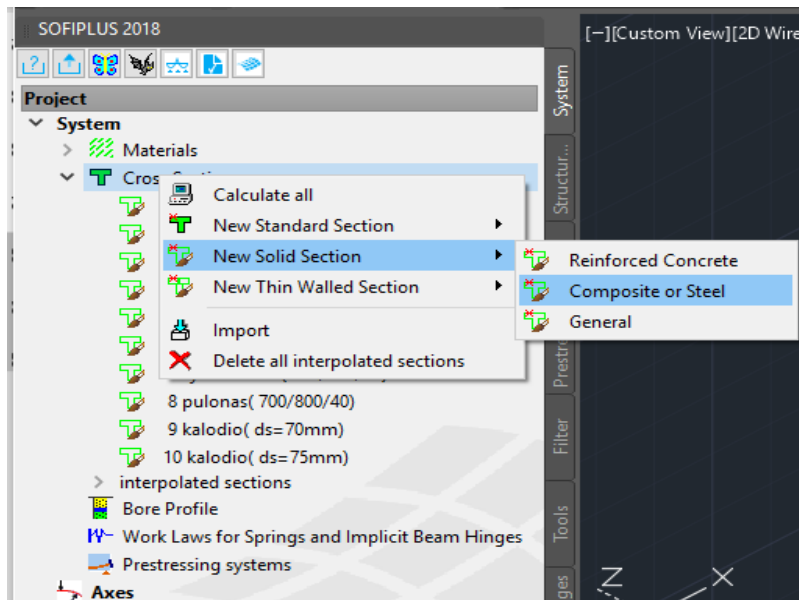
Ιδιαίτερη αναφορά αξίζει να γίνει στο task: SOFIPLUS(-X): GUI for Model Creation, το οποίο πρακτικά είναι ένα περιβάλλον AutoCAD, τροποποιημένο ώστε να συνεργάζεται με το Sofistik. Μία από τις διαφορές του SOFIPLUS σε σχέση με το κλασικό AutoCAD είναι το πεδίο ελέγχου στα αριστερά το οποίο χωρίζεται σε διάφορα tabs. Αυτά τα tabs χρησιμοποιούνται από πάνω προς τα κάτω.



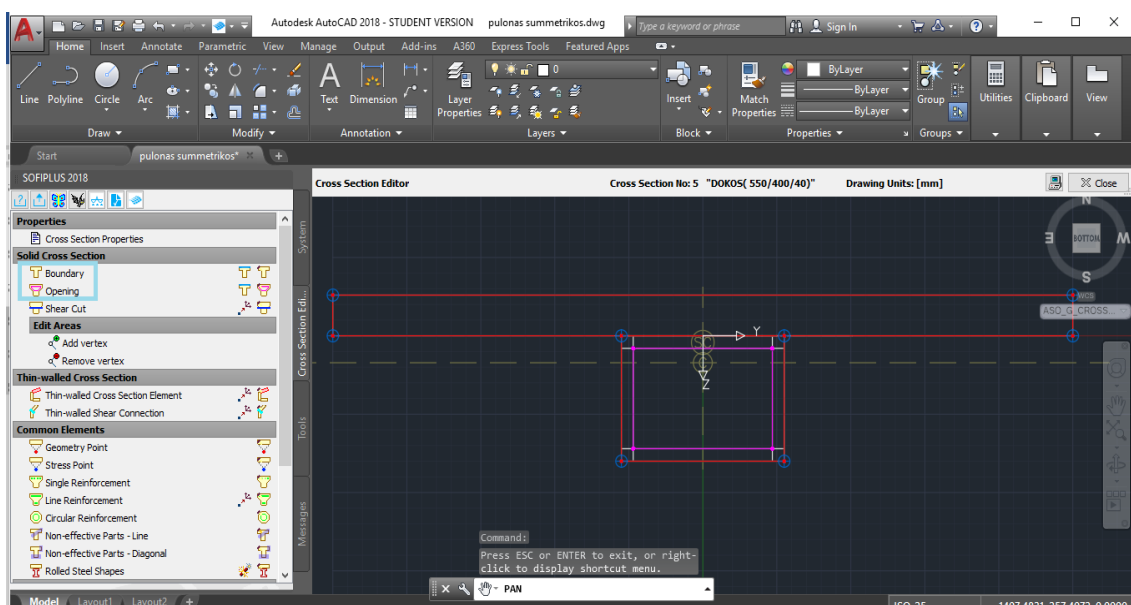
Σχήμα 5.3: Τα tabs του SOFIPLUS (system, structures ,loads)

Στο πρώτο tab υπάρχουν τα υλικά που ορίστηκαν από το αρχείο ssd. Ταυτόχρονα λοιπόν με το αρχείο ssd υπάρχει κι ένα αρχείο dwg.

Έπειτα, ορίζονται οι διατομές με την επιλογή cross sections. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται σε γέφυρες γενικά δεν είναι πρότυπες. Στην παρούσα διπλωματική, η πλειοψηφία των διατομών δεν ήταν πρότυπες. Για τη δημιουργία μιας καθαρά μεταλλικής διατομής -όπως της διαδοκίδας- ή μιας σύμμικτης ακολουθήθηκαν τα παρακάτω βήματα: δεξί κλικ στο cross sections -> new solid section-> composite or steel. Η διατομή σχεδιάζεται με lines ή circles (ανάλογα του σχήματος της) όπως ακριβώς και στο AutoCAD και οριστικοποιείται με την εντολή boundary. Τα boundaries είναι πάντα κόκκινα. Αν υπάρχει κάποιο άνοιγμα στη διατομή - για παράδειγμα σε μια κοίλη τετραγωνική διατομή - τότε αυτό γίνεται μέσω της εντολής opening.

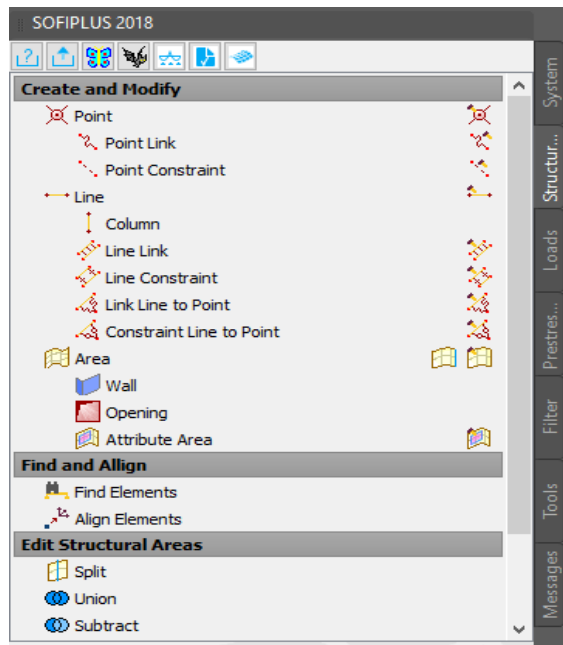


Σχήμα 5.4: Δημιουργία μεταλλικής ή σύμμικτης διατομής



Σχήμα 5.5: Σύμμικτη διατομή κυρίας δοκού

Επόμενο βήμα αποτελεί ο σχεδιασμός της γεωμετρίας του φορέα στο περιβάλλον του SOFIPLUS. Πάνω σε αυτήν, ορίζονται τα δομικά στοιχεία (structural lines) και οι συνοριακές συνθήκες με την εντολή point. Τα δομικά στοιχεία δημιουργούνται εφόσον αναθέσουμε διατομές - που έχουμε ορίσει σε προηγούμενο βήμα - στα άκρα τους. Σε αυτή τη μελέτη χρησιμοποιήθηκαν beam elements για τις διαδοκίδες, τις κύριες δοκούς και τον πυλώνα και cable elements για τα καλώδια.



Σχήμα 5.6: Εντολές point και line

Στο τέλος ορίζονται οι φορτίσεις και τα φορτία που τους αντιστοιχούν. Στο πεδίο ελέγχου επιλέγεται στο tab: Loads, η ενότητα Loadcases. Έπειτα στο tab: Actions ορίζονται οι τύποι φορτίσεων που θα χρησιμοποιηθούν. Κάθε loadcase που θα οριστεί αμέσως μετά, πρέπει να αντιστοιχεί σε κάποιον από αυτούς τους τύπους. Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται τα φορτία που ορίστηκαν και εισήχθησαν στο φορέα 1.

SOFiSTiK: Loadcase Manager

Action	Description	Partition	Superposition	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{inf}$
G_1	dead load g1	G (Permanent)	PERM permanent	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P	prestressing	P (Prestress)	PERM permanent	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q	variable load	Q (Variable)	COND conditional	1.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
T	temperature loading	Q (Variable)	EXCL exclusive within category	1.50	0.00	1.00	0.60	0.60	0.50	1.00
W	wind loading	Q (Variable)	EXCL exclusive within category	1.50	0.00	1.00	0.30	0.20	0.00	1.00

Σχήμα 5.7: Φορτίσεις (actions)

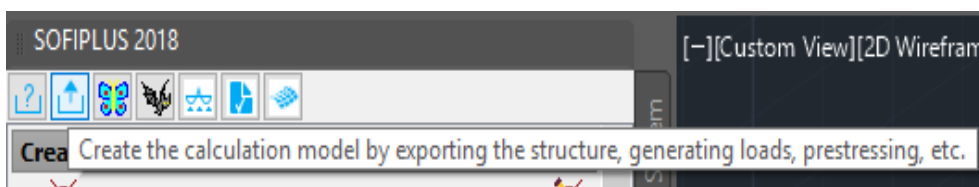
SOFISTik: Loadcase Manager

Actions Loadcases

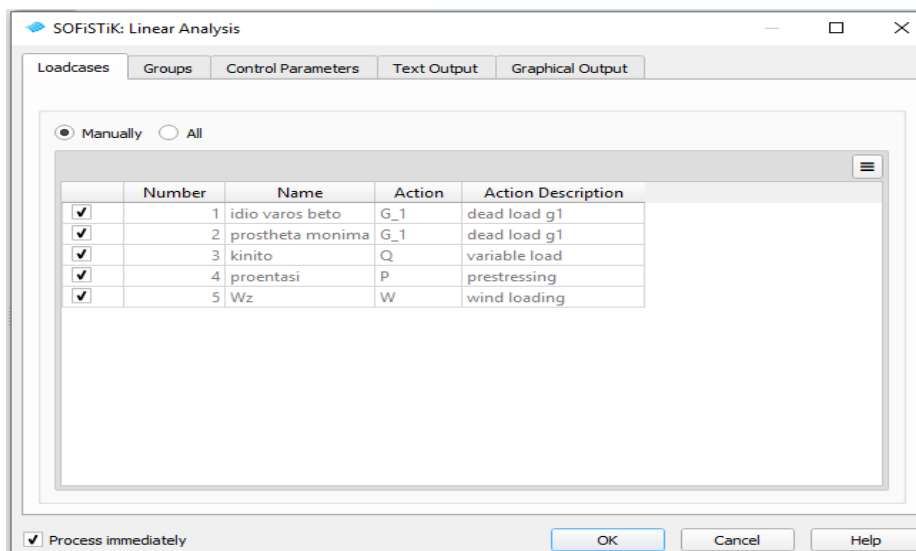
Nr	Title	Action	Factor of dead weight	$\gamma-u$	$\gamma-f$	$\gamma-a$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_{inf}$
1	idio varos beto	G_1 dead load g1	0.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	prostheta monima	G_1 dead load g1	0.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	kinito	Q variable load	0.00	1.50	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	proentasi	P prestressing	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	W	W wind loading	0.00	1.50	0.00	1.00	0.30	0.20	0.00	1.00
6	T	T temperature ...	0.00	1.50	0.00	1.00	0.60	0.60	0.50	1.00

Σχήμα 5.8: Τύποι φορτίσεων (loadcases)

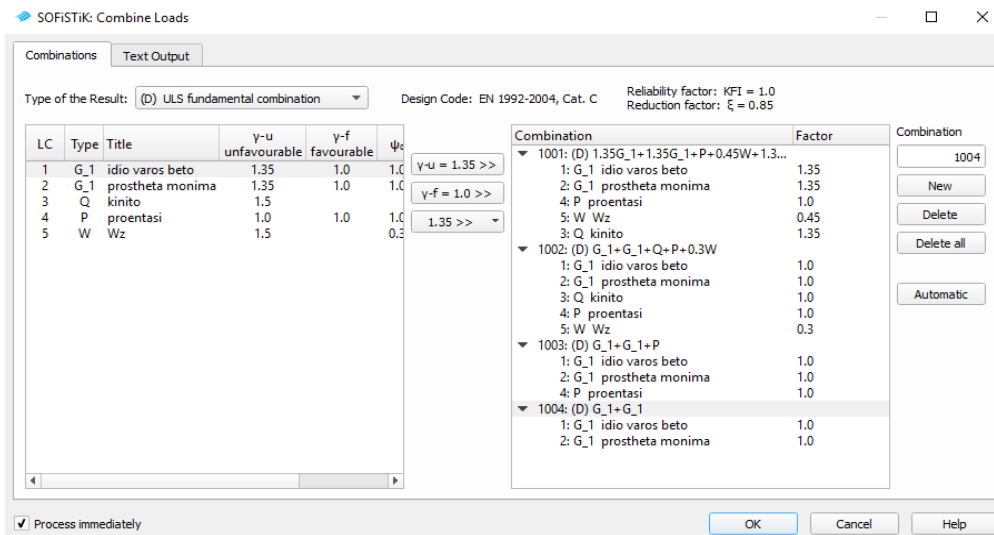
Κάνοντας export γίνεται μετάβαση στο περιβάλλον ssd.



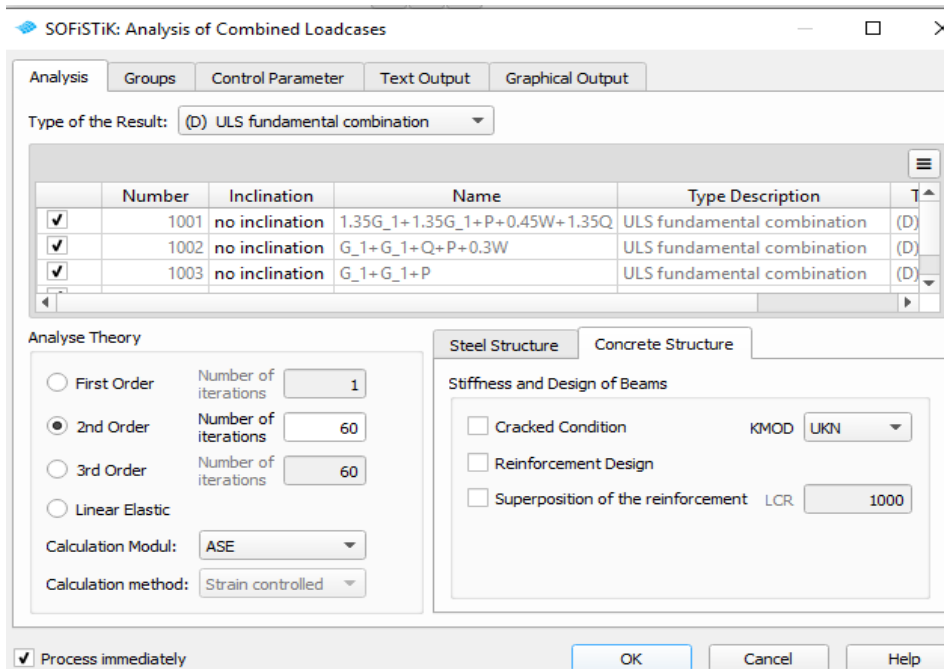
Επιλέγεται το task: Linear Analysis για να γίνει η ανάλυση και να εξασφαλιστεί - τουλάχιστον αρχικά - η ορθότητα του μοντέλου.



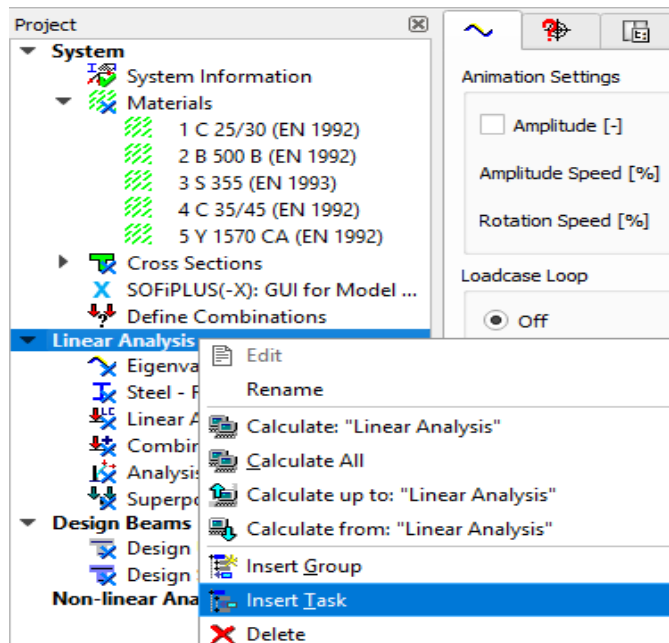
Στο task: Combine Loads ορίζονται οι συνδυασμοί των δράσεων.



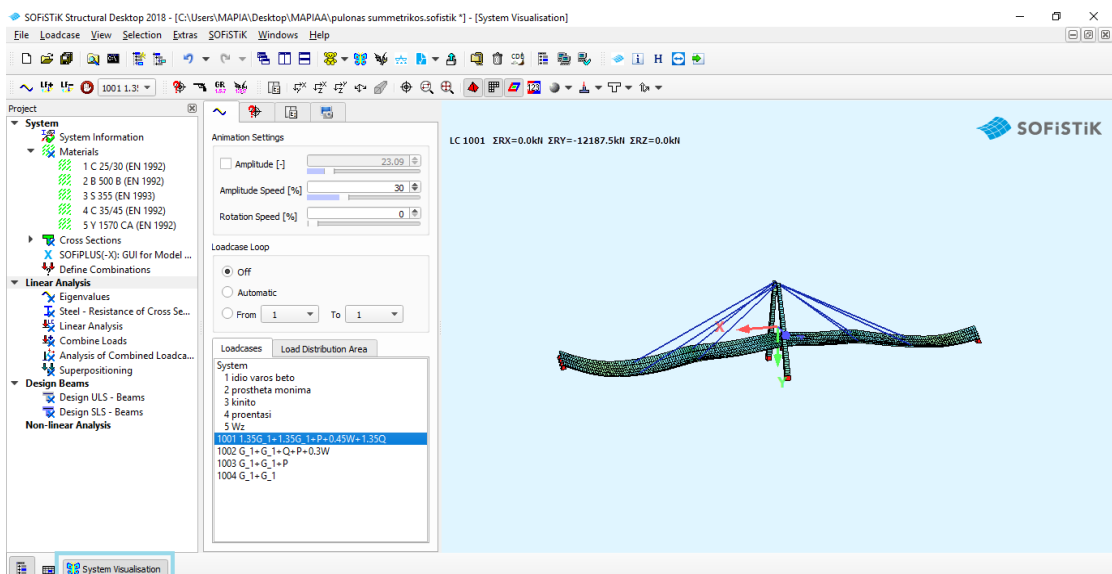
Με το task: Analysis of Combined Loads επιλύονται οι συνδυασμοί φορτίσεων. Στην παρούσα διπλωματική έγινε ανάλυση 3<sup>ης</sup> τάξης για τον φορέα 1 και 2<sup>ης</sup> τάξης για τους υπόλοιπους φορείς.



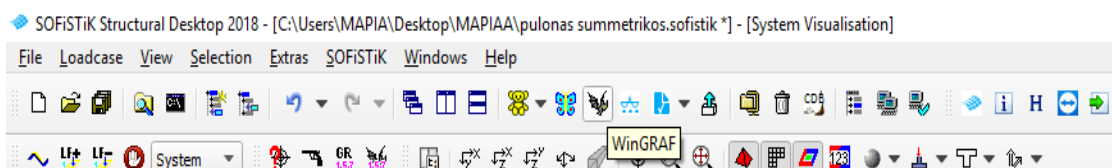
Ο υπολογισμός των τάσεων έγινε μέσω του task: Steel-Resistance of Cross sections. Το παραπάνω task ενεργοποιείται ως εξής: δεξί κλικ στο Linear Analysis -> Insert task. Ακολουθεί ανάλογη εικόνα.



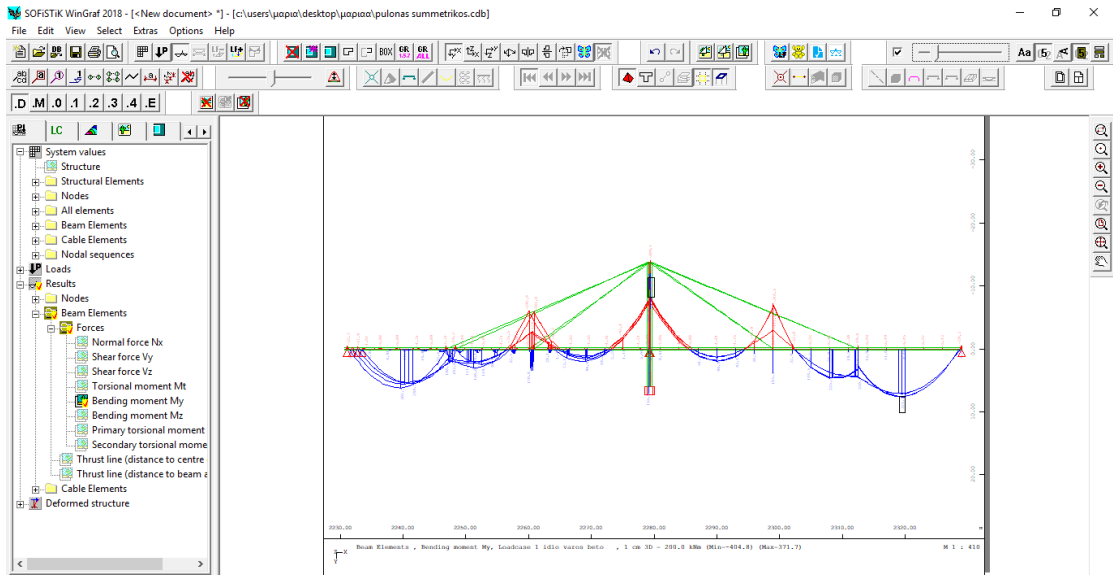
Πολύ σημαντική είναι η ύπαρξη του animator, μέσω του οποίου απεικονίζεται η απόκριση της κατασκευής. Είναι πολύ χρήσιμος για λόγους εποπτείας.



Μέσω του Wingraf ελέγχονται τα εντατικά μεγέθη, οι παραμορφώσεις του φορέα κλπ.







Σχήμα 5.9: Περιβάλλον Wingraf

### 5.3 Ανάλυση

Ο φορέας επεξεργάστηκε με ένα αναλυτικό προσομοίωμα υπολογισμού, στο οποίο υπήρχε η δυνατότητα να μελετηθούν οι ομάδες μελών (groups) ανεξάρτητα η μία από την άλλη σε κάθε φάση κατασκευής.

Για τη διαστασιολόγηση των διατομών έγινε ελαστικός έλεγχος. Σύμφωνα με τον ελαστικό έλεγχο, οι διατομές διαστασιολογούνται με την απαίτηση οι μέγιστες τάσεις -που αναπτύσσονται σε αυτές- να είναι μικρότερες από τις επιτρεπόμενες. Στην προκειμένη περίπτωση, οι επιτρεπόμενες τάση θεωρείται ότι είναι το πλήρες ή το απομειωμένο όριο διαρροής του χάλυβα για τις μεταλλικές διατομές.

