

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

# Σχεδιασμός Σιδηροδρομικής Γἑφυρας Δὑο Ανοιγμἁτων Με Τόξο-Ελκυστήρα



Διπλωματική Εργασία Δημήτριος Κατσιρούμπας ΕΜΚ ΔΕ 2018/3

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Λέκτορας Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2018



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

# Σχεδιασμός Σιδηροδρομικής Γἑφυρας Δὑο Ανοιγμἁτων Με Τόξο-Ελκυστήρα



Διπλωματική Εργασία Δημήτριος Κατσιρούμπας ΕΜΚ ΔΕ 2018/3

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Λέκτορας Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Μάρτιος 2018

## Copyright © Δημήτριος Κατσιρούμπας, 2018 Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

Απαγορεύεται η αντιγραφή, 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 του συγγραφέα. Επιτρέπεται η αναπαραγωγή, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, 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 τον συγγραφέα.

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

## Copyright © Dimitrios Katsiroumpas, 2018 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 inclusion 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 organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Δημήτριος Κατσιρούμπας (2018) Σχεδιασμός Σιδηροδρομικής Γέφυρας Δύο Ανοιγμάτων με Τόξο-Ελκυστήρα Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/3 Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Dimitrios Katsiroumpas (2018) Diploma Thesis EMK ΔE 2018/3 Design of Two Span Railway Tied-Arch Bridge Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

## Ευχαριστίες

Έχοντας ολοκληρώσει πλέον τη διπλωματική μου εργασία, και μαζί με αυτήν και τις σπουδές μου στη Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, θα ήθελα να ευχαριστήσω ορισμένους ανθρώπους που στάθηκαν στο πλάι μου και με βοήθησαν όλο αυτό το διάστημα.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω αρχικά τον κύριο Παύλο Θανόπουλο, επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, για την άψογη συνεργασία που είχαμε, και για την συνεχή προθυμία του να μου παρέχει καθοδήγηση ώστε να ολοκληρωθεί η παρούσα εργασία.

Τέλος, θα ήθελα να πω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένειά μου και τους φίλους μου για όλη την υποστήριξη που μου παρείχαν όλο αυτό το διάστημα.



#### ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ ΕΜΚ ΔΕ 2018/3

## Σχεδιασμός Σιδηροδρομικής Γέφυρας Δύο Ανοιγμάτων με Τόξο-