Από την άλλη πλευρά, για τα καλώδια έγινε μη γραμμική ανάλυση 3<sup>ης</sup> τάξης. Για δομικά στοιχεία με μεγάλες μετατοπίσεις και μεγάλες στροφές (>350mrad), συνίσταται η εφαρμογή της ανάλυσης 3<sup>ης</sup> τάξης, ώστε να παρακολουθείται λεπτομερέστερα η συμπεριφορά της κατασκευής. Η βασική διαφορά της ανάλυσης 2<sup>ας</sup> τάξεως και 3<sup>ης</sup> τάξεως είναι ότι η κινηματική σχέση της καμπυλότητας είναι μη γραμμική.

## 6 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

### 6.1 Κατηγοριοποίηση διατομών

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να περιγράψει το βαθμό κατά τον οποίο η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη. Η κατάταξη γίνεται λοιπόν για κάθε τοίχωμα χωριστά. Για ολόκληρη τη διατομή ισχύει η μεγαλύτερη κατηγορία. Οι διατομές κατατάσσονται στις τέσσερις παρακάτω κατηγορίες:

- **Κατηγορία 1:** Οι διατομές αναπτύσσουν την πλαστική ροπή και έχουν επαρκή στροφική ικανότητα
- **Κατηγορία 2:** Οι διατομές αναπτύσσουν την πλαστική ροπή, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα
- **Κατηγορία 3:** Οι διατομές αναπτύσσουν την ελαστική ροπή
- **Κατηγορία 4:** Οι διατομές εμφανίζουν τοπικό λυγισμό και έχουν αντοχή σε κάμψη μικρότερη από την ελαστική ροπή

Οι διατομές κατηγορίας 1 και 2 σχεδιάζονται με βάση την πλαστική αντοχή τους, ενώ οι διατομές κατηγορίας 3 και 4 σχεδιάζονται με βάση την ελαστική αντοχή τους. Τονίζεται, ότι η διάκριση μεταξύ κατηγορίας 1 και 2 για τις γέφυρες δεν έχει μεγάλη σημασία, γιατί δε χρησιμοποιείται ποτέ η πλαστική ανάλυση.

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

Πίνακας 6.1 : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για εσωτερικά θλιβόμενα πέλατα

Κατηγορία βάσης πυλώνα:  $c/t = 1400/50 = 28 < 38 \varepsilon = 28.5 \Rightarrow$  Κατηγορία 2

Κατηγορία κορυφής πυλώνα:  $c/t = 1000/50 = 20 < 33 \varepsilon = 24.75 \Rightarrow$  Κατηγορία 1

➤ Φορέας 1

Κατηγορία κύριας δοκού:  $c/t = 420/40 = 10.5 < 33 \varepsilon = 26.73 \Rightarrow$  Κατηγορία 1

➤ Φορέας 2

Κατηγορία κύριας δοκού:  $c/t = 280/30 = 9.33 < 33 \varepsilon = 26.73 \Rightarrow$  Κατηγορία 1

➤ Φορείς 3 & 4

Κατηγορία κύριας δοκού:  $c/t = 230/30 = 7.67 < 33 \varepsilon = 26.73 \Rightarrow$  Κατηγορία 1

## 6.2 Κύρτωση ελασμάτων λόγω διατμητικών τάσεων

Σύμφωνα με τον EN1993-1-5, ορίζεται ότι ελάσματα χωρίς ενδιάμεσες νευρώσεις θα πρέπει να ελέγχονται σε κύρτωση έναντι διατμητικών τάσεων, εάν ισχύει η ανίσωση:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} \quad (6.1)$$

Όπου  $\eta$ : συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 1.2

Ελέγχεται η σχέση (6.1) για τη δυσμενέστερη διατομή. Εάν ικανοποιείται για αυτή, δε χρειάζεται να ελεγχθούν οι υπόλοιπες. Η δυσμενέστερη διατομή είναι αυτή στη βάση του πυλώνα.

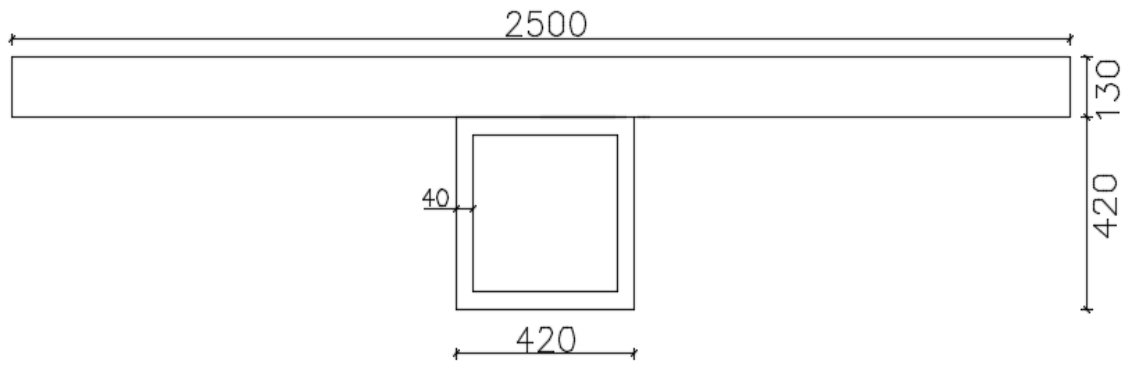
Επειδή:  $h_w / t = 1400 / 50 = 28 < 72 * 0.75 / 1.2 = 48.6$ , δε χρειάζεται περαιτέρω έλεγχος λόγω κύρτωσης.

## 6.3 Διατομές μελών

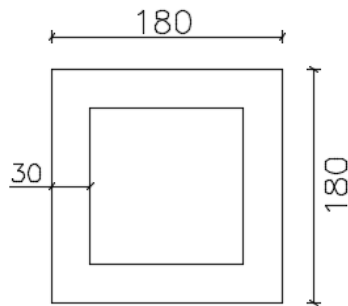
Για την επιλογή των διατομών ακολουθήθηκε επαναληπτική διαδικασία. Τελικά, επιλέχθηκαν οι παρακάτω διατομές.

➤ Φορέας 1

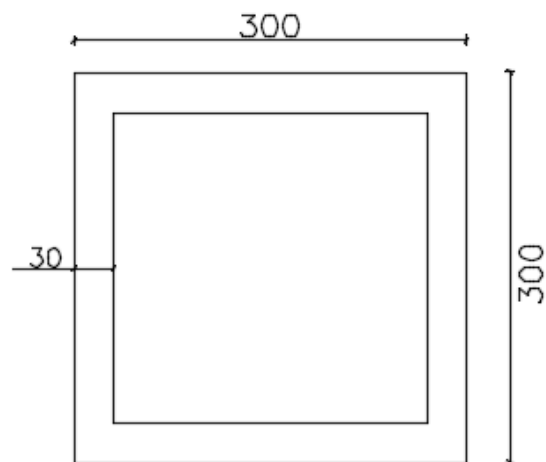
Η διατομές των κυρίων δοκών είναι σύμμικτες με  $b_{ef} = 2.5m$  και  $h_c = 13cm$ . Οι διατομές των διαδοκίδων, των πυλώνων και της συνδετήριας δοκού είναι καθαρά μεταλλικές. Οι διαστάσεις τους φαίνονται στα παρακάτω σχήματα.



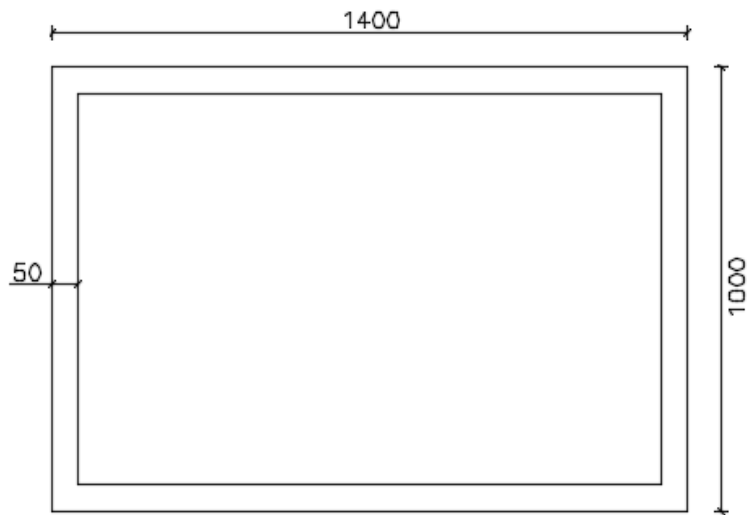
Σχήμα 6.1: Διατάξεις διατομής κύριας δοκού



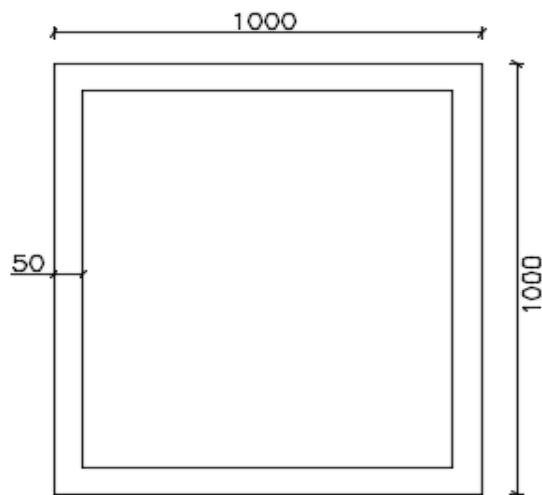
Σχήμα 6.2: Διαστάσεις διατομής διαδοκίδας



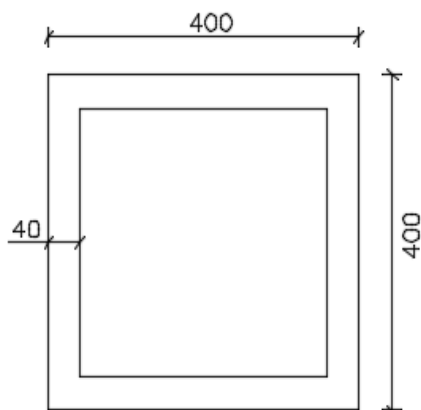
Σχήμα 6.3: Διαστάσεις διατομής διαδοκίδας στις θέσεις αγκύρωσης καλωδίων και στην περιοχή του πυλώνα



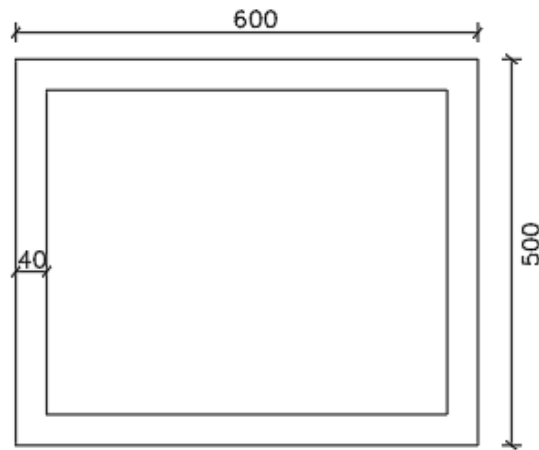
Σχήμα 6.4: Διαστάσεις διατομής πυλώνα στη βάση



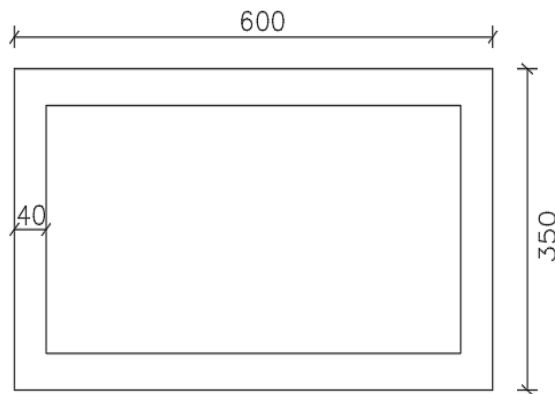
Σχήμα 6.5: Διαστάσεις διατομής πυλώνα στην κορυφή



Σχήμα 6.6: Διαστάσεις διατομής άνω συνδετήριων δοκών



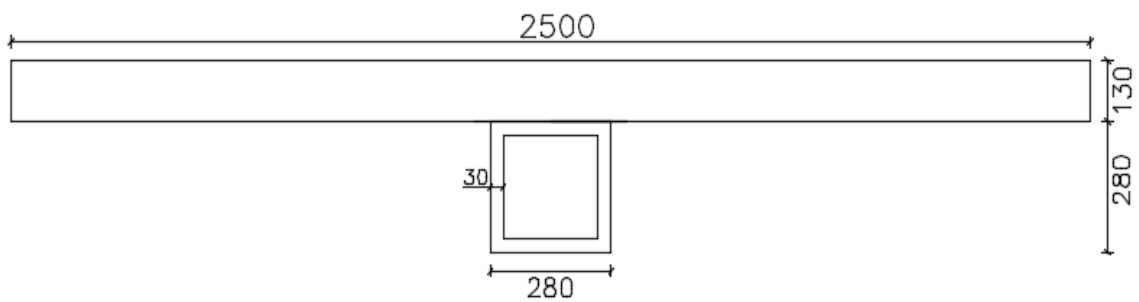
Σχήμα 6.7: Διαστάσεις διατομής κάτω συνδετήριας δοκού (άκρα)



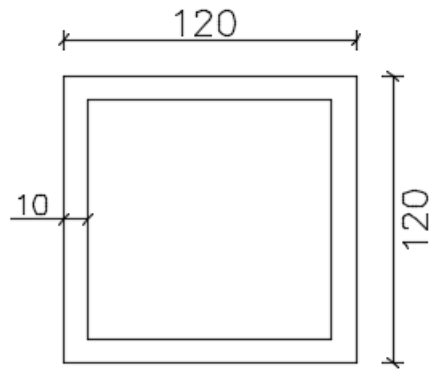
Σχήμα 6.8: Διαστάσεις διατομής κάτω συνδετήριας δοκού (μέσο)

➤ Φορέας 2

Η διατομές των κυρίων δοκών είναι σύμμικτες, ενώ των διαδοκίδων αμιγώς μεταλλικές και αρκετά μικρότερες από τις αντίστοιχες του φορέα 1.



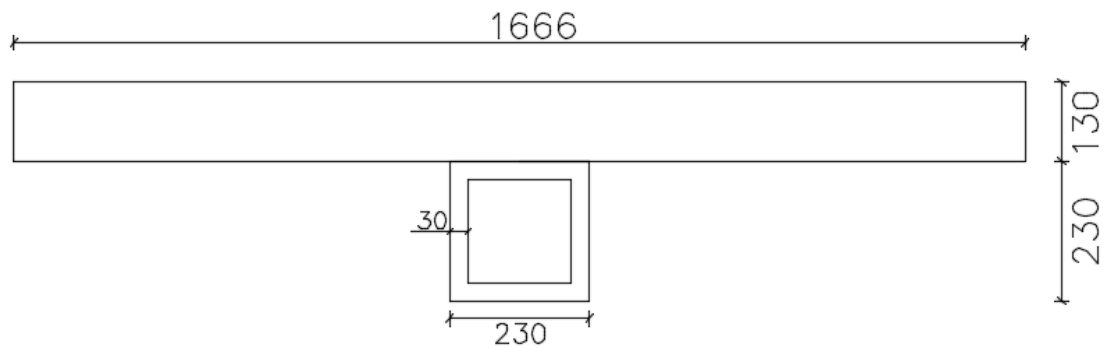
Σχήμα 6.9: Διαστάσεις διατομής κύριας δοκού



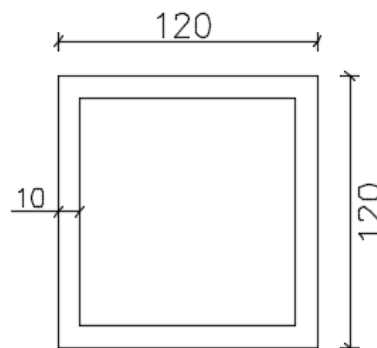
Σχήμα 6.10: Διαστάσεις διατομής διαδοκίδας

➤ Φορείς 3 & 4

Οι διατομές και η διάταξη των μελών στους φορείς 3 και 4 είναι ίδια. Αντίστοιχα με τους προηγούμενους φορείς, οι διατομές των κύριων δοκών είναι σύμμικτες, ενώ των διαδοκίδων μεταλλικές. Το πλάτος επιρροής των δοκών διαφέρει ( $b'_{ef} = 1.666\text{m}$ ).



Σχήμα 6.11: Διαστάσεις διατομής κύριας δοκού

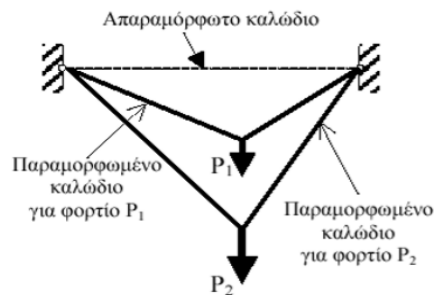


Σχήμα 6.12: Διαστάσεις διατομής διαδοκίδας

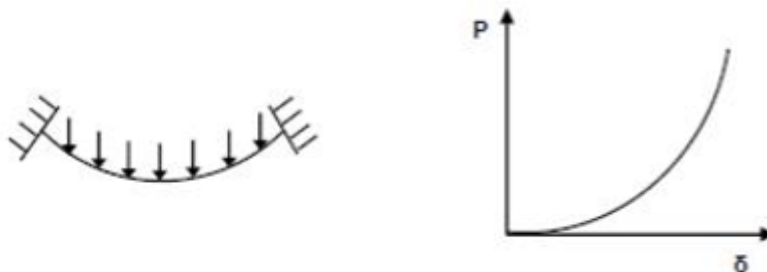
## 7 ΚΑΛΩΔΙΑ

### 7.1 Γενικά

Τα καλώδια ανάρτησης και αγκύρωσης είναι τα κύρια κατασκευαστικά στοιχεία των καλωδιωτών κατασκευών, όπως η υπό μελέτη πεζογέφυρα. Πρόκειται για καλώδια υψηλής αντοχής, που μεταφέρουν τα φορτία του καταστρώματος στους πυλώνες μέσω αξονικού εφελκυσμού. Τα καλώδια δεν μπορούν να αναπτύξουν κάμψη και διάτμηση, ενώ το σχήμα τους δε διατηρείται σταθερό, αλλά αλλάζει ανάλογα με το φορτίο που τους ασκείται. Για παράδειγμα, εάν ασκηθεί συγκεντρωμένο φορτίο, τότε λαμβάνουν τριγωνική μορφή. Εάν τους ασκηθεί ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο, τότε παίρνουν παραβολικό σχήμα. Ενδεικτικό είναι το σχήμα που ακολουθεί:



Επίσης, η δυσκαμψία των καλωδίων αλλάζει ανάλογα με το βέλος τους. Αυτό συμβαίνει γιατί οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται, δε μεταβάλλονται γραμμικά με το εξωτερικό φορτίο. Συνήθως, με την αρχική προένταση επιτυγχάνεται μεγάλη δυσκαμψία. Στη συνέχεια, με την επιβολή των εξωτερικών φορτίων η συμπεριφορά μπορεί να είναι: i) γραμμική – αν τα φορτία είναι πολύ μικρότερα από την προένταση- ii) μη γραμμική – αν τα φορτία είναι σημαντικά σε σχέση με την προένταση. Παρακάτω απεικονίζεται η μη γραμμική συμπεριφορά ενός καλωδίου.



Η κατάσταση ισορροπίας που προκύπτει είναι καμπύλη. Επομένως, δεν μπορεί να εφαρμοστεί η αρχή της επαλληλίας κι οι κλασσικές μέθοδοι στατικής ανάλυσης. Το φαινόμενο αυτό είναι γνωστό ως: “γεωμετρική μη γραμμικότητα” και είναι βασικό χαρακτηριστικό των εφελκυσμένων κατασκευών.



Τα χαρακτηριστικά που είναι επιθυμητό να έχουν τα καλώδια κατά τη φάση σχεδιασμού και κατασκευής τους είναι: i) ολκιμότητα ii) καλή συμπεριφορά σε κόπωση iii) αντοχή σε διάβρωση iv) ευκαμψία σε άλλες καταπονήσεις, εκτός της εφελκυστικής v) υψηλή εφελκυστική δυσκαμψία και εφελκυστική αντοχή θραύσης.

## 7.2 Δυνάμεις προέντασης

Η εισαγωγή δύναμης προεντάσεως κρίνεται αναγκαία, διότι μέσω αυτής:

- Εξασφαλίζεται η ελαστική γραμμική συμπεριφορά των καλωδίων
- Διευκολύνεται η εισαγωγή αντιβέλους του φορέα
- Καθίστανται αξιόπιστος ο σχεδιασμός του φορέα από δυναμικής άποψης, γιατί τα καλώδια συνεισφέρουν στο μητρώο ακαμψίας αυτού

Γενικότερα, για την εύρεση των δυνάμεων προέντασης ακολουθείται μια πολύ προσεγγιστική διαδικασία. Σύμφωνα με αυτή, απομονώνεται το κατάστρωμα της πεζογέφυρας, στις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων τοποθετώνται αρθρώσεις κι ο φορέας φορτίζεται με το συχνό συνδυασμό της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας ( $G + G'$ ). Έπειτα, υπολογίζονται οι κατακόρυφες αντιδράσεις στηρίξεως στις θέσεις των αρθρώσεων που τοποθετήθηκαν. Οι κατακόρυφες αντιδράσεις αναλύονται σε συνιστώσες, με βάση την πραγματική κλίση κάθε καλωδίου. Έτσι, για το συχνό συνδυασμό, το συνολικό βέλος του φορέα θα πρέπει να είναι μηδενικό.

Στην παρούσα διπλωματική ωστόσο, δεν ακολουθήθηκε η παραπάνω διαδικασία. Τα αποτελέσματα που θα προέκυπταν από εφαρμογή της θα ήταν μακριά από τις πραγματικά απαιτούμενες δυνάμεις, διότι τα άκρα των καλωδίων δεν είναι στηριγμένα σε ακλόνητα σημεία, αλλά στον ίδιο το φορέα, ο οποίος έχει περιθώρια μετακίνησης. Οι δυνάμεις προέντασης προέκυψαν μετά από αρκετές δοκιμές.

## 7.3 Ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας ( $E_{eq}$ )

Η μη γραμμικότητα λόγω κρέμασης κεκλιμένων καλωδίων από ίδιο βάρος (catenary effects) μπορεί να λαμβάνεται υπόψη με χρήση απομειωμένου μέτρου ελαστικότητας. Το ισοδύναμο ή ιδεατό μέτρο ελαστικότητας του καλωδίου δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$E_{ii} = \frac{E}{1 + \frac{w_i^2 \times l_i^2 \times E}{12 \times \sigma_i^3}} \quad (7.1)$$

Όπου  $E$ : το αρχικό μέτρο ελαστικότητας. Λαμβάνεται ίσο με 160 MPa.

$w_i$ : το ειδικό βάρος

Για καλώδια τύπου full locked λαμβάνεται ίσο με  $83 \text{ kN/m}^3$

$l_i$ : το μήκος της οριζόντιας προβολής του καλωδίου

$\sigma_i$ : η τάση του καλωδίου για την εξεταζόμενη περίπτωση φόρτισης

Κατά τον EN1993-1-11, θα πρέπει η ελάχιστη τάση που αναπτύσσεται από το δυσμενέστερο συνδυασμό να μην είναι χαμηλότερη από την ελάχιστη απαιτούμενη. Έτσι, το ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας ( $E_{eq}$ ) δε θα αποκλίνει παραπάνω από 10% από το θεωρητικό ( $E$ ). Θέτοντας στην εξίσωση 7.1 ως ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας  $E_{eq} = 0.90 * E = 144 \text{ MPa}$  και λύνοντας την ως προς ( $\sigma$ ), υπολογίζεται η ελάχιστη τάση των καλωδίων ( $\sigma_{min}$ ).

$$\text{Άρα : } \sigma_{min,i} = [ w_i^2 * l_i^2 * E / 12 * ( E/E_{eq} - 1 ) ]^{0.33} \quad (7.2)$$

$$\text{Σειρές καλωδίων 1 \& 6: } l_1 = l_6 = (34.5^2 + 16^2)^{0.5} = 38.03 \text{ m}$$

$$\text{Σειρές καλωδίων 2 \& 5: } l_2 = l_5 = (25.5^2 + 16^2)^{0.5} = 30.10 \text{ m}$$

$$\text{Σειρές καλωδίων 3 \& 4: } l_3 = l_4 = (16.5^2 + 16^2)^{0.5} = 22.98 \text{ m}$$

$$\text{Τελικά : } \sigma_{1,min} = \sigma_{6,min} = 9.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2,min} = \sigma_{5,min} = 7.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{3,min} = \sigma_{4,min} = 6.48 \text{ MPa}$$

#### 7.4 Επιλογή και έλεγχος καλωδίων

Επιλέχθηκαν καλώδια τύπου full locked της εταιρείας PFEIFER. Οι διατομή που χρησιμοποιήθηκε είναι PV490 ( $d_s = 70\text{mm}$ ) για όλες τις σειρές καλωδίων. Παρακάτω, απεικονίζονται οι σειρές των καλωδίων και ο πίνακας της εταιρείας Pfeifer.

Größe size	Charakt. Bruchkraft charact. breaking load $Z_{B,k}$ DIN 18800* kN	Grenzzugkraft limit tension $Z_{R,d}$ DIN 18800 kN	Metall. Querschnitt metallic cross section ca./approx. mm <sup>2</sup>	Gewicht weight ca./approx. kg/m	Konstruktion construction **	Seil- Nenndurchmesser nomin. strand dia. $d_s$ mm
PV 40	405	245	281	2,4	WS-1	21
PV 60	621	376	430	3,6	WS-1	26
PV 90	916	555	634	5,3	WS-2	31
PV 115	1170	709	808	6,8	WS-2	35
PV 150	1520	921	1060	8,9	WS-2	40
PV 195	1930	1170	1340	11,2	WS-2	45
PV 240	2380	1442	1650	13,8	WS-2	50
PV 300	3020	1830	2090	17,2	WS-3	55
PV 360	3590	2176	2490	20,5	WS-3	60
PV 420	4220	2558	2920	24,1	WS-3	65
PV 490	4890	2964	3390	27,9	WS-3	70
PV 560	5620	3406	3890	32,1	WS-3	75
PV 640	6390	3873	4420	36,4	WS-3	80
PV 720	7210	4370	4990	41,1	WS-3	85
PV 810	8090	4903	5600	46,2	WS-3	90
PV 910	9110	5521	6310	52,0	WS-3	95
PV 1010	10100	6121	6990	57,6	WS-3	100
PV 1110	11100	6727	7710	63,5	WS-3	105
PV 1220	12200	7394	8460	69,7	WS-3	110
PV 1340	13400	8121	9240	76,2	WS-3	115
PV 1450	14500	8788	10100	83,2	WS-3	120
PV 1580	15800	9576	10900	89,8	WS-3	125
PV 1730	17300	10485	11900	96,7	WS-3	130
PV 1860	18600	11273	12900	104,8	WS-3	135
PV 2000	20000	12121	13900	112,9	WS-3	140

Πίνακας 7.1 : Διατομές καλωδίων (τύπου full locked) της εταιρείας PFEIFER

➤ Έλεγχος καλωδίων σε Ο.Κ.Α.

Σύμφωνα με τον EN1993-1-1, η αντοχή σχεδιασμού για τα καλώδια στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ορίζεται ως εξής:

$$F_{Rd} = \min \left\{ \frac{F_{uk}}{1.5 \cdot \gamma_R} \mid \frac{F_k}{\gamma_R} \right\} \quad (7.3)$$

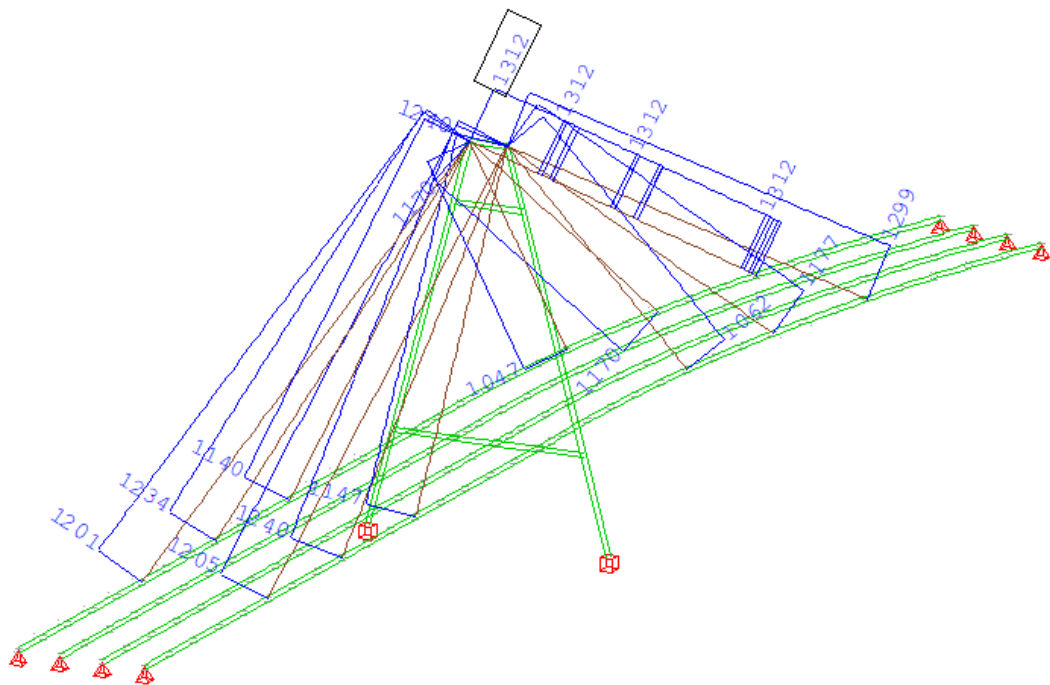
Όπου  $F_{uk}$ : η χαρακτηριστική αντοχή του καλωδίου (characteristic breaking load)

$F_k$ : η εγγυημένη αντοχή του καλωδίου (limit tension)

$\gamma_R$ : μερικός συντελεστής, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

Συμπεπώς:

$$PV490: F_{Rd} = \min (4890/1.5; 2964) = \min (3260; 2964) = 2964\text{kN}$$



Σχήμα 7.1 : Μέγιστες αξονικές καλωδίων στην Ο.Κ.Α.

Κρίσιμος συνδυασμός για τον έλεγχο των καλωδίων σε κατάσταση αστοχίας είναι ο :

$$1.35G + 1.35G' + 1P + 1.35Q + 0.45W_2^{(+)}$$

Έλεγχος :

$$N_{1,max} = 1312 \text{ kN} < F_{Rd,1} = 2964 \text{ kN} \quad (44\%)$$

$$N_{2,max} = 1062 \text{ kN} < F_{Rd,2} = 2964 \text{ kN} \quad (36\%)$$

$$N_{3,max} = 1170 \text{ kN} < F_{Rd,3} = 2964 \text{ kN} \quad (39\%)$$

$$N_{4,max} = 1147 \text{ kN} < F_{Rd,4} = 2964 \text{ kN} \quad (39\%)$$

$$N_{5,max} = 1240 \text{ kN} < F_{Rd,3} = 2964 \text{ kN} \quad (42\%)$$

$$N_{6,max} = 1205 \text{ kN} < F_{Rd,4} = 2964 \text{ kN} \quad (41\%)$$

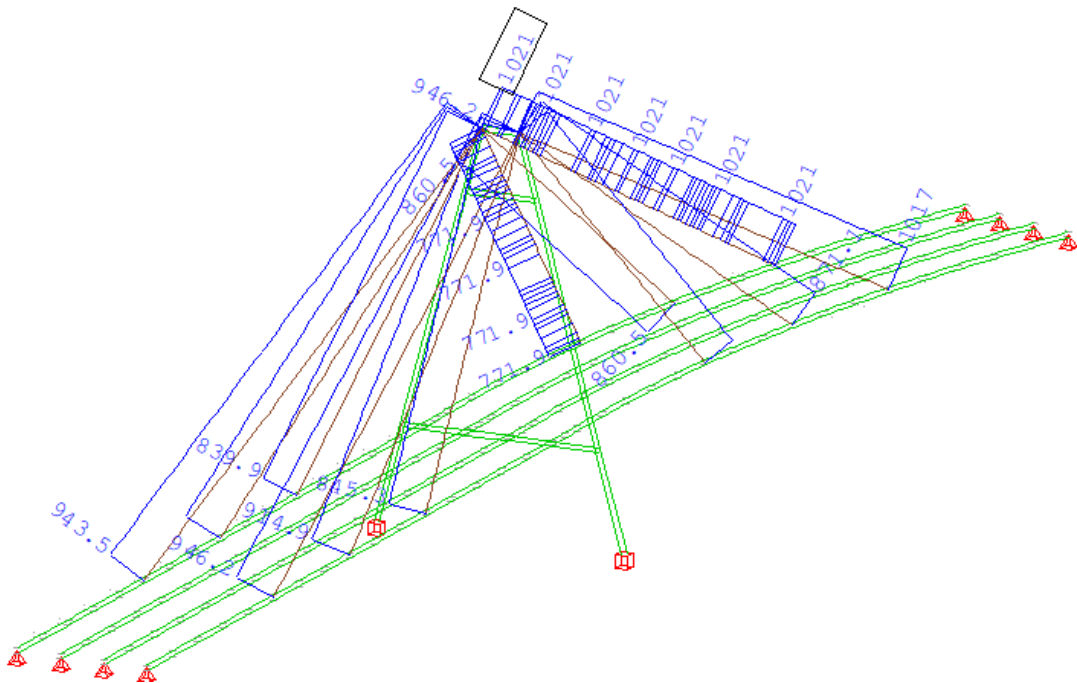
Άρα, ο έλεγχος ικανοποιείται για όλα τα καλώδια με ασφάλεια.

Στις παρενθέσεις αναγράφεται το ποσοστό εκμετάλλευσης του κάθε καλωδίου.

➤ Έλεγχος καλωδίων σε Ο.Κ.Λ.

Σύμφωνα με τον EN1993-1-1, πρέπει να ικανοποιούνται δυο συνθήκες:

- 1) Οι ελάχιστες τάσεις που αναπτύσσονται στα καλώδια πρέπει να είναι μεγαλύτερες από τις ελάχιστες επιτρεπόμενες ( $\sigma_{min}$ ). Εάν ισχύει αυτό, τα καλώδια δεν κινδυνεύουν να χαλαρώσουν.
- 2)  $f_{sLS} < 0.45 \cdot \sigma_{uk}$



Σχήμα 7.2 : Ελάχιστες αξονικές καλωδίων σε Ο.Κ.Λ

Υπολογισμός των τάσεων σε Ο.Κ.Λ. ( $\sigma_{SLS}$ )

$$N_{1,SLS} = 1021 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_{1,SLS} = 1021 \cdot 4 / \pi \cdot (7)^2 = 26.53 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{2,SLS} = 871.1 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_{2,SLS} = 871.1 \cdot 4 / \pi \cdot (7)^2 = 22.64 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{3,SLS} = 860.5 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_{3,SLS} = 860.5 \cdot 4 / \pi \cdot (7)^2 = 22.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{4,SLS} = 845.3 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_{4,SLS} = 845.3 \cdot 4 / \pi \cdot (7)^2 = 21.96 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{5,SLS} = 914.9 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_{5,SLS} = 914.9 \cdot 4 / \pi \cdot (7)^2 = 23.77 \text{ kN/cm}^2$$

$$N_{6,SLS} = 946.2 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_{6,SLS} = 946.2 \cdot 4 / \pi \cdot (7)^2 = 24.59 \text{ kN/cm}^2$$

Υπολογισμός  $\sigma_{uk}$  :

$$\sigma_{uk} = F_{uk} / A_m = 4890 \cdot 4 / \pi \cdot (7.0)^2 = 127.06 \text{ kN/cm}^2$$

### Έλεγχος της συνθήκης (1):

$$\sigma_{1,SLS} = 26.53 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{1,min} = 0.90 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2,SLS} = 22.64 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{2,min} = 0.77 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{3,SLS} = 22.36 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{3,min} = 0.65 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{4,SLS} = 21.96 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{4,min} = 0.65 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{5,SLS} = 23.77 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{5,min} = 0.77 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{6,SLS} = 24.59 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{6,min} = 0.90 \text{ kN/cm}^2$$

Η συνθήκη (1) ικανοποιείται επαρκώς για όλες τις σειρές καλωδίων.

### Έλεγχος της συνθήκης (2):

$$\sigma_{1,SLS} = 26.53 \text{ kN/cm}^2 < 0.45 * \sigma_{uk} = 0.45 * 127.06 = 57.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2,SLS} = 22.64 \text{ kN/cm}^2 < 0.45 * \sigma_{uk} = 0.45 * 127.06 = 57.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{3,SLS} = 22.36 \text{ kN/cm}^2 < 0.45 * \sigma_{uk} = 0.45 * 127.06 = 57.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{4,SLS} = 21.96 \text{ kN/cm}^2 < 0.45 * \sigma_{uk} = 0.45 * 127.06 = 57.2 \text{ kN/cm}^2$$

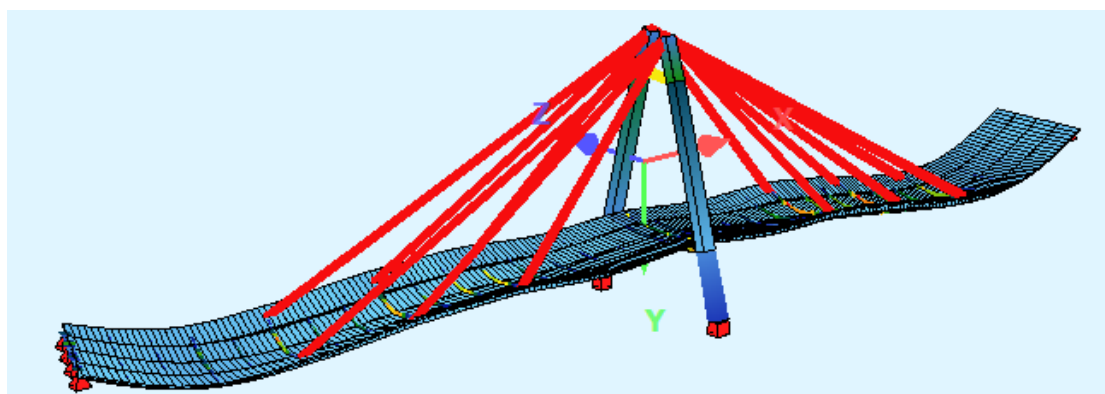
$$\sigma_{5,SLS} = 23.77 \text{ kN/cm}^2 < 0.45 * \sigma_{uk} = 0.45 * 127.06 = 57.2 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{6,SLS} = 24.59 \text{ kN/cm}^2 < 0.45 * \sigma_{uk} = 0.45 * 127.06 = 57.2 \text{ kN/cm}^2$$

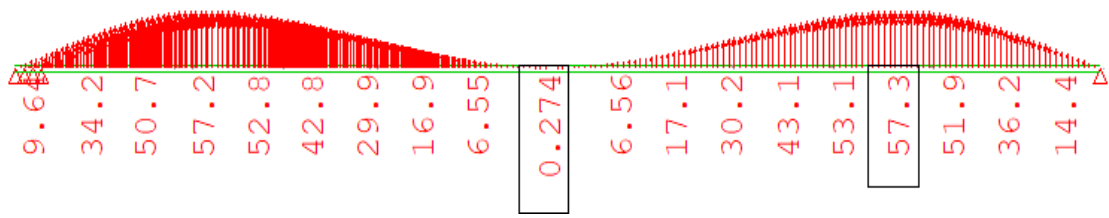
Η συνθήκη (2) ικανοποιείται επαρκώς για όλες τις σειρές καλωδίων.

## 7.5 Αποτελέσματα

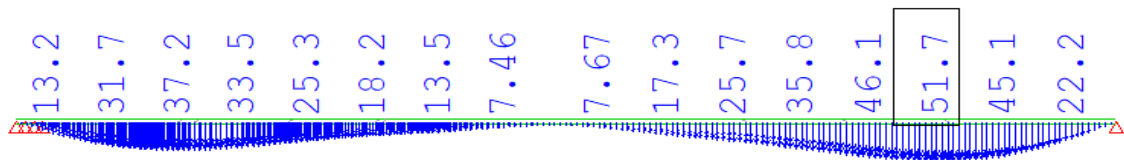
Το αντιβέλος λόγω της προέντασης ( P ) είναι περίπου ίσο κι αντίθετο με το βέλος των μόνιμων φορτίων ( G + G' ). Συνεπώς, το βέλος για τη φόρτιση : 1.00G + 1.00G' + 1.00P είναι σχεδόν μηδενικό , προσεγγίζοντας την τελική γεωμετρία της πεζογέφυρας. Τα αποτελέσματα που έδωσε το Sofistik παρουσιάζονται παρακάτω:



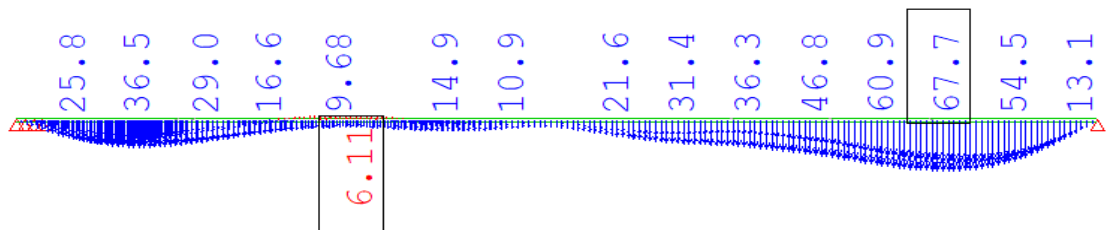
Σχήμα 7.3: Παραμορφωμένη εικόνα του φορέα 1



Σχήμα 7.4: Αντιβέλη λόγω προέκτασης ( P ) φορέα 1



Σχήμα 7.5: Βέλη λόγω {G + G'} φορέα 1



Σχήμα 7.6: Βέλη λόγω {G + G' + P + Q\_{(παντού)} + 0.45W\_2} φορέα 1

Από το σχήμα 7.6 προκύπτουν:  $\delta_{1,SLS} = 36.5 \text{ mm} = L_e / 1356$  (δεκτό)

$\delta_{2,SLS} = 67.7 \text{ mm} = L_e / 731$  (δεκτό)

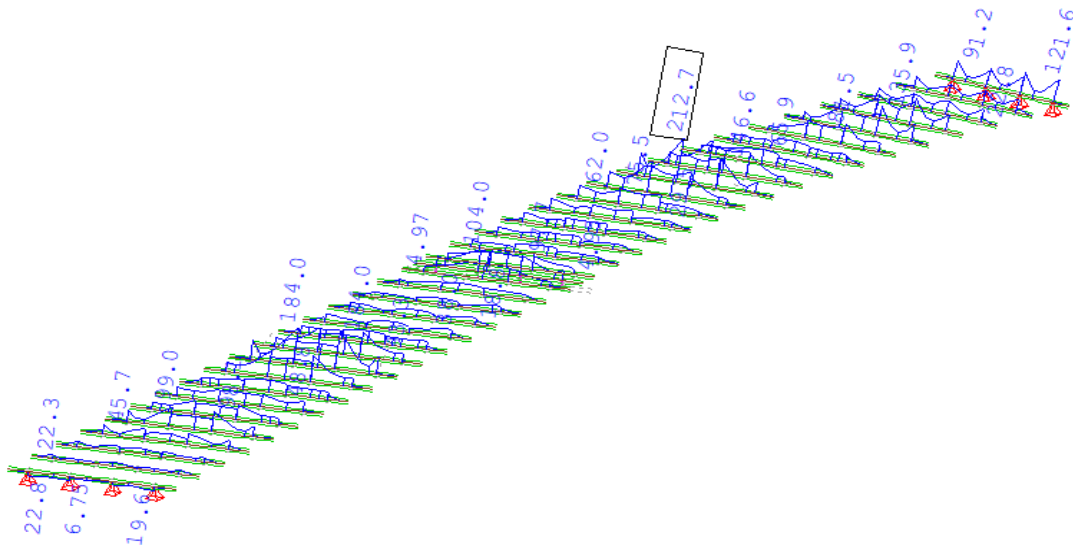
## 8 ΕΛΕΓΧΟΙ ΜΕΛΩΝ

### 8.1 Έλεγχοι τάσεων σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

#### ➤ Φορέας 1

Διαδοκίδα:

Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό  $\{1.35G+1.35G'+1.35Q+1.00P+0.45W_z\}$ .  
Ισούται με:  $\sigma_{\max} = 212.7 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$

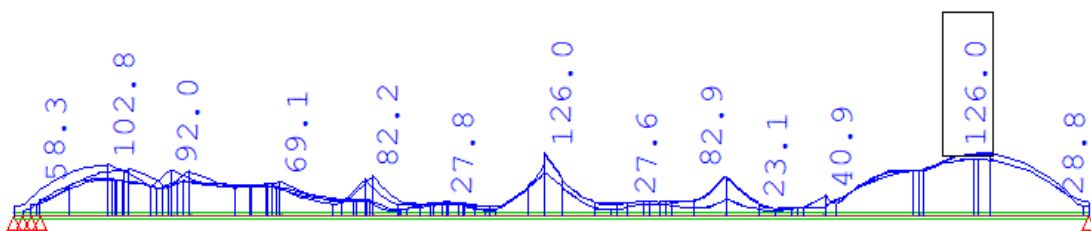


Σχήμα 8.1: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises των διαδοκίδων

Κύρια δοκός :

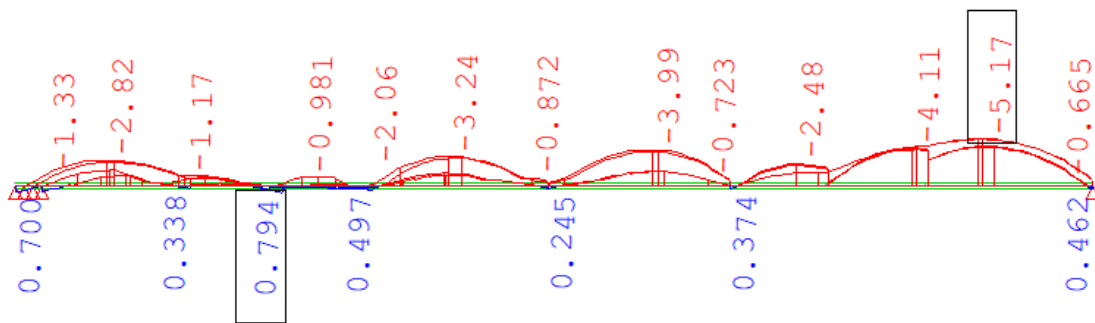
Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό  $\{1.35G+1.35G'+1.35Q+1.00P+0.45W_z\}$   
Ισούται με:  $\sigma_{\max} = 126 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$

Επίσης, οι ισοδύναμες τάσεις σκυροδέματος είναι μικρότερες από το επιτρεπτό όριο,  
καθώς:  $\sigma_{c,\max} = 5.17 \text{ MPa} < \sigma_{c,Rd} = 35/1.5 = 23.33 \text{ MPa}$



Σχήμα 8.2: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises των κυρίων δοκών





Σχήμα 8.3: Μέγιστες θλιπτικές τάσεις πλάκας σκυροδέματος

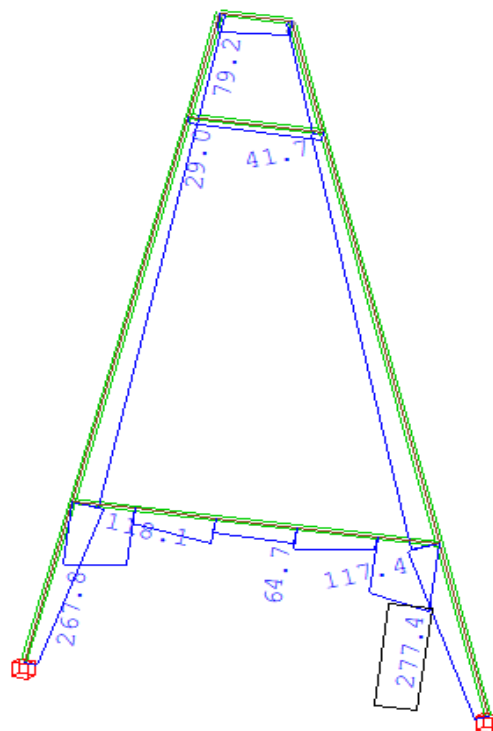
Πυλώνας :

Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό  $\{1.35G+1.35G'+1.35Q_{1only}+1.00P+0.45W_z\}$ , δηλαδή για μονόπλευρη φόρτιση του φορέα με κινητά.

Πιο συγκεκριμένα, η τάση του πυλώνα ισούται με:  $\sigma_{max} = 108.9 \text{ MPa} < f_y = 390 \text{ MPa}$ .

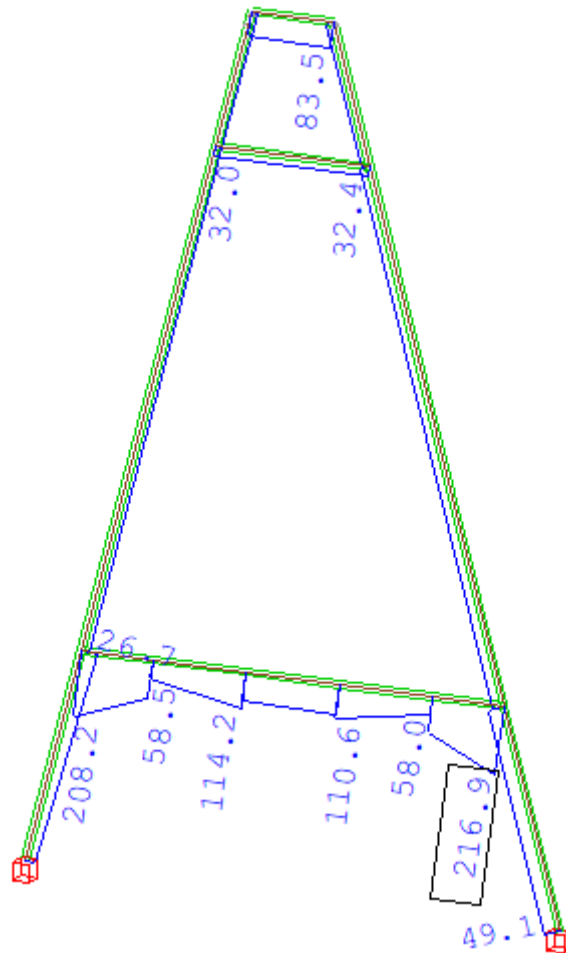
Για την άνω συνδετήρια δοκό ικανοποιείται ο έλεγχος:  $\sigma_{max} = 79.2 \text{ MPa} < f_y = 420 \text{ MPa}$ .

Για την κάτω συνδετήρια δοκό ικανοποιείται ο έλεγχος:  $\sigma_{max} = 277.4 \text{ MPa} < f_y = 420 \text{ MPa}$ . Για τις συνδετήριες δοκούς του πυλώνα, ελήφθει το πλήρες όριο διαρροής, διότι το πάχος τους είναι ίσο με 40mm.



Σχήμα 8.4: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises του πυλώνα

Για το συνδυασμό  $\{1.35G+1.35G'+1.35Q_{\text{παντού}}+1.00P+0.45W_z\}$ , οι τάσεις που προέκυψαν για τον πυλώνα είναι αρκετά μικρότερες (σχήμα 8.5) σε σχέση με αυτές της μονόπλευρης φόρτισης.

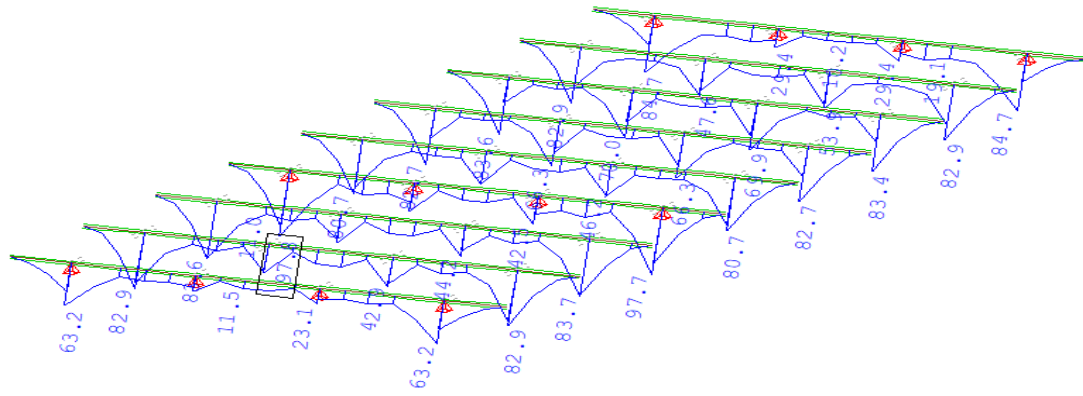


Σχήμα 8.5: Τάσεις Von mises του πυλώνα για το συνδυασμό  
 $\{1.35G + 1.35G' + 1.35Q_{\text{παντού}} + 1.00P + 0.45W_z\}$

➤ Φορέας 2

Διαδοκίδα :

Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό:  $\{1.35G + 1.35G' + 1.35Q + 0.45W_z\}$   
 Ισούται με:  $\sigma_{\max} = 97.8 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$

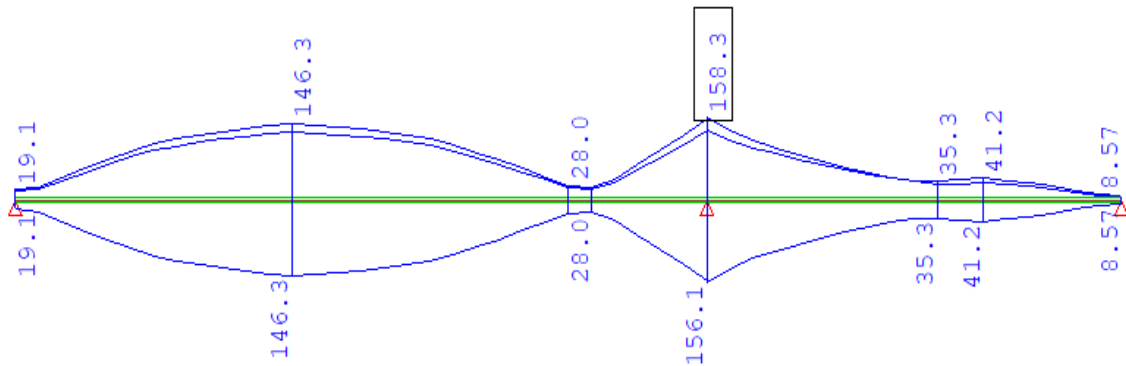


Σχήμα 8.6: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises της διαδοκίδας

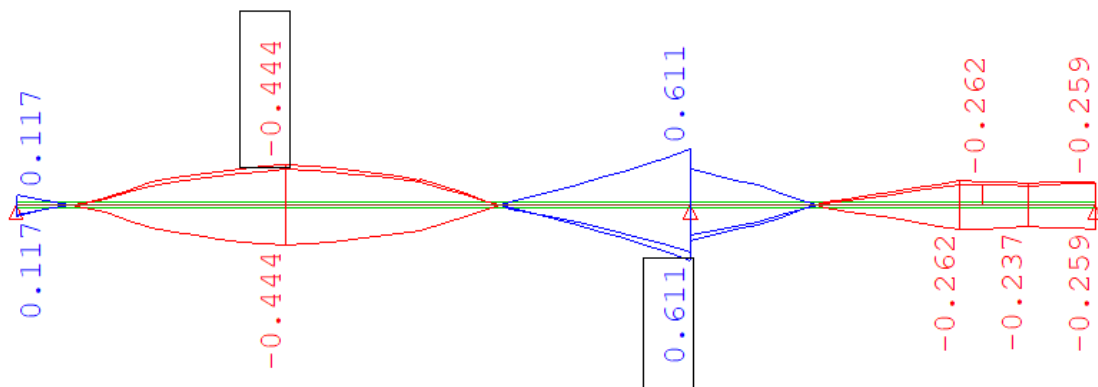
Κύρια δοκός :

Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό:  $\{ 1.35G + 1.35G' + 1.35Q + 0.45W_z \}$   
 Ισούται με:  $\sigma_{\max} = 158.3 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$ .

Επίσης, οι ισοδύναμες τάσεις σκυροδέματος είναι μικρότερες από το επιτρεπτό όριο,  
 καθώς:  $\sigma_{c,\max} = 0.44 \text{ MPa} < \sigma_{c,Rd} = 35/1.5 = 23.33 \text{ MPa}$



Σχήμα 8.7: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises της κυρίας δοκού

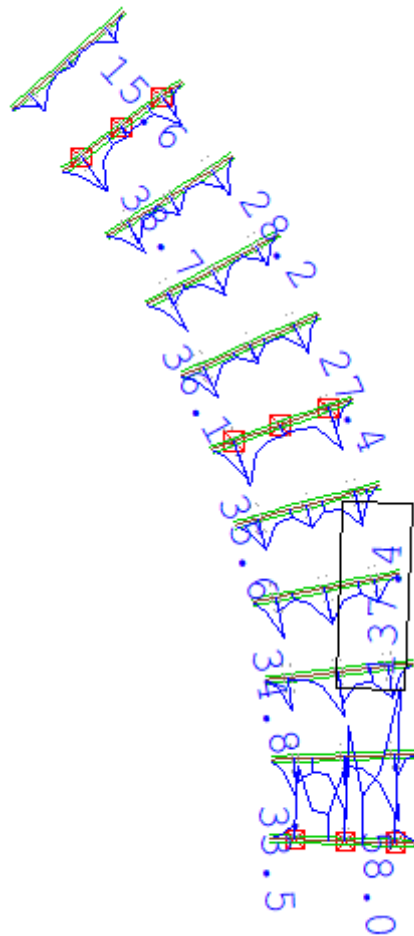


Σχήμα 8.8: Μέγιστες θλιπτικές τάσεις πλάκας σκυροδέματος

➤ Φορέας 3

Διαδοκίδα :

Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό:  $\{ 1.35G + 1.35G' + 1.35Q + 0.45W_z \}$   
Ισούται με:  $\sigma_{\max} = 137.4 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$

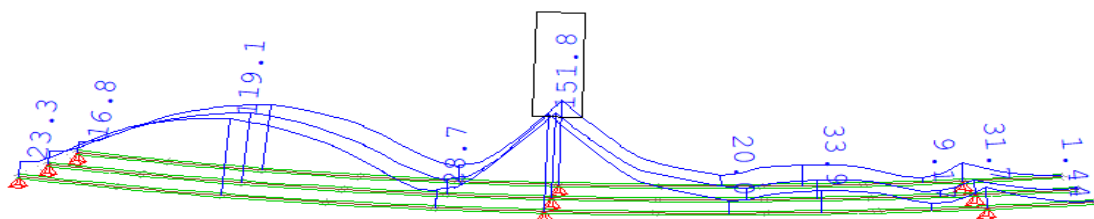


Σχήμα 8.9: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises της διαδοκίδας

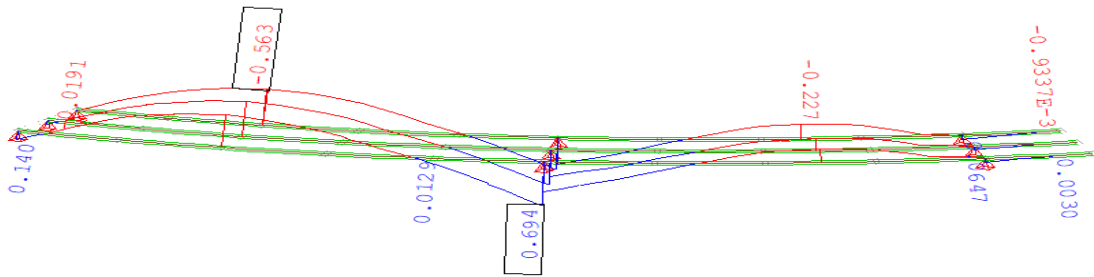
Κύρια δοκός :

Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό:  $\{ 1.35G + 1.35G' + 1.35Q + 0.45W_z \}$   
Ισούται με:  $\sigma_{\max} = 151.8 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$

Επίσης, οι ισοδύναμες τάσεις σκυροδέματος είναι μικρότερες από το επιτρεπτό όριο, καθώς:  $\sigma_{c,\max} = 0.563 \text{ MPa} < \sigma_{c,Rd} = 35/1.5 = 23.33 \text{ MPa}$



Σχήμα 8.10: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises της κυρίας δοκού

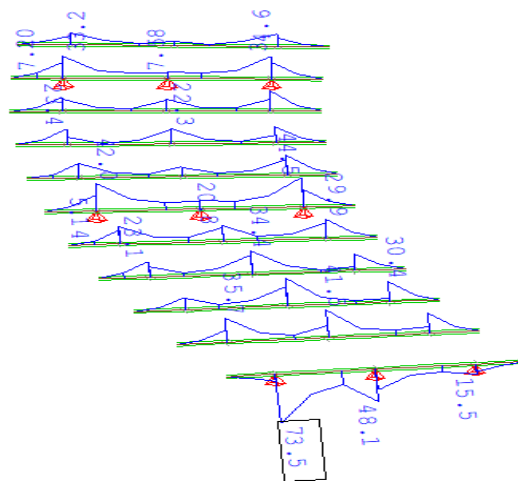


Σχήμα 8.11: Μέγιστες θλιπτικές τάσεις πλάκας σκυροδέματος

➤ Φορέας 4

Διαδοκίδα :

Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό:  $\{ 1.35G + 1.35G' + 1.35Q + 0.45W_z \}$   
 Ισούται με  $\sigma_{\max} = 73.5 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$

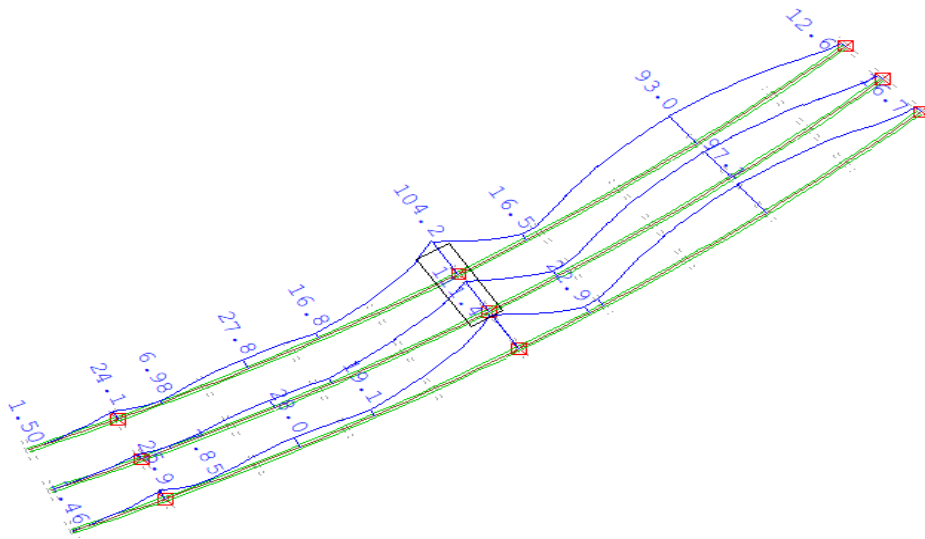


Σχήμα 8.12: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises της διαδοκίδας

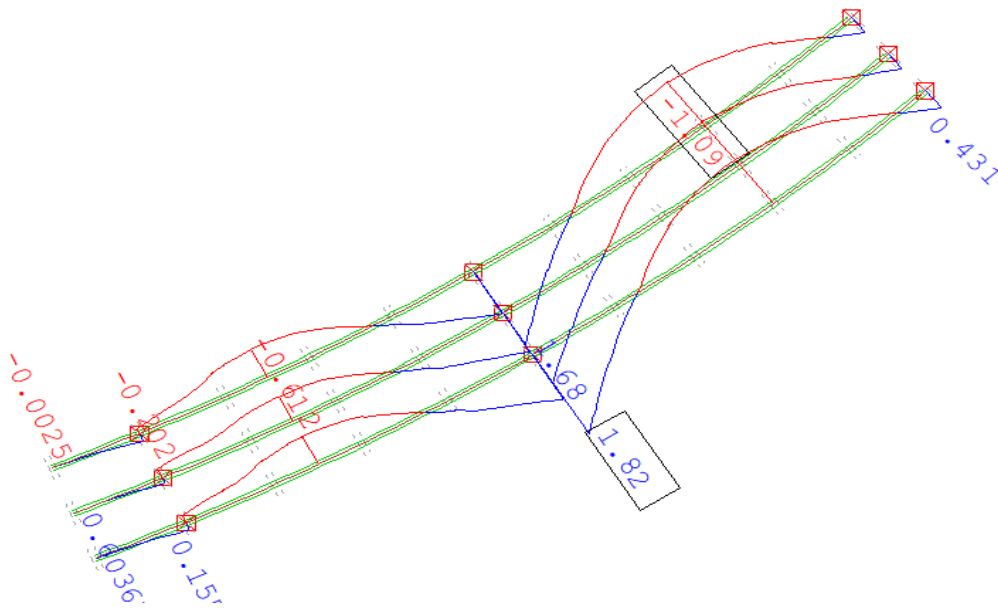
Κύρια δοκός :

Η μέγιστη τάση προέκυψε από το συνδυασμό:  $\{ 1.35G + 1.35G' + 1.35Q + 0.45W_z \}$   
 Ισούται με:  $\sigma_{\max} = 111.4 \text{ MPa} < f_y = 355 \text{ MPa}$

Επίσης, οι ισοδύναμες τάσεις σκυροδέματος είναι μικρότερες από το επιτρεπτό όριο, καθώς:  $\sigma_{c,\max} = 1.06 \text{ MPa} < \sigma_{c,Rd} = 35/1.5 = 23.33 \text{ MPa}$



Σχήμα 8.13: Περιβάλλουσα τάσεων Von Mises της κυρίας δοκού



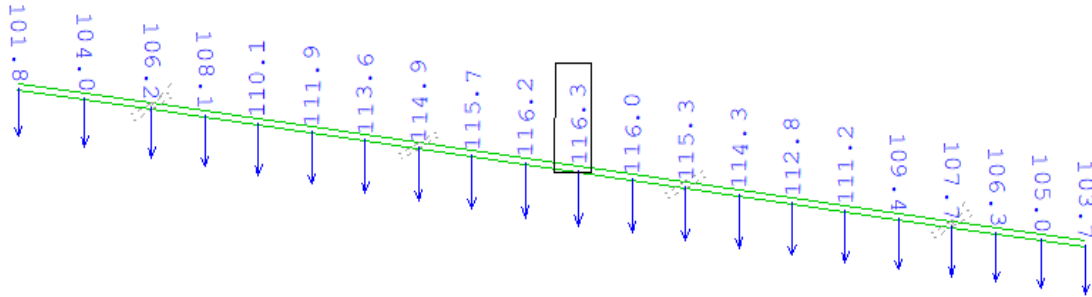
Σχήμα 8.14: Μέγιστες θλιπτικές τάσεις πλάκας σκυροδέματος

## 8.2 Έλεγχοι βελών σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

### ➤ Φορέας 1

Διαδοκίδα :

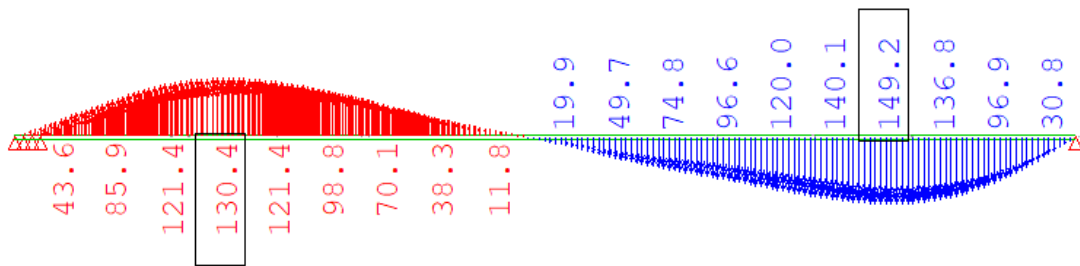
Το μέγιστο βέλος της διαδοκίδας σε Ο.Κ.Λ. ισούται με  $\delta_{\max} = 116.3 - 101.8 = 14.5\text{mm}$   
 $< l_e / 300 = 33\text{mm}$  και προκύπτει από το συνδυασμό  $\{ G + G' + P + Q + 0.3W_z \}$ .



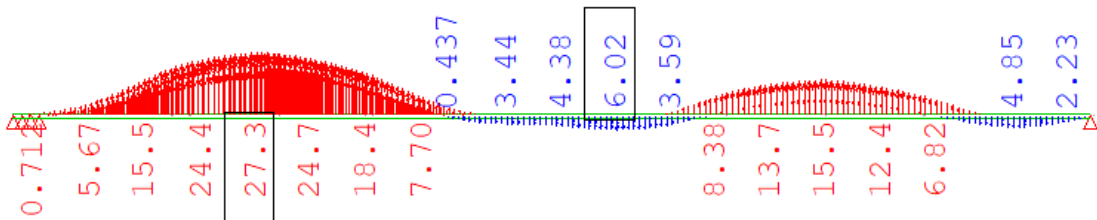
Σχήμα 8.15: Μέγιστα βέλη διαδοκίδας

Κυρία δοκός :

Το μέγιστο βέλος της κυρίας δοκού σε Ο.Κ.Λ. ισούται με  $\delta_{\max} = 149.2\text{mm} = l_e / 332$  και προκύπτει από το συνδυασμό  $\{ G + G' + P + Q_{1\text{only}} + 0.3W_z \}$ .



Σχήμα 8.16: Μέγιστα βέλη κυρίας δοκού

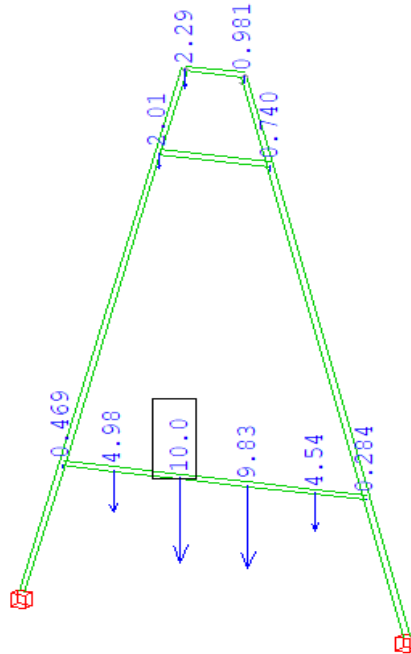


Σχήμα 8.17: Βέλη κυρίας δοκού λόγω  $\{ G + G' + P \}$

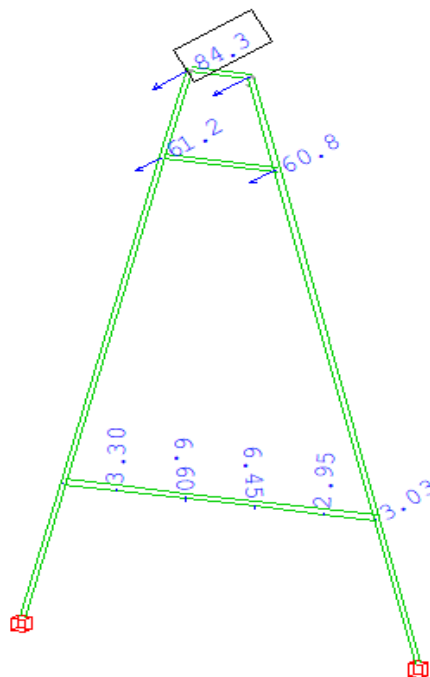
Πυλώνας :

Το μέγιστο βέλος της κάτω συνδετήριας δοκού σε Ο.Κ.Λ. ισούται με  $\delta_{\max} = 10.00\text{mm} = L_e / 1130$  (σχήμα 8.18) και προκύπτει από το συνδυασμό  $\{ G + G' + P + Q_{\text{παντού}} + 0.3W_z \}$ .

Από την άλλη πλευρά, η μέγιστη μετατόπιση της κορυφής του πυλώνα προκύπτει από το συνδυασμό  $\{ G + G' + P + Q_{\text{only}} + 0.3W_z \}$  κι ισούται με  $\delta_{\max} = 84.3\text{mm} = L_e / 261$  (σχήμα 8.19).



Σχήμα 8.18: Μέγιστα βέλη κάτω συνδετήριας δοκού πυλώνα



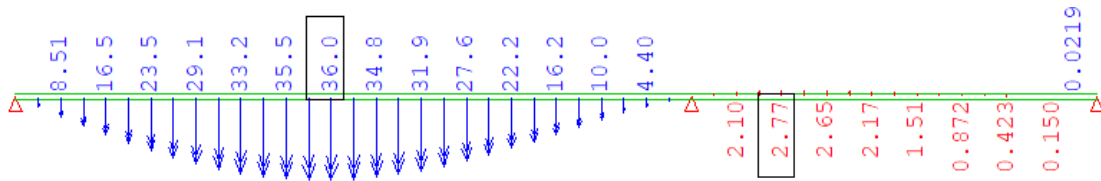
Σχήμα 8.19: Μέγιστες μετατοπίσεις της κορυφής του πυλώνα



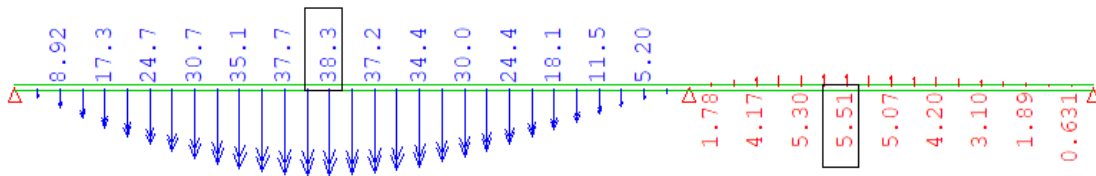
➤ Φορέας 2

Το μέγιστο βέλος σε Ο.Κ.Λ. που εμφανίζεται ισούται με  $38.3\text{mm} < L_e / 300 = 43.33\text{mm}$ .

Επομένως, ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 8.20: Βέλη για το συνδυασμό  $\{G + G' + Q + 0.3W_z\}$

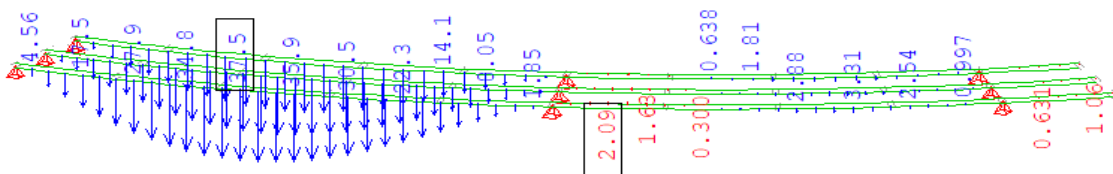


Σχήμα 8.21: Βέλη για το συνδυασμό  $\{G + G' + Q_{1\text{only}} + 0.3W_z\}$

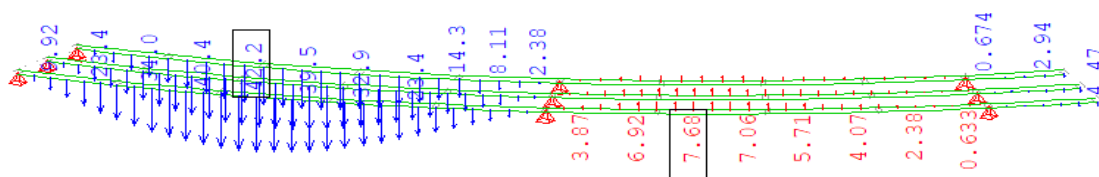
➤ Φορέας 3

Το μέγιστο βέλος σε Ο.Κ.Λ. που εμφανίζεται ισούται με  $42.2\text{mm} < L_e / 300 = 43.33\text{mm}$ .

Επομένως, ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 8.22: Βέλη για το συνδυασμό  $\{G + G' + Q + 0.3W_z\}$

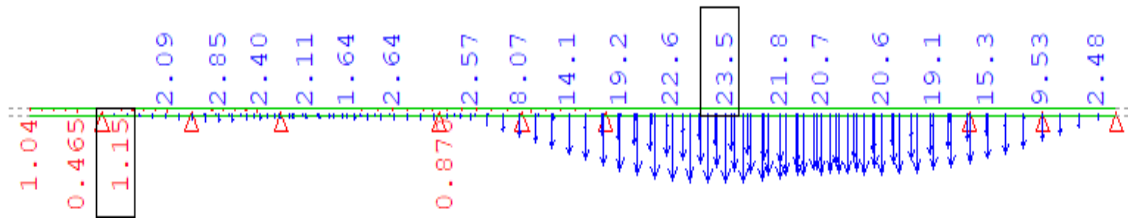


Σχήμα 8.23: Βέλη για το συνδυασμό  $\{G + G' + Q_{1\text{only}} + 0.3W_z\}$

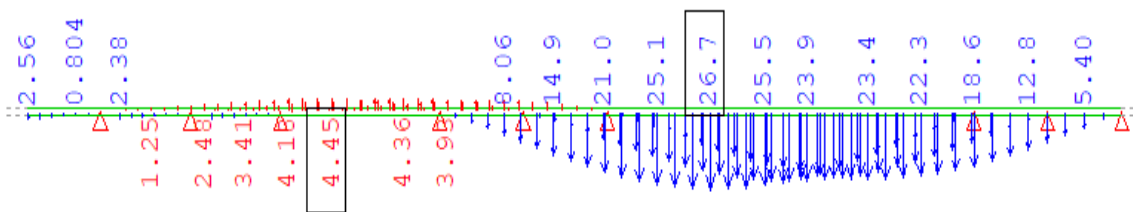
#### ➤ Φορέας 4

Το μέγιστο βέλος σε Ο.Κ.Λ. που εμφανίζεται ισούται με  $26.7\text{mm} < L_e / 300 = 43.33\text{mm}$ .

Επομένως, ο έλεγχος ικανοποιείται.



Σχήμα 8.24: Βέλη για το συνδυασμό  $\{G + G' + Q + 0.3W_z\}$

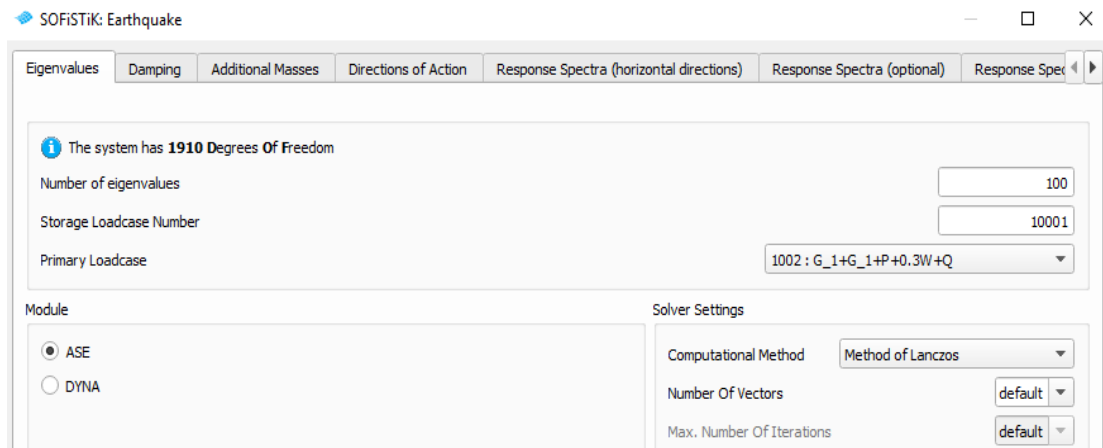


Σχήμα 8.25: Βέλη για το συνδυασμό  $\{G + G' + Q_{1\text{only}} + 0.3W_z\}$

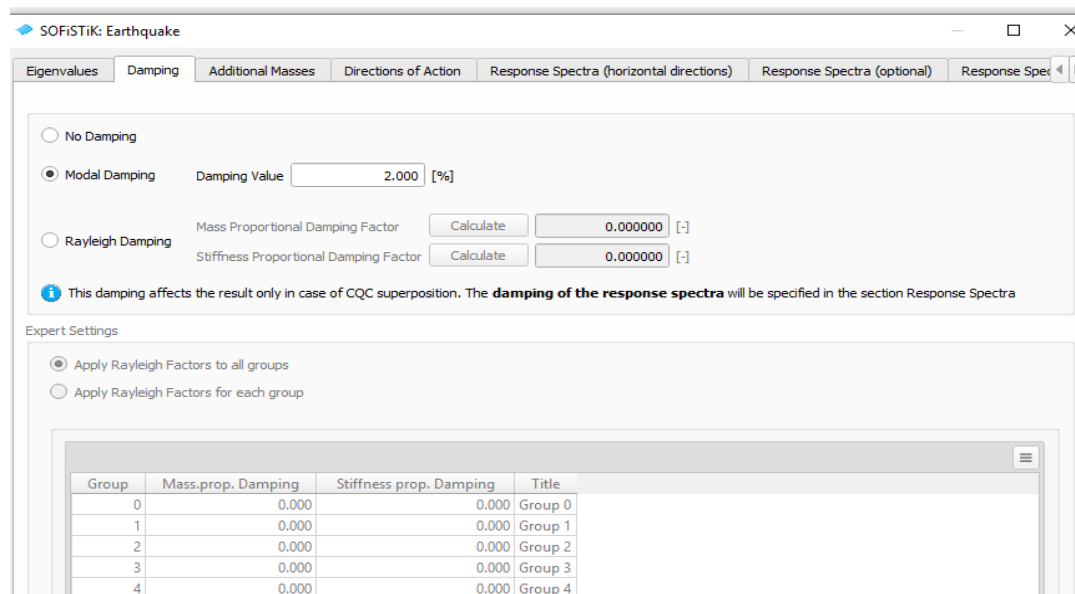
### 8.3 Σεισμική Ανάλυση

Στο λογισμικό Sofistik, η μελέτη του σεισμού βασίζεται στη μέθοδο Elastic Response Spectra. Αρχικά, ο σεισμός εισάγεται ως εξής: insert task -> earthquake. Κάνοντας διπλό κλικ ανοίγει το παράθυρο διαλόγου, το οποίο περιλαμβάνει 8 καρτέλες συνολικά, 3 εκ των οποίων προορίζονται για τον ορισμό των φασμάτων απόκρισης στις διευθύνσεις x, y, z.

Στην καρτέλα με τίτλο "eigenvalues" ορίζονται από το χρήστη το πλήθος των ιδιομορφών (number of eigenvalues), η βασική φόρτιση (primary loadcase) και η υπολογιστική μέθοδος (computational method) που θα χρησιμοποιηθούν. Για το φορέα 1, ορίστηκαν 100 ιδιομορφές, βασική φόρτιση αυτή της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας (χωρίς προσαυξητικούς συντελεστές δηλαδή) και ως υπολογιστική μέθοδο η "method of Lanczos".



Στην καρτέλα με τίτλο “damping” εισάγεται η απόσβεση, ίση με 2% στην προκειμένη περίπτωση.



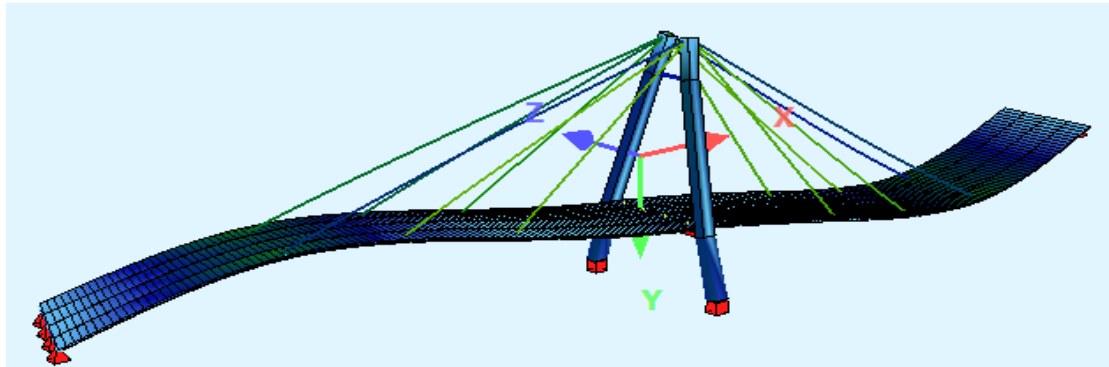
Ακολουθεί η καρτέλα με τίτλο “additional masses”, στην οποία ορίζονται οι πρόσθετες μάζες. Τονίζεται ότι τα φορτία που δρουν μόνιμα στην κατασκευή θα πρέπει να μετατραπούν σε μάζες. Το ίδιο βάρος της κατασκευής μετατρέπεται σε μάζα αυτόματα. Γενικά, θέλουμε μόνο τα κατακόρυφα φορτία να μετατρέπονται σε μάζες. Με την εντολή: Convert LC Into Masses, μπορούν να μετατραπούν είτε όλα τα φορτία ενός συνδυασμού φόρτισης ή κάποια από αυτά σε μάζες. Επιπλέον, επιλέγεται η μορφή του μητρώου μάζας. Στην υπό μελέτη κατασκευή επιλέχθηκε να είναι: consistent with rotational masses.

Στη συνέχεια, στην καρτέλα με τίτλο “direction of actions” ορίζονται τα groups των μελών που θα παραλάβουν το σεισμό, οι διευθύνσεις του σεισμού κι η χρήση ενός φάσματος για τις οριζόντιες μόνο διευθύνσεις. Στην προκειμένη περίπτωση, το group των καλωδίων για το φορέα 1, δε θα συμμετείχε στην παραλαβή της σεισμικής δράσης.

Η καρτέλα με τίτλο “Response spectra (horizontal directions)” είναι από τις βασικότερες, καθώς σε αυτή ορίζονται η κατηγορία εδάφους, η επιτάχυνση κι ο κανονισμός βάσει του οποίου θα γίνει η ανάλυση (EC1 για εμάς).

Τέλος στην καρτέλα “Results (Text output)”, ορίστηκε η μέθοδος ανάλυσης. Στην παρούσα διπλωματική επιλέχθηκε η μέθοδος CQC (Complete Quadratic Combination).

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν απεικονίζονται στις παρακάτω εικόνες:



Εικόνα 8.1: Θεμελιώδης ιδιομορφή κατά x ( $f_1 = 0.94$  Hz)

Modal masses - activated mass									
No.	LC	frequency [Hertz]	effective modal		Mass	factor			activated mass [%]*
			X[t]	Y[t]	Z[t]	X[%]	Y[%]	Z[%]	
6410064		10.020	0.0	1.6	0.0	0.00	0.26	0.01	0.06443
6510065		10.025	0.0	0.0	0.8	0.00	0.01	0.14	0.06267
6610066		10.142	0.0	0.6	0.0	0.00	0.10	0.00	0.39954
6710067		10.168	0.0	0.3	0.4	0.00	0.05	0.07	0.07808
6810068		10.171	0.0	0.2	0.3	0.00	0.03	0.06	0.07320
6910069		10.481	0.0	0.6	0.0	0.00	0.10	0.00	3.55363
7010070		10.652	0.1	3.1	0.0	0.02	0.51	0.01	10.68959
7110071		11.648	0.0	0.0	8.6	0.00	0.01	1.42	4.40045
7210072		11.715	0.0	0.1	6.1	0.00	0.01	1.00	11.59795
7310073		12.164	0.0	0.0	1.0	0.00	0.00	0.16	17.04342
7410074		12.304	0.0	0.2	0.3	0.00	0.03	0.06	5.36108
7510075		12.555	0.0	0.1	0.8	0.00	0.02	0.14	6.08804
7610076		12.837	0.0	0.5	1.0	0.00	0.08	0.17	4.16926
7710077		13.061	0.0	0.0	0.1	0.00	0.00	0.01	2.47763
7810078		13.115	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.07108
7910079		13.123	0.0	0.0	0.1	0.00	0.00	0.02	0.07382
8010080		13.240	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.06177
8110081		13.258	0.0	0.0	0.1	0.00	0.00	0.01	0.06433
8210082		13.344	0.0	0.0	0.1	0.00	0.00	0.01	0.09177
8310083		13.356	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.01	0.14670
8410084		13.368	0.0	0.0	0.2	0.00	0.00	0.03	0.06446
8510085		13.520	0.0	0.1	0.0	0.00	0.02	0.00	0.15592
8610086		13.549	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.07650
8710087		13.580	0.0	0.2	0.1	0.00	0.03	0.02	0.11792
8810088		13.742	0.0	0.0	0.2	0.00	0.00	0.03	0.92376
8910089		14.060	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.12640
9010090		14.069	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.09538
9110091		14.089	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.09526
9210092		14.144	0.0	0.0	0.3	0.00	0.00	0.04	0.13051
9310093		14.425	0.0	0.0	0.1	0.00	0.00	0.01	3.11280
9410094		14.653	0.0	0.0	0.0	0.01	0.00	0.01	0.17217
9510095		14.683	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.08615
9610096		14.697	0.0	0.0	0.1	0.00	0.00	0.02	0.07480
9710097		14.776	0.0	0.0	0.0	0.01	0.00	0.00	0.62202
9810098		14.852	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.07178
9910099		14.867	0.0	0.0	0.2	0.00	0.00	0.03	0.06544
10010100		15.383	0.0	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	4.76925
sum			610.0	545.4	562.5	99.92	89.88	92.71	
System activ			610.5	606.8	606.8				

The modal masses are evaluated for the global X, Y and Z direction, the "activated mass" also includes torsional and opposite movements

Από την παραπάνω εικόνα προκύπτει ότι η ενεργοποιούμενη μάζα κατά τη διεύθυνση x (δηλαδή τη διαμήκη) είναι η υψηλότερη - σε ποσοστό 99.92% - γεγονός που αναμενόταν.

## 9 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

### 9.1 Γενικά

Δυναμικά φορτία είναι αυτά, των οποίων το μέτρο, η διεύθυνση ή κι η θέση μεταβάλλονται συναρτήσει του χρόνου. Η μελέτη της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής είναι σημαντική στο σχεδιασμό, γιατί κάτω από ορισμένες συνθήκες, η ταλαντούμενη κίνηση μπορεί να επιφέρει μεγάλες τάσεις και μετακινήσεις στην κατασκευή. Ακόμα κι αν η δυναμική απόκριση του φέροντα οργανισμού δε θέττει σε κίνδυνο την ασφάλεια των χρηστών, οι προκαλούμενες ταλαντώσεις είναι εν γένει ανεπιθύμητες, διότι προκαλούν δυσφορία και ανησυχία στους χρήστες.

Σε αντίθεση με τη στατική ανάλυση, η οποία περιλαμβάνει μόνο τις εσωτερικές ελαστικές δυνάμεις, η δυναμική ανάλυση είναι πολύ συνθετότερη, γιατί ενέχει αδρανειακές δυνάμεις και δυνάμεις απόσβεσης της ενέργειας. Υπό αυτό την έννοια, η στατική ανάλυση μπορεί να θεωρηθεί ως ειδική περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης. Μάλιστα, στη Δυναμική, η απόκριση εξαρτάται από χωρικές και χρονικές μεταβλητές. Για αυτό το λόγο με στόχο τη μελέτη της συμπεριφοράς μιας κατασκευής απαιτείται η σύνθεση και η επίλυση μερικών διαφορικών εξισώσεων.

Ιδιαίτερα στις μέρες μας, με την πρόοδο της τεχνολογίας, η χρήση υλικών με βελτιωμένες ιδιότητες και χαμηλό ειδικό βάρος οδηγεί σε ελαφρύτερες και πιο εύκαμπτες κατασκευές. Υπάρχουν μάλιστα περιπτώσεις στις οποίες τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας πεζογέφυρας πλησιάζουν επικίνδυνα τα δυναμικά χαρακτηριστικά μιας εξαναγκασμένης ταλάντωσης, η οποία προκαλείται από το βάδισμα των πεζών πάνω σε αυτή. Εάν το βάδισμα των πεζών συγχρονιστεί με μια από τις ιδιοσυχνότητες της πεζογέφυρας -στην προκειμένη περίπτωση- ενδέχεται να υπάρξει συντονισμός. Κατά το συντονισμό, η πεζογέφυρα θα πάλλεται σε ένα μέγιστο πλάτος, το οποίο αν ξεπερνά τις κατασκευαστικές προδιαγραφές μπορεί να οδηγήσει ακόμα και σε κατάρρευση.

Γίνεται λοιπόν σαφές, ότι θα πρέπει να ελεγχθεί εκτενέστερα η δυναμική απόκριση της υπό μελέτη πεζογέφυρας λόγω του βαδίσματος των πεζών. Η ανάλυση έγινε με το υποπρόγραμμα DYNA του Sofistik και παρουσιάζεται στο επόμενο κεφάλαιο.

### 9.2 Εύρη συχνοτήτων

Ανάλογα με τις ιδιοσυχνότητες της γέφυρας, ο SETRA δίνει τους παρακάτω πίνακες για την αξιολόγηση τους ως επικίνδυνες ή ασήμαντες για την εμφάνιση του φαινομένου του συντονισμού. Οι συχνότητες χωρίζονται σε τέσσερα εύρη:

- Εύρος 1 : Μέγιστος κίνδυνος συντονισμού
- Εύρος 2 : Μέτριος κίνδυνος συντονισμού
- Εύρος 3 : Χαμηλός κίνδυνος συντονισμού
- Εύρος 4 : Αμελητέος κίνδυνος συντονισμού

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Πίνακας 9.1: Εύρη συχνοτήτων για την κατακόρυφη και τη διαμήκη διεύθυνση

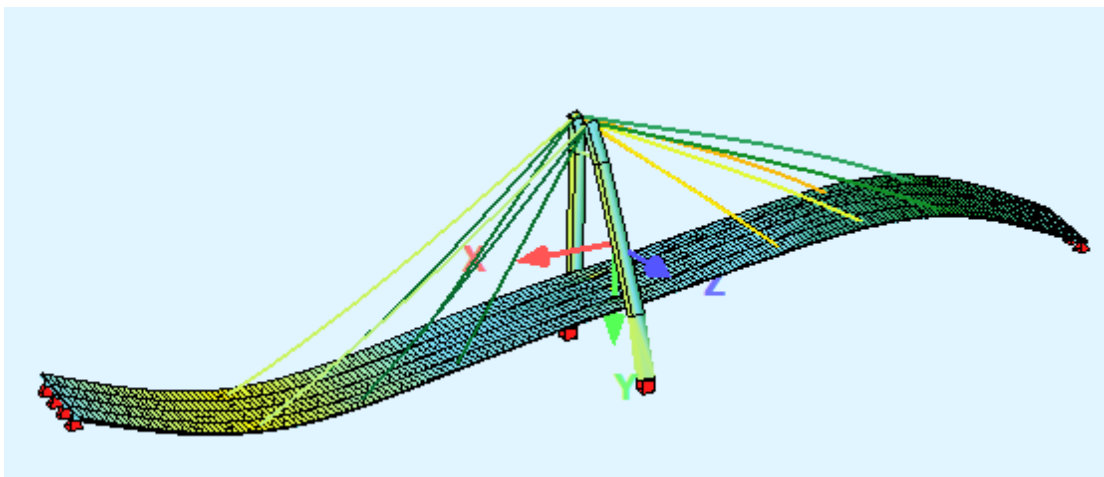
Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Πίνακας 9.2: Εύρη συχνοτήτων για την εγκάρσια διεύθυνση

### 9.3 Μελέτη δυναμικής απόκρισης των επιμέρους φορέων

#### ➤ Φορέας 1

Η θεμελιώδης ιδιομορφή που προέκυψε από την ανάλυση είναι καμπτικής μορφής με ιδιοσυχνότητα ίση με  $f_1 = 0.938$  Hz (εικόνα 9.1).

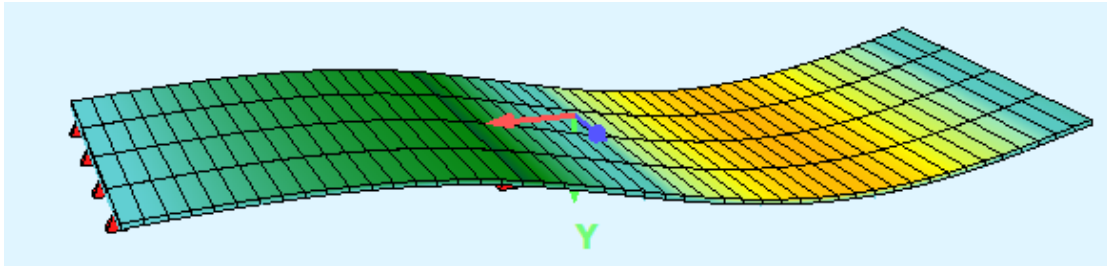


Εικόνα 9.1: Πρώτη ιδιομορφή (κατακόρυφη)

Σύμφωνα με τον πίνακα 9.1, η κατακόρυφη συνιστώσα βρίσκεται στην περιοχή 4, διότι  $0 < f_1 < 1$ Hz. Αυτό σημαίνει, ότι η πεζογέφυρα δεν κινδυνεύει να αναπτύξει σημαντικές κατακόρυφες μετακινήσεις και επιταχύνσεις.

➤ Φορέας 2

Η θεμελιώδης ιδιομορφή που προέκυψε από την ανάλυση είναι καμπτικής μορφής με ιδιοσυχνότητα ίση με  $f_1 = 4.97 \text{ Hz}$  ( $\approx 5 \text{ Hz}$ ) (εικόνα 9.2).

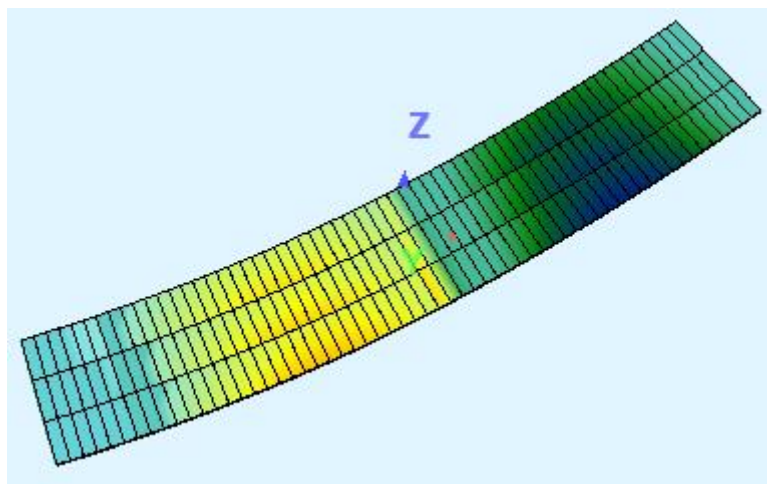


Εικόνα 9.2: Πρώτη ιδιομορφή (κατακόρυφη)

Σύμφωνα με τον πίνακα 9.1, η κατακόρυφη συνιστώσα βρίσκεται στην περιοχή 4, διότι  $f_1 \approx 5 \text{ Hz}$ . Αυτό σημαίνει, ότι ο κίνδυνος συντονισμού για αυτό το φορέα είναι αμελητέος.

➤ Φορέας 3

Η θεμελιώδης ιδιομορφή που προέκυψε από την ανάλυση είναι καμπτικής μορφής με ιδιοσυχνότητα ίση με  $f_1 = 5.08 \text{ Hz}$  (εικόνα 9.3).

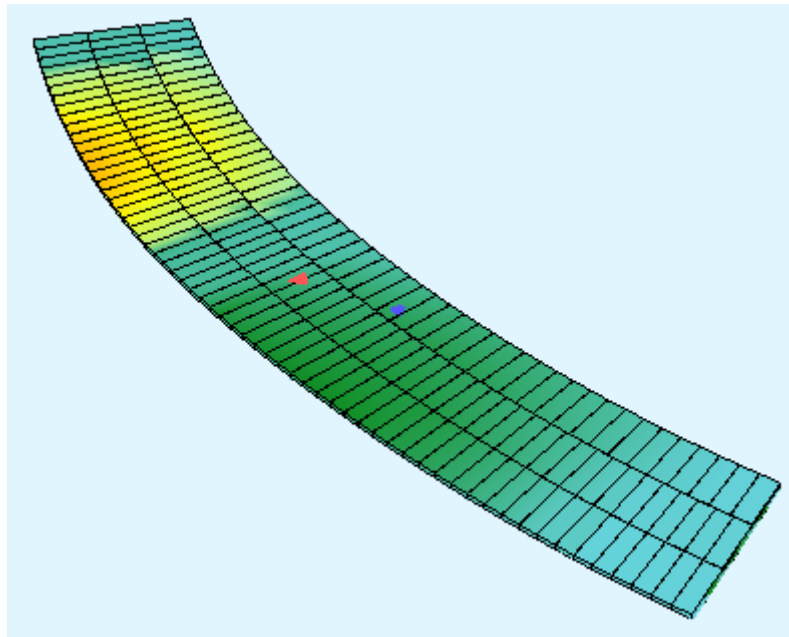


Εικόνα 9.3: Πρώτη ιδιομορφή (κατακόρυφη)

Σύμφωνα με τον πίνακα 9.1, η κατακόρυφη συνιστώσα βρίσκεται στην περιοχή 4, διότι  $f_1 > 5 \text{ Hz}$ . Άρα, η δυναμική απόκριση του φορέα 3 κρίνεται απολύτως ικανοποιητική.

➤ Φορέας 4

Η θεμελιώδης ιδιομορφή που προέκυψε από την ανάλυση είναι καμπτικής μορφής με ιδιοσυχνότητα ίση με  $f_1 = 4.98 \text{ Hz}$  ( $\approx 5 \text{ Hz}$ ) (εικόνα 9.4).



Εικόνα 9.4: Πρώτη ιδιομορφή (κατακόρυφη)

Σύμφωνα με τον πίνακα 9.1, η κατακόρυφη συνιστώσα βρίσκεται στην περιοχή 4. Επομένως, ο φορέας δεν κινδυνεύει να αναπτύξει σημαντικά φαινόμενα συντονισμού.



# 10 ΕΦΕΔΡΑΝΑ

## 10.1 Γενικά

Ο τρόπος σύνδεσης του φορέα με τα βάθρα παίζει σημαντικό ρόλο στην αντισεισμική συμπεριφορά. Οι τρόποι σύνδεσης είναι: i) με μονολιθική σύνδεση ii) μέσω εφεδράνων. Στην παρούσα διπλωματική, οι συνδέσεις των φορέων με τα βάθρα θα γίνουν μέσω εφεδράνων. Τα εφέδρανα είναι μηχανικά στοιχεία, τα οποία μεταφέρουν τα φορτία -που επενεργούν στο κατάστρωμα- στα βάθρα.

Μέσω εφεδράνων επιτρέπεται η στροφή του φορέα γύρω από οριζόντιο άξονα και ανάλογα με το είδος των εφεδράνων που θα χρησιμοποιηθούν, μπορεί να επιτραπούν ή να εμποδιστούν οι οριζόντιες μετακινήσεις. Τα εφέδρανα αποτελούνται από ελαστομερές υλικό, το οποίο διαθέτει σημαντική δυστένεια στην κατακόρυφη διεύθυνση και μικρή δυστένεια για οριζόντιες διατμητικές παραμορφώσεις. Έτσι, επιτρέπεται η σχετική κίνηση του φορέα ως προς τα βάθρα.

Οι συνηθέστεροι τύποι εφεδράνων που χρησιμοποιούνται είναι:

- Ελαστομεταλλικά: Επιτρέπουν την ανάπτυξη σημαντικών, σχετικών μετακινήσεων μεταξύ του φορέα και του βάθρου, λόγω της μικρής οριζόντιας δυστένειας που διαθέτουν.
- Εγκιβωτισμένοι ελαστομερούς (pot bearings): Εμποδίζουν τις σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις μεταξύ φορέα και βάθρου. Επιτρέπουν μόνο στροφές.
- Ολίσθησης: Μπορεί να είναι ελαστομεταλλικά ή pot bearings. Διαθέτουν μηχανισμό ολίσθησης σε μία ή όλες τις διευθύνσεις.



Εικόνα 10.1: Ελαστομεταλλικό εφέδρανο (αριστερά) & pot bearing (δεξιά)

Βέβαια, υπάρχουν κι άλλοι τύποι εφεδράνων (σφαιρικά, κυλινδρικά, κλπ). Η επιλογή του τύπου των εφεδράνων που θα χρησιμοποιηθεί σε κάθε περίπτωση εξαρτάται από στατικούς και σεισμικούς παράγοντες. Αυτό συμβαίνει, διότι τα εφέδρανα παίζουν καθοριστικό ρόλο στην κατανομή των σεισμικών δυνάμεων στα βάθρα.

Η χρήση εφεδράνων έχει τα εξής πλεονεκτήματα:

- Δε μεταφέρονται ροπές από τα βάθρα στο φορέα
- Τα βάθρα δεν καταπονούνται από συρρίκνωση του φορέα, θερμοκρασιακές μεταβολές, προένταση κι ερπυσμό.
- Μείωση των σεισμικών δυνάμεων

Ωστόσο, η χρήση εφεδράνων συχνά ενέχει κινδύνους και απαιτεί ειδική αντιμετώπιση.

### 10.2 Επιλογή τύπου εφεδράνων

Γενικά, η επιλογή των εφεδράνων έγινε με βάση τα εντατικά μεγέθη των συνδυασμών:

- $1.35G + 1.35G' + 1.35Q + 1.00P$  ( βασικός συνδυασμός Ο.Κ.Α. )
- $1.00G + 1.00G' + 1.00P + 1.00E$  ( σεισμικός συνδυασμός )

Για τη συγκεκριμένη πεζογέφυρα, επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν εφέδρανα τύπου rot bearings (εφέδρανα δοχείου) για το φορέα 1, ενώ για τους υπόλοιπους ελαστομεταλλικά εφέδρανα.

Τα κύρια μέρη των εφεδράνων δοχείου είναι:

- Η βάση από ένα χαλύβδινο στρογγυλό δοχείο
- Ένας ελαστομερής δίσκος, ο οποίος τοποθεείται μέσα στη βάση
- Η πλάκα ολίσθησης από ευγενή χάλυβα
- Το καπάκι, στο άνω μέρος του οποίου εγκιβωτίζεται ένας δίσκος από τεφλόν, που επιτρέπει την ολίσθηση.
- Μονωτικοί δακτύλιοι που σφραγίζουν το δοχείο



Εικόνα 10.2: Κύρια μέρη ενός εφεδράνου τύπου rot bearing

Επιλέχθηκαν εφέδρανα από την εταιρεία Freyssinet, η οποία διακρίνει τρεις τύπους εφεδράνων rot bearing με βάση την ικανότητα κίνησης τους. Όπως φαίνεται και στην παρακάτω εικόνα, υπάρχουν εφέδρανα τύπου GL (επιτρέπουν την κίνηση σε όλες τις διευθύνσεις), τύπου GGL (επιτρέπουν την κίνηση στη μια μόνο οριζόντια διεύθυνση) και τύπου FX (εμποδίζουν οποιαδήποτε μετακίνηση).

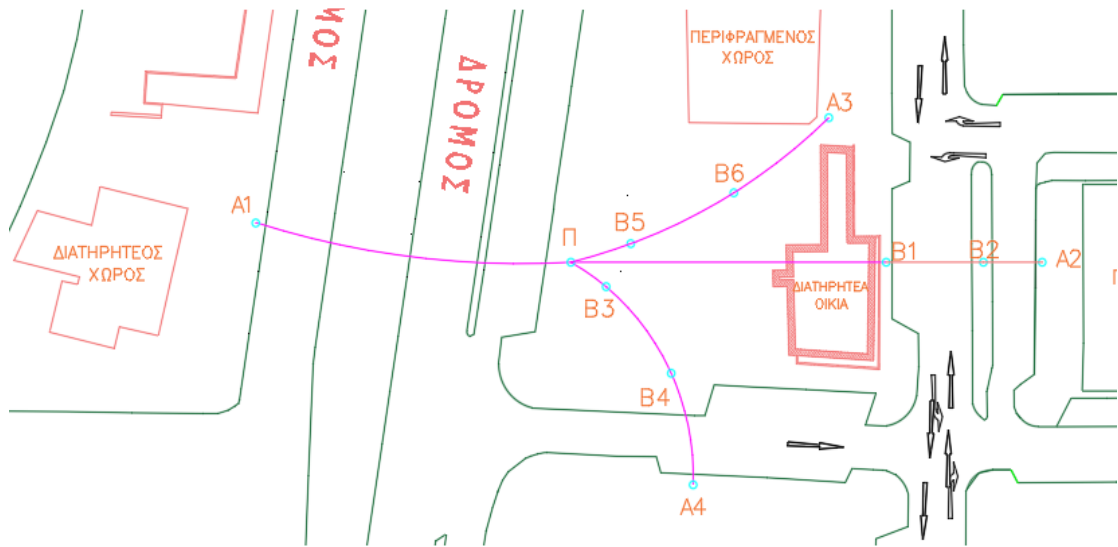
Type	Free sliding bearing	Guided sliding bearing	Fixed bearing
	<b>GL</b>	<b>GGL/GGT</b>	<b>FX</b>
Symbol			
Vertical load			
Rotation	 Up to 50 mrad	 Up to 50 mrad	 Up to 50 mrad
Movement Horizontal	 Multidirectional	 Unidirectional	 Blocked

Εικόνα 10.3: Τύποι εφεδράνων rot bearing της εταιρείας Freyssinet

Bearings with horizontal load = 10% of vertical load and ±50mm movement

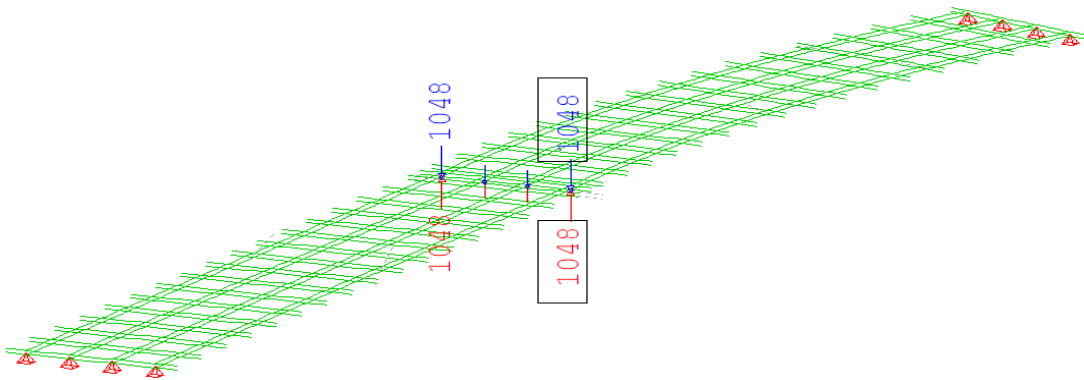
		PTFE					Isoslide®													
		EN		AASHTO			EN		AASHTO											
		A	a	B	C	H	A	a	B	C	H	A	a	B	C	H				
GG 500 - 50 - 100	175	185	300	315	110	195	204	320	335	110	165	165	280	295	115	165	170	280	300	120
GG 1,000 - 100 - 100	220	240	350	370	115	250	274	380	405	115	170	180	290	310	120	170	175	290	305	120
GG 1,500 - 150 - 100	250	275	380	415	125	295	334	430	475	120	195	205	330	345	125	195	204	320	345	120
GG 2,000 - 200 - 100	280	310	420	450	125	330	374	470	525	140	215	235	340	385	125	215	239	340	390	125
GG 2,500 - 250 - 100	305	345	440	495	130	360	414	510	575	140	235	260	370	410	130	235	269	370	420	130
GG 3,000 - 300 - 100	330	380	470	540	135	385	444	530	615	140	250	275	380	435	135	255	274	380	435	135
GG 4,000 - 400 - 100	380	425	520	595	145	445	504	590	675	145	285	305	410	475	135	295	304	410	485	140
GG 5,000 - 500 - 100	430	470	560	640	155	480	559	640	740	150	315	345	440	515	150	330	344	440	515	140
GG 6,000 - 600 - 100	475	510	590	690	160	520	609	680	790	160	350	365	470	545	155	360	369	470	550	145
GG 8,000 - 800 - 100	555	595	670	775	180	590	694	760	895	170	410	415	530	585	155	415	419	530	600	155
GG 10,000 - 1,000 - 100	625	655	720	845	185	650	769	830	960	175	470	465	620	655	170	470	464	620	655	165
GG 12,000 - 1,200 - 100	690	715	780	905	185	710	844	900	1,045	195	570	515	720	705	185	560	514	710	705	185
GG 16,000 - 1,600 - 100	805	815	870	1,035	215	810	964	1,010	1,185	220	600	600	720	820	210	590	589	720	810	195
GG 20,000 - 2,000 - 100	905	915	960	1,135	230	895	1,069	1,100	1,300	235	700	675	850	895	215	700	659	850	880	205
GG 24,000 - 2,400 - 100	995	1,020	1,050	1,250	245	975	1,169	1,190	1,400	240	810	745	950	980	235	800	719	950	970	235
GG 28,000 - 2,800 - 100	1,075	1,110	1,140	1,350	260	1,050	1,264	1,280	1,505	245	810	810	950	1,070	245	800	779	950	1,030	235
GG 30,000 - 3,000 - 100	1,115	1,140	1,170	1,400	270	1,085	1,289	1,310	1,560	260	850	840	1,000	1,100	260	850	809	1,000	1,070	250
GG 35,000 - 3,500 - 100	1,210	1,240	1,270	1,500	275	1,175	1,399	1,410	1,660	265	990	910	1,140	1,170	270	990	879	1,140	1,140	260
GG 40,000 - 4,000 - 100	1,300	1,340	1,350	1,630	290	1,260	1,494	1,490	1,775	290	1,000	975	1,150	1,265	275	1,000	944	1,150	1,245	275
GG 45,000 - 4,500 - 100	1,400	1,440	1,440	1,740	315	1,340	1,579	1,570	1,880	305	1,070	1,035	1,220	1,335	295	1,060	1,004	1,210	1,305	285

Πίνακας 10.1: Εφέδρανα τύπου GGL της εταιρείας Freyssinet

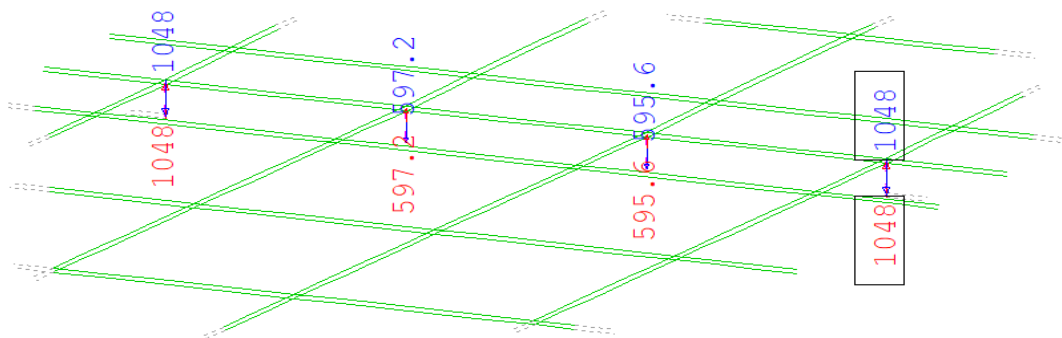


Σχήμα 10.1: Απόσπασμα τοπογραφικού με τις ονομασίες των ακροβάθρων και των βάθρων

➤ Φορέας 1



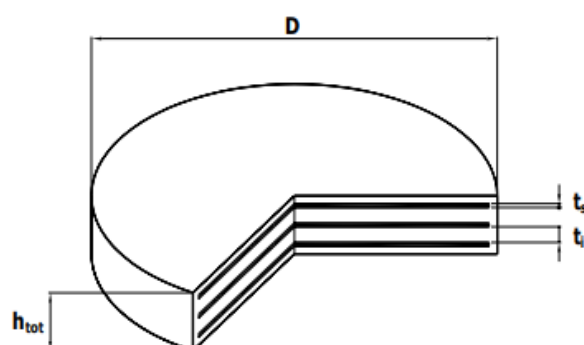
Σχήμα 10.2: Μέγιστες αντιδράσεις εφεδράνων στην συνδετήρια δοκό των πυλώνων



Σχήμα 10.3: Τοπική μεγέθυνση του σχήματος 10.3

Στο ακρόβαθρο 1 (A1) θα τοποθετηθούν: 4 εφέδρανα GG 3000 – 300 – 100 (πίνακα 10.1). Ίδια ακριβώς εφέδρανα θα τοποθετηθούν και στο βάθρο (B1).

Στη συνδετήρια δοκό των πυλώνων θα τοποθετηθούν 4 εφεδράνα τύπου NEOARM διαστάσεων 250 x 31, με δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφου φορτίου ίσο με 1155 kN το καθένα (πίνακες 10.2 και 10.3).



Diametro Diameter	Altezza Height	Lamierini Steel reinf. plates	Elastomero Elastomer		Rigidezza orizzontale Shear stiffness	Volume Volume	Peso Weight	Codice appoggio Bearing code
<b>D</b> mm	<b>h<sub>tot</sub></b> mm	<b>t<sub>s</sub></b> mm	<b>t<sub>i</sub></b> mm	<b>n</b> n	<b>K<sub>o</sub></b> kN/mm	<b>Vol</b> dm <sup>3</sup>	<b>W</b> kg	<b>NEOARM Ø</b>
200	23	2	6	2	1,66	0,7	2	200 x 23
	31			3	1,23	1,0	3	200 x 31
	39			4	0,97	1,2	4	200 x 39
250	23	2	6	2	2,60	1,1	3	250 x 23
	31			3	1,92	1,5	4	250 x 31
	39			4	1,52	1,9	6	250 x 39
300	31	2	6	3	2,77	2,2	6	300 x 31
	39			4	2,19	2,8	8	300 x 39
	47			5	1,82	3,3	10	300 x 47
	55			6	1,55	3,9	11	300 x 55
350	37	2	8	3	2,99	3,6	10	350 x 37
	47			4	2,34	4,5	12	350 x 47
	57			5	1,92	5,5	14	350 x 57
	67			6	1,63	6,4	17	350 x 67
400	37	2	8	3	3,90	4,6	12	400 x 37
	47			4	3,06	5,9	16	400 x 47
	57			5	2,51	7,2	19	400 x 57
	67			6	2,13	8,4	22	400 x 67
450	60	3	10	4	3,18	9,5	28	450 x 60
	73			5	2,60	11,6	33	450 x 73
	86			6	2,20	13,7	39	450 x 86
	99			7	1,91	15,7	45	450 x 99
500	60	3	10	4	3,93	11,8	34	500 x 60
	73			5	3,21	14,3	41	500 x 73
	86			6	2,72	16,9	48	500 x 86
	99			7	2,36	19,4	55	500 x 99
550	60	3	10	4	4,75	14,3	41	550 x 60
	73			5	3,89	17,3	50	550 x 73
	86			6	3,29	20,4	58	550 x 86
	99			7	2,85	23,5	67	550 x 99
600	60	3	10	4	5,65	17,0	49	600 x 60
	73			5	4,63	20,6	59	600 x 73
	86			6	3,91	24,3	70	600 x 86
	99			7	3,39	28,0	80	600 x 99

Πίνακας 10.2: Χαρακτηριστικά εφεδράνων τύπου NEOARM

**Legenda:**

<b>D</b>	diametro
<b>h<sub>tot</sub></b>	altezza totale
<b>t<sub>s</sub></b>	spessore lamierini interni
<b>t<sub>i</sub></b>	spessore singolo strato in elastomero
<b>n</b>	numero strati in elastomero interni
<b>K<sub>o</sub></b>	rigidezza orizzontale
<b>Vol</b>	volume
<b>W</b>	peso
<b>v</b>	spostamento massimo orizzontale
<b>F<sub>Z UL5</sub></b>	carico massimo verticale

**Legend:**

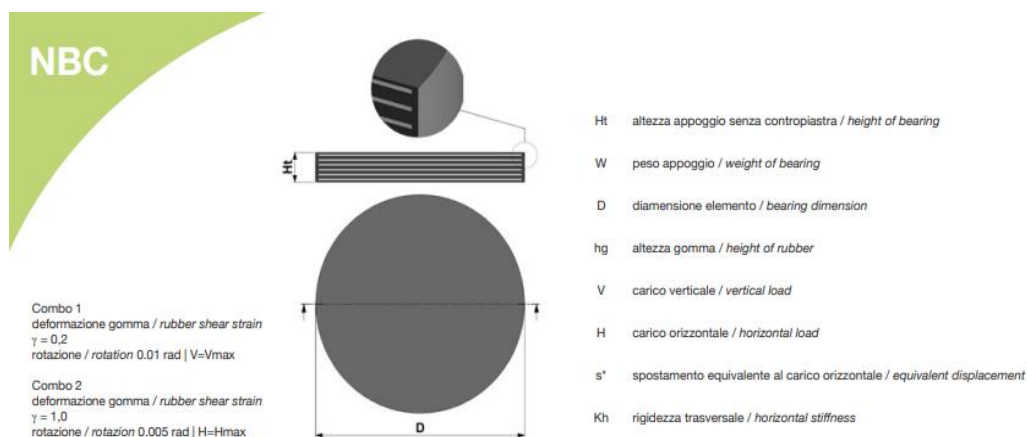
<b>D</b>	overall diameter
<b>h<sub>tot</sub></b>	total height
<b>t<sub>s</sub></b>	thickness of steel reinforcing plates
<b>t<sub>i</sub></b>	thickness of an individual elastomer layer
<b>n</b>	number of elastomer layers
<b>K<sub>o</sub></b>	shear stiffness
<b>Vol</b>	volume
<b>W</b>	weight
<b>v</b>	maximum horizontal relative displacement
<b>F<sub>Z UL5</sub></b>	maximum vertical load

CARICO MASSIMO VERTICALE - MAXIMUM VERTICAL LOAD											
v (± mm)											
0	5	10	15	20	30	40	50	75	100	125	150
F <sub>Z UL5</sub> kN											
608	558	510	465								
672	629	588	548	509							
704	666	628	591	556							
1014	923	835									
1230	1155	1080	1005	935							
1300	1270	1205	1140	1075							
1840	1715	1595	1475	1360							
2135	2025	1915	1810	1705							
2175	2135	2095	2010	1915	1735						
2175	2135	2095	2055	2020	1885	1720					
2265	2230	2195	2160	2075							
2265	2230	2195	2160	2125	2060						
2265	2230	2195	2160	2125	2060	1990					
2265	2230	2195	2160	2125	2060	1990	1920				
3005	2965	2925	2840								
3005	2965	2925	2885	2845	2765						
3005	2965	2925	2885	2845	2765	2685					
3005	2965	2925	2885	2845	2765	2685	2610				
4615	4560	4505	4450	4305	4005	3715					
----	----	----	----	----	----	----	----				

Πίνακας 10.3: Φέρουσα ικανότητα εφεδράνων τύπου NEOARM

➤ Φορέας 2

Για τις θέσεις (A2) και (B2), θα τοποθετηθούν ελαστομεταλλικά εφέδρανα και συγκεκριμένα 4 εφέδρανα τύπου NBC 600 x 70 (H<sub>max</sub> = 283 kN). Τα χαρακτηριστικά των παραπάνω εφεδράνων απεικονίζονται στον πίνακα 10.4 που ακολουθεί. Τα εφέδρανα επιλέγονται με βάση τη μέγιστη αξονική (comb2, πίνακας 10.4) και τη μέγιστη τέμνουσα που καταπονούν (comb1, πίνακας 10.4) τις κύριες δοκούς.



DATA	Dimensioni		hg	Combo 1			Combo 2			Kh	W
	Ht	D		V	H	s*	V	H	s*		
	mm	mm	mm	kN	kN	mm	kN	kN	mm	kN/mm	kG
NBC 550xHt	69	550	44	6388	48	9,8	6668	238	49,0	4,86	52,4
	84	550	55	7373	47	12,0	7321	233	60,0	3,89	63,3
	99	550	66	8014	46	14,2	7453	230	71,0	3,24	74,1
	114	550	77	8458	46	16,4	7487	228	82,0	2,78	85,0
	129	550	88	8780	45	18,6	7460	226	93,0	2,43	95,9
	144	550	99	9007	45	20,8	7393	225	104,0	2,16	106,7
	159	550	110	8072	45	23,0	6635	224	115,0	1,94	117,6
	174	550	121	7307	45	25,2	5876	223	126,0	1,77	128,4
NBC 600xHt	70	600	45	6807	57	10,0	6719	283	50,0	5,65	62,8
	90	600	60	7806	55	13,0	7347	276	65,0	4,24	79,4
	110	600	75	8383	54	16,0	7411	271	80,0	3,39	96,0
	130	600	90	8749	54	19,0	7370	269	95,0	2,83	112,6
	150	600	105	8873	53	22,0	7270	267	110,0	2,42	129,2
	170	600	120	7722	53	25,0	6355	265	125,0	2,12	145,8
	190	600	135	6828	53	28,0	5467	264	140,0	1,88	162,4
	210	600	150	6112	53	31,0	4756	263	155,0	1,70	179,0
	230	600	165	5527	52	34,0	4175	262	170,0	1,54	195,7

NBC 500xHt	69	500	44	5443	39	9,8	5232	197	49,0	4,02	43,3
	84	500	55	6040	39	12,0	5650	193	60,0	3,21	52,3
	99	500	66	6425	38	14,2	5688	190	71,0	2,68	61,3
	114	500	77	6689	38	16,4	5665	188	82,0	2,29	70,3
	129	500	88	6877	37	18,6	5604	187	93,0	2,01	79,2
	144	500	99	6093	37	20,8	5012	186	104,0	1,78	88,2
	159	500	110	5458	37	23,0	4382	185	115,0	1,61	97,2
	174	500	121	4938	37	25,2	3867	184	126,0	1,46	106,1

Πίνακας 10.4: Πίνακας ελαστομεταλλικών εφεδράνων NBC

➤ Φορείς 3 & 4

Κι εδώ θα χρησιμοποιηθούν ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Στις θέσεις B3, B4, A4 (σχήμα 10.1) θα τοποθετηθούν 4 εφέδρανα τύπου NBC 300 x 74 αντίστοιχα. Ίδια εφέδρανα θα τοποθετηθούν και στις θέσεις των στηρίξεων (B5, B6, A3) του φορέα 4.



# 11 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

## 11.1 Συγκολλήσεις

Συγκόλληση είναι η διαδικασία της μόνιμης τοπικής ένωσης μεταλλικών μερών σε ημιτετηγμένη μορφή με εφαρμογή πίεσης ή την ένωση των τμημάτων σε κατάσταση τήξης. Ορισμένα από τα πλεονεκτήματα που παρουσιάζουν οι συγκολλήσεις ως τρόπος σύνδεσης είναι: i) μικρότερος χρόνος κατασκευής ii) χαμηλότερο κόστος iii) καλύτερη εμφάνιση iv) καλύτερη στεγανότητα v) μικρότερο βάρος. Από την άλλη πλευρά, ορισμένα μειονεκτήματα τους είναι: η δυσκολία ποιοτικού ελέγχου και η ευαισθησία ποιότητας σε περιβαλλοντικούς παράγοντες.

Με τις συγκολλήσεις εξασφαλίζεται η μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Μπορούν να γίνουν τόσο στο εργοστάσιο, όσο και στο εργοτάξιο.

### Επιλογή τύπου συγκόλλησης

Υπάρχουν διάφορα είδη συγκολλήσεων, όπως είναι: εσωραφές, εξωραφές, ψευδοεσωραφές κλπ. Σε κάθε κατασκευή επιλέγεται η καταλληλότερη.

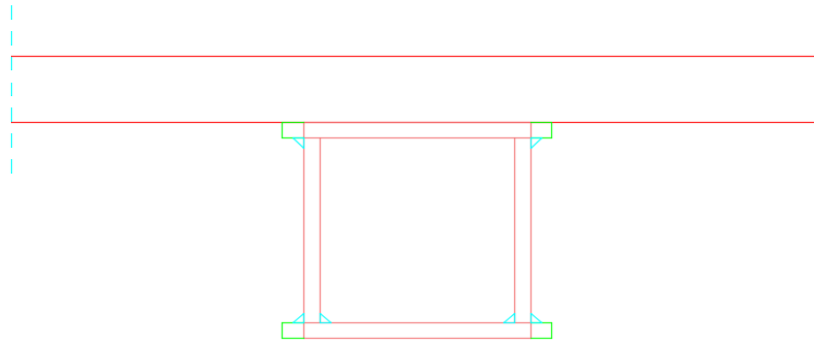
Ως εσωραφή πλήρους διείδυσης ορίζεται η συγκόλληση που διαπερνά πλήρως και προκαλεί τήξη του αναλώσιμου και του μητρικού μετάλλου σε όλο το πάχος της ένωσης. Μπορεί να γίνει με προετοιμασία των ακμών ("φρεζάρισμα") ή χωρίς. Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με την αντοχή σχεδιασμού του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέλη.

Πριν την πραγματοποίηση των εσωραφών, οι επιφάνειες σύνδεσης πρέπει να έχουν προετοιμαστεί κατάλληλα. Αυτό σημαίνει ότι τα άκρα των τεμαχίων συγκόλλησης πρέπει να λοξοτομηθούν σωστά, ώστε το υλικό συγκόλλησης να εισχωρήσει σε όλο το πλάτος τους. Παρακάτω παρουσιάζονται ορισμένα είδη λοξοτόμησης:

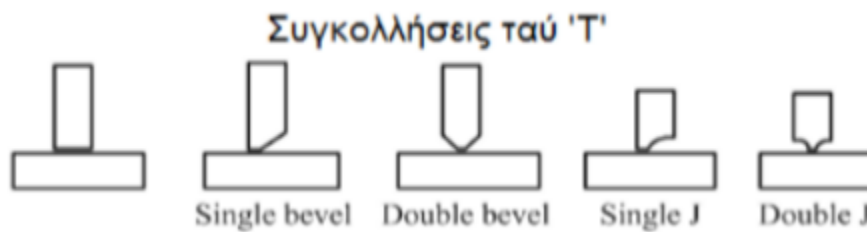
Γωνιακή συγκόλληση	Επικάλυψης ή εισδοχής	Σημειακή συγκόλληση	Συγκόλληση Συρραφής	Συγκόλληση ράχης	Τήξη σε όλο το πλάτος	Συγκόλληση επιφανειακή	Φλάντζας	
							Άκρο	Γωνίας
Συγκόλληση συμβολής ή αύλακας								
Τετράγωνη	Συγκ. V	Κωνική	Συγκ. U	Συγκ. J	Φλόγα V	Φλόγα κωνική		
Βασικοί συμβολισμοί συγκολλήσεων τόξου ή αερίων								
Περιφερειακή συγκόλληση	Σημαία προς την ουρά, πεδίο συγκόλλησης	Περίγραμμα						
		Επίπεδο	Κυρτό	Κοίλο				



Για τη σύνδεση των ελασμάτων των κυρίων δοκών και των διαδοκίδων - λόγω της κοίλης μορφής τους - επιλέχθηκε να γίνουν με εξωραφές και εσωραφές στα κάτω πέλματα τόσο των κύριων δοκών όσο και των διαδοκίδων και με εσωραφές στα άνω πέλματα.

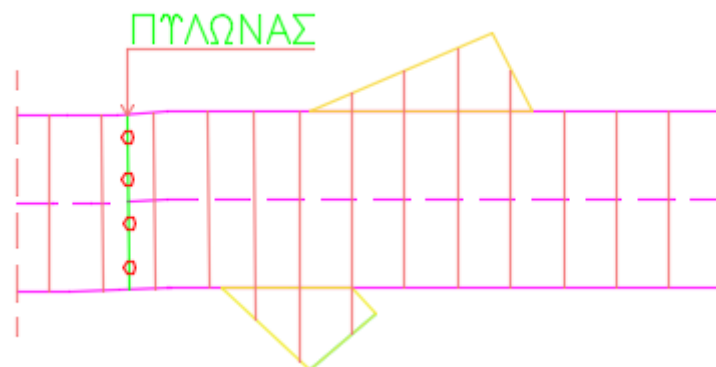


Για τη σύνδεση των διαδοκίδων με την κύρια δοκό επιλέχθηκε συγκόλληση τύπου "Τ" κωνική (single bevel).



### Προσαρμογές

Οι προσαρμογές μεταξύ των φορέων 1,3,4, μπορούν να υλοποιηθούν με προέκταση των διαδοκίδων του βασικού φορέα - δηλαδή του φορέα 1- και με τοποθέτηση δοκαριών περιμετρικά των προσαρμογών. Ακολουθεί βοηθητικό σκαρίφημα, στο οποίο φαίνονται οι προεκτάσεις των διαδοκίδων.

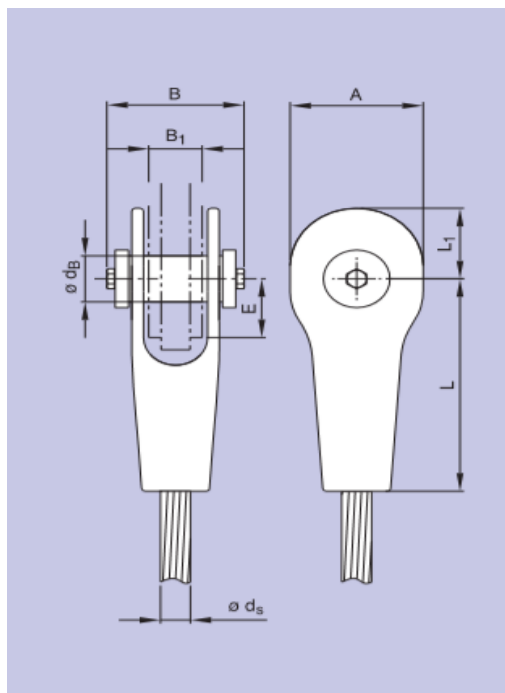


## 11.2 Συνδέσεις καλωδίων

Η σύνδεση των καλωδίων στον πυλώνα και στο κατάστρωμα, θα γίνει με τη βοήθεια πείρων και ελασμάτων. Στον EN 1993-1-8 δίνονται οδηγίες για το σχεδιασμό τέτοιων συνδέσεων. Στην παρούσα εργασία, επιλέχθηκαν οι έτοιμες συνδέσεις που αντιστοιχούν στις διατομές των καλωδίων που επιλέχθηκαν από την εταιρεία PFEIFER.

Größe size	A mm	B mm	min. B <sub>1</sub> mm	max. B <sub>1</sub> mm	d <sub>B</sub> mm	max. E mm	L <sub>1</sub> mm	L mm	Ges.-Gewicht* tot.-weight*	
									kg	max. d <sub>s</sub> mm
PV 40	90	103	40	42	39	48	55	170	3	21
PV 60	110	120	50	53	44	58	68	210	5	26
PV 90	135	146	60	64	54	72	83	255	9	31
PV 115	160	165	70	74	64	82	98	295	15	35
PV 150	160	165	70	74	64	82	98	295	15	40
PV 195	180	190	80	85	73	96	110	340	23	45
PV 240	200	210	90	96	83	106	123	380	31	50
PV 300	230	235	100	107	88	120	140	425	44	55
PV 360	250	251	110	118	98	130	153	465	58	60
PV 420	270	281	120	129	108	144	165	510	76	65
PV 490	290	296	130	139	118	154	178	550	95	70
PV 560	320	335	140	150	128	168	195	595	149	75
PV 640	340	359	150	161	138	178	208	635	183	80
PV 720	360	374	160	172	142	192	220	680	215	85
PV 810	380	401	170	183	153	202	233	720	262	90
PV 910	410	434	180	194	162	231	260	780	324	95
PV 1010	430	451	190	205	172	226	263	805	369	100
PV 1110	450	466	200	216	182	240	275	850	424	105
PV 1220	480	498	205	222	187	262	295	900	527	110
PV 1340	503	520	218	237	202	264	317	935	625	115
PV 1450	530	544	230	251	207	302	335	1015	749	120
PV 1580	550	555	238	259	217	288	350	1020	808	125
PV 1730	570	590	247	269	227	300	365	1063	913	130
PV 1860	590	605	256	280	237	315	380	1105	1015	135
PV 2000	620	622	267	290	247	324	395	1148	1132	140

Πίνακας 11.1: Κοχλιωτές συνδέσεις από την εταιρεία PFEIFER



Σχήμα 11.1: Μορφή κοχλιωτής σύνδεσης

Επιλέγεται σύνδεση μεγέθους PV490 (έχει τονιστεί στον πίνακα 11.1). Με βάση τον πίνακα 11.1, το ελάχιστο επιτρεπόμενο πάχος ελάσματος είναι 130mm. Για αρχή, επιλέγεται το ελάχιστο προτεινόμενο, δηλαδή 130mm και ποιότητα χάλυβα S355.

Έλεγχος για αντοχή σύνθλιψη άντυγας:

Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα καλώδια σε Ο.Κ.Α. είναι : 1312 kN

Η μέγιστη αξονική που αναπτύσσεται στα καλώδια σε Ο.Κ.Λ. είναι : 1021 kN

$$F_{b,rd} = 1.5 * t * d * f_y / \gamma_{M0} = 1.5 * 0.130 * 0.118 * 355000 / 1 = 8168.55 \text{ kN} > 1312 \text{ kN (OK)}$$

Για αντικαταστάσιμους πείρους πρέπει να ισχύει επιπλέον κι η παρακάτω σχέση:

$$F_{b,rd,ser} = 0.6 * t * d * f_y / \gamma_{ser} = 0.6 * 0.130 * 0.118 * 355000 / 1 = 3267.42 \text{ kN} > 1021 \text{ kN (OK)}$$

## 12 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ – ΑΝΕΓΕΡΣΗ

### 12.1 Εισαγωγή

Με τον όρο κατασκευή εννοείται η διαδικασία παραγωγής σε τελική μορφή των μελών που απαιτούνται για να συνθέσουν το φέροντα οργανισμό ενός έργου. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει την ανάλυση των σχεδίων, των ισχυόντων κανονισμών, την κοπή, τη μόρφωση, το πακετάρισμα και τη μεταφορά στο σημείο ανέγερσης. Ανάλογα με τις δυνατότητες των μεταφορικών μέσων που θα χρησιμοποιηθούν - για τη μεταφορά από το εργοστάσιο στο εργοτάξιο - γίνεται τελική συναρμολόγηση των επιμέρους τεμαχίων σε μεγαλύτερα τμήματα.

Ιδιαίτερα σε γέφυρες καλωδιωτής μορφής, τα κατασκευαστικά θέματα είναι μείζονος σημασίας. Η ανάλυση που προηγήθηκε έγινε με την παραδοχή ότι όλα τα φορτία (μόνιμα, κινητά κλπ) ασκούνται ταυτόχρονα στον τελικό φορέα. Επειδή κάτι τέτοιο δεν είναι ρεαλιστικό, θα μπορούσε σε επίπεδο οριστικής μελέτης, να γίνει μια λεπτομερέστερη ανάλυση, η οποία θα λαμβάνει υπόψη τη σταδιακή κατασκευή και φόρτιση της πεζογέφυρας, τις ανακατανομές της έντασης, κλπ.

### 12.2 Μεθοδολογία ανέγερσης

#### ➤ Φορέας 1

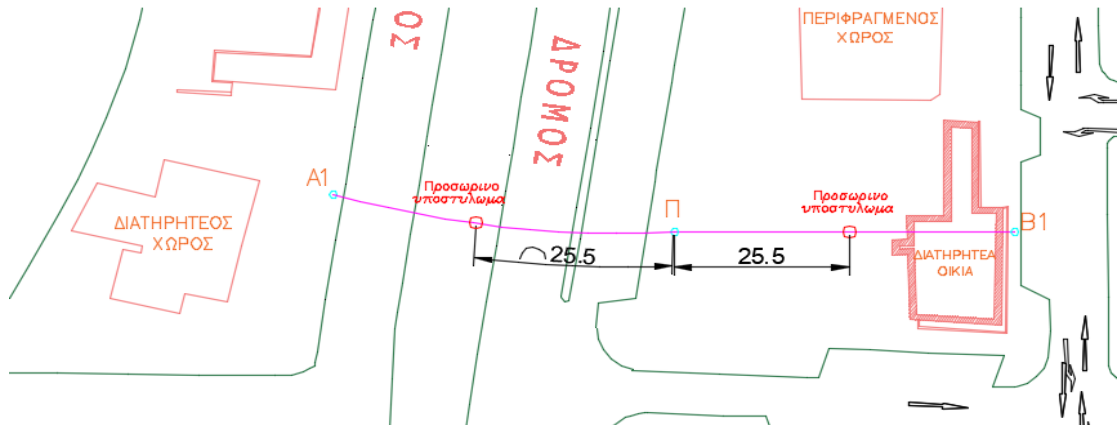
Αναφορικά με την ανέγερση του φορέα 1, διακρίνονται δυο φάσεις:

- i) κατασκευή πυλώνων
- ii) κατασκευή καταστρώματος

Πιο συγκεκριμένα, οι πυλώνες με συνολικό ύψος ίσο με 22m θα κατασκευαστούν σε δυο στάδια. Στο 1<sup>ο</sup> στάδιο, θα γίνει η συγκόλληση δυο τμημάτων πυλώνων με την κάτω συνδετήρια δοκό, ενώ στο 2<sup>ο</sup> στάδιο θα γίνει συγκόλληση δυο τμημάτων πυλώνων με τις άνω συνδετήριες δοκούς. Τα τμήματα αυτά θα τοποθετηθούν σε προκαθορισμένες θέσεις με τη χρήση ανυψωτικού γερανού. Με την ολοκλήρωση των πυλώνων, ξεκινά η κατασκευή του καταστρώματος.

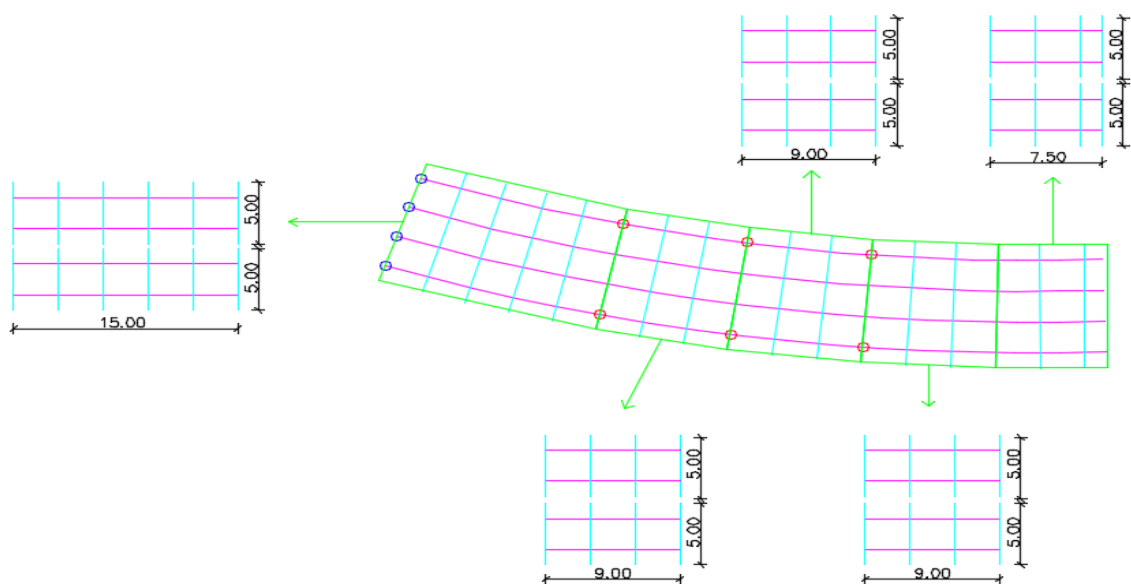
Το κατάστρωμα είναι σύμμικτο, αποτελείται από τέσσερις κύριες μεταλλικές δοκούς, από πρόπλακες -οι οποίες λειτουργούν ως παραμένων ξυλότυπος- πλάκα σκυροδέματος και διαδοκίδες ανά 3m εγκαρσίως. Η πλάκα είναι διατμητικά συνδεδεμένη με τις δοκούς, μέσω διατμητικών ήλων. Η κατασκευή του καταστρώματος θα γίνει συμμετρικά, εκατέρωθεν των πυλώνων σε τμήματα μήκους 7.5m, 9m και 15m έτσι ώστε να συμπίπτουν με τις θέσεις αγκύρωσης των καλωδίων. Άλλωστε, η μεταφορά όλου του καταστρώματος από το εργοστάσιο είναι αδύνατη. Επιπλέον, απαραίτητη κρίνεται η χρήση προσωρινών στηρίξεων, όπως για παράδειγμα προσωρινών μεταλλικών υποστυλωμάτων, τα οποία μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής θα αφαιρεθούν. Οι παραπάνω στηρίξεις θα τοποθετηθούν σε τέτοια σημεία, ώστε να μην εμποδίζεται η οδική κυκλοφορία

(σχήμα 12.1). Έως ότου τοποθετηθούν τα τελευταία τμήματα του φορέα - δηλαδή αυτά που εδράζονται στις ακραίες στηρίξεις - απαιτείται μονολιθική σύνδεση μεταξύ των πυλώνων και του καταστρώματος, για να εξασφαλιστεί η ευστάθεια. Η μονολιθική σύνδεση αφαιρείται με την ολοκλήρωση της κατασκευής.

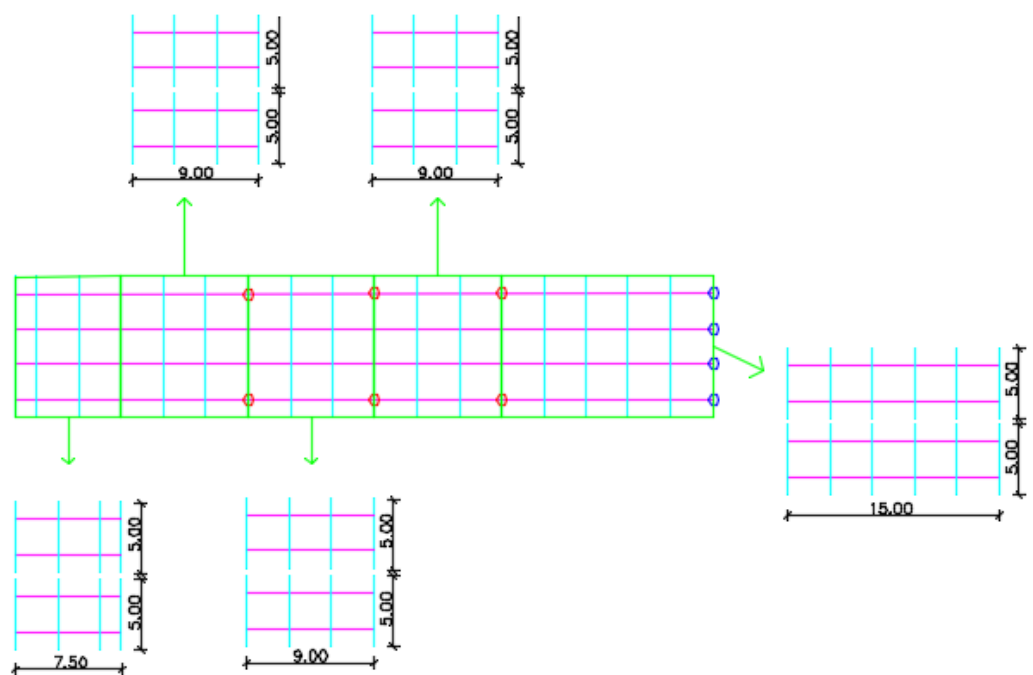


Σχήμα 12.1: Σκαρίφημα θέσεων προσωρινών υποστηλωμάτων

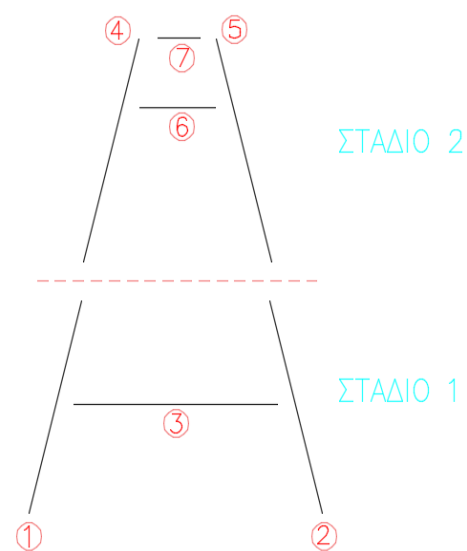
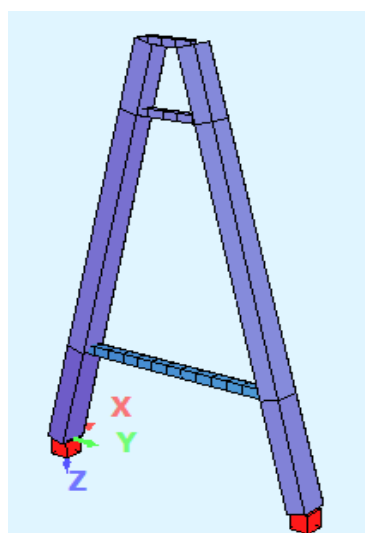
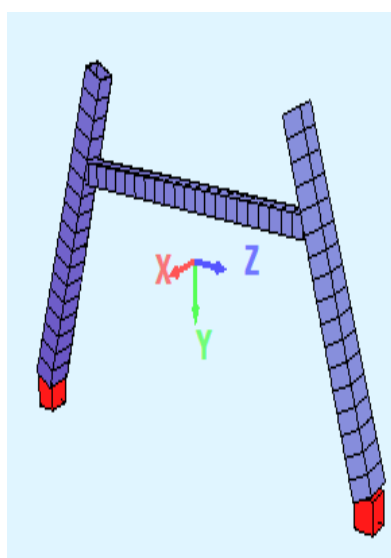
Για την κατασκευή του καταστρώματος λοιπόν, έχουν κατασκευαστεί ήδη από το εργοτάξιο και έχουν μεταφερθεί στο χώρο της κατασκευής, τμήματα πλάτους 5m και μήκους 9m, 7.5m, 15m αντίστοιχα. Αυτά τα τμήματα έχουν προκύψει με συγκόλληση των κύριων δοκών και των διαδοκίδων και η σύνδεση τους θα γίνει επιτόπου στο χώρο του έργου μέσω κοχλιωτών συνδέσεων. Μόλις αποκατασταθεί συνέχεια, με τη βοήθεια γερανού τοποθετούνται στη θέση τους. Η κατασκευή του καταστρώματος προχωρά συμμετρικά εκατέρωθεν του πυλώνα. Το τελικό στάδιο είναι η επί τόπου σκυροδέτηση του καταστρώματος του φορέα. Παρακάτω ακολουθούν ενδεικτικά σχήματα.



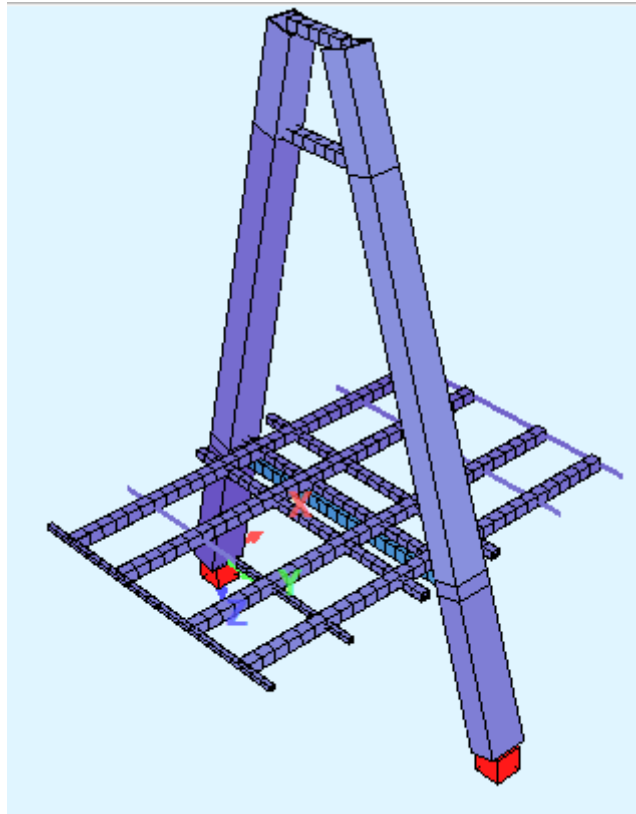
Σχήμα 12.2: Επιμέρους τμήματα για την κατασκευή του τμήματος 1 (L = 49.5m) φορέα 1



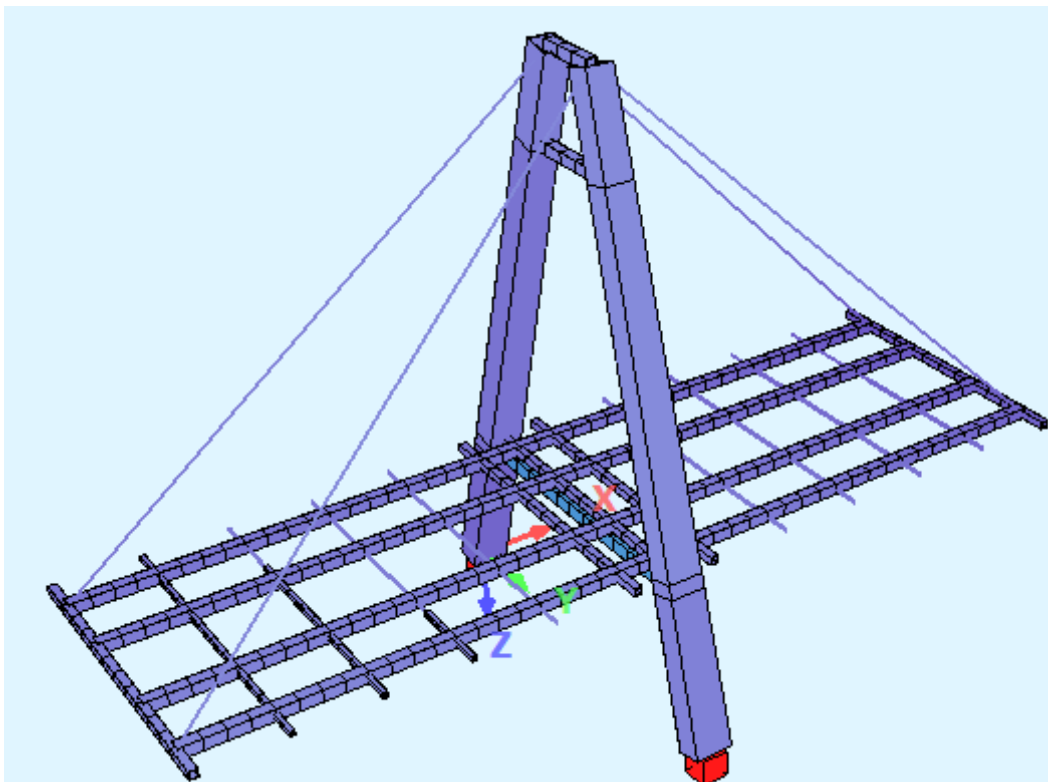
Σχήμα 12.3: Επιμέρους τμήματα για την κατασκευή του τμήματος 2 (L = 49.5m) φορέα 1



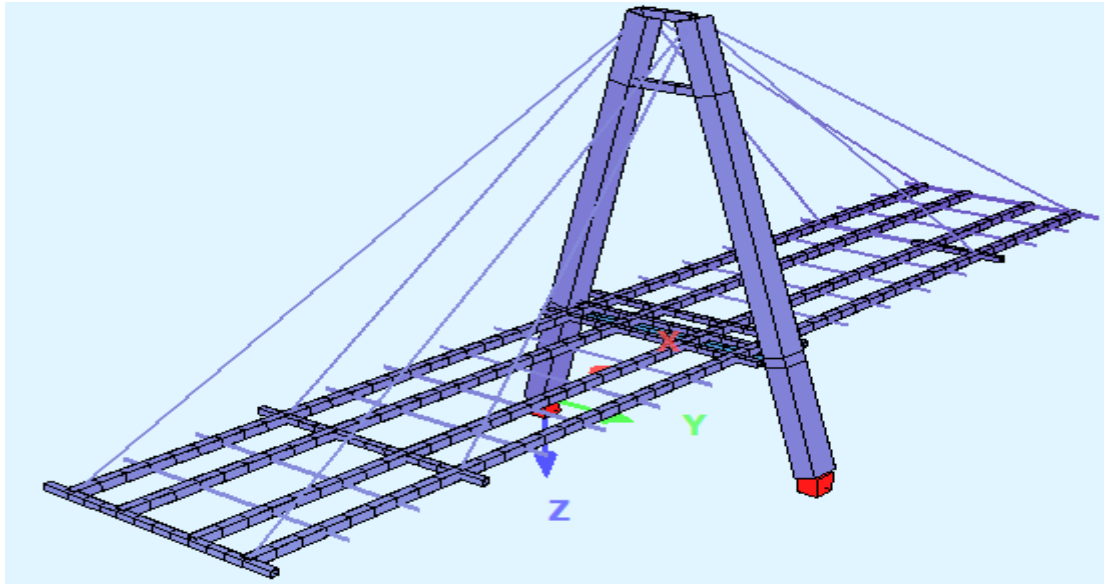
Σχήμα 12.4: Κατασκευή του πυλώνα σε δυο στάδια



Σχήμα 12.5: Τοποθέτηση των δυο πρώτων τμημάτων εκατέρωθεν του πυλώνα



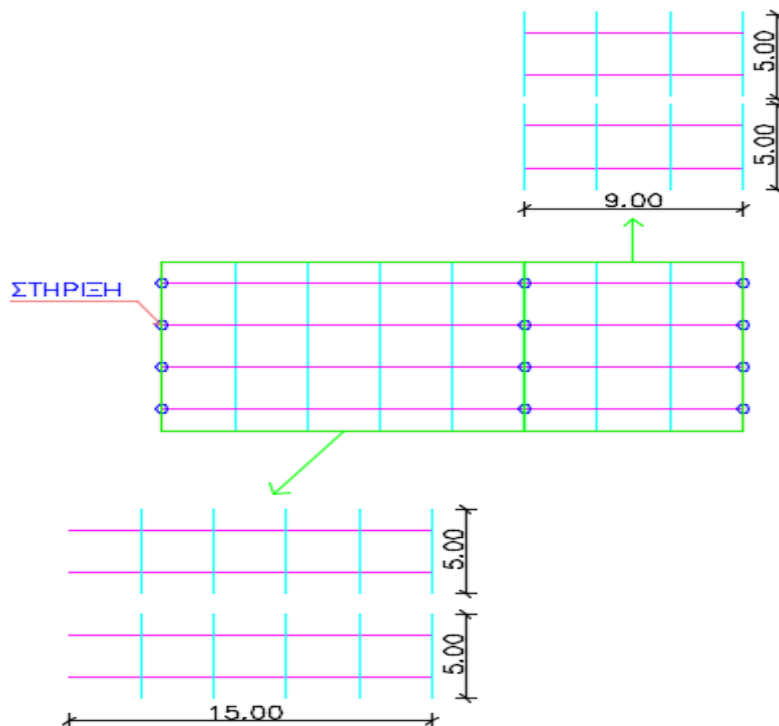
Σχήμα 12.6: Τοποθέτηση τεσσάρων τμημάτων εκατέρωθεν του πυλώνα και αγκύρωση 1<sup>ης</sup> σειράς καλωδίων



Σχήμα 12.7: Τοποθέτηση έξι τμημάτων εκατέρωθεν του πυλώνα και αγκύρωση 2<sup>ης</sup> σειράς καλωδίων

➤ Φορέας 2

Ο φορέας 2 είναι συνολικού ανοίγματος 24m, με επιμέρους ανοίγματα με μήκη 15m και 9m αντίστοιχα. Από το εργοστάσιο έχουν κατασκευαστεί τμήματα με πλάτος 5m και με μήκη 15m και 9m αντίστοιχα. Η διαδικασία που θα ακολουθηθεί είναι ίδια με αυτή του φορέα 1.



Σχήμα 12.8: Επιμέρους τμήματα για την κατασκευή του φορέα 2



➤ Φορείς 3 & 4

Για τους φορείς 3 και 4 μπορεί να εφαρμοστεί η μέθοδος που περιγράφεται για τους φορείς 1 και 2. Βέβαια, επειδή το πλάτος τους είναι μικρότερο (5m), παρακάτω παρατίθεται μια εναλλακτική πρόταση. Είναι δυνατή η μεταφορά των διαδοκίδων στο πλήρες πλάτος τους και τμημάτων δοκών με μήκη 15m και 9m, ώστε να συναρμολογηθούν επιτόπου στο χώρο του έργου.

## 13 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Βάγιας Ι., (2003), "Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση", Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
2. Βάγιας Ι., (2010), "Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3<sup>η</sup> έκδοση", Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013) , "Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών" , Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013) , "Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής", Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
5. Βάγιας Ι., Καρυδάκης Φ., Θανόπουλος Π., Δασίου Μ.Ε, "Προσομοίωση παραδείγματος σύμμικτης γέφυρας δυο ανοιγμάτων στο SOFISTIK", Σημειώσεις για το προπτυχιακό μάθημα "Γεφυροποιία 1", Αθήνα 2016-2017
6. Γαντές Χ. "Σχεδιασμός καλωδιωτών κατασκευών και μεμβρανών", Σημειώσεις για το αντίστοιχο μεταπτυχιακό μάθημα του ΔΠΜΣ "Δομοστατικός Σχεδιασμός κι Ανάλυση Κατασκευών", Ε.Μ.Π
7. Γαντές Χ. "Σιδηρές κατασκευές Ι'", Σημειώσεις για το αντίστοιχο προπτυχιακό μάθημα, Ε.Μ.Π
8. Ερμόπουλος Ι., (2008), " Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες(2<sup>η</sup> έκδοση), Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
9. EN1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
10. EN1991-1-1, Ευρωκώδικας 1 : Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1 : Γενικές δράσεις-πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
11. EN1991-1-4, Ευρωκώδικας 1 : Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4 : Γενικές δράσεις-δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005
12. EN1991-1-5, Ευρωκώδικας 1 : Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4 : Γενικές δράσεις-θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003
13. Νίκος Ε. Μαλακάτας, Κωνσταντίνος Τρέζος, "Εκπαιδευτικές διαφάνειες για τη χρήση Ευρωκωδίκων", Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας
14. Ioannis Vayas, John Ermopoulos, George Ioannidis, (2019), "Design of Steel Structures to Eurocodes", Εκδόσεις Springer
15. Wai-Fah Chen, Lian Duan, (1999) "Bridge Engineering handbook", CRC Press
16. Διπλωματική εργασία: "Σχεδιασμός καλωδιωτής πεζογέφυρας επί της λεωφόρου Ποσειδώνος", Παναγιώτης Α. Τσαρπαλής, Επιβλέπων: κ. Ιωάννης Βάγιας, Αθήνα, Μάρτιος 2015
17. Διπλωματική εργασία: " Σχεδιασμός Σύμμικτης Καλωδιωτής Πεζογέφυρας στον Τάμεση", Ιωάννης Η. Παπαγεωργίου, Επιβλέπων κ.Ιωάννης Βάγιας, Αθήνα, Οκτώβριος 2015
18. Διπλωματική εργασία: " Σχεδιασμος και παραμετρική διερεύνηση καλωδιωτής πεζογέφυρας", Γεωργία Μαργαρίτη, Επιβλέπων κ.Χάρης Γαντές, Αθήνα, Μάρτιος 2013

19. Ιστοσελίδα Sofistik: <http://www.sofistik.gr>
20. Ιστοσελίδα της Pfeifer: <https://www.pfeifer.info/en/pfeifer-group/business-units/cable-structures/>
21. Ιστοσελίδα της ΕΛΕΜΚΑ: <https://www.elemka.gr/>

Το φωτογραφικό υλικό είναι αποτέλεσμα διαδικτυακής έρευνας, καθώς και υλικό από προσωπικό αρχείο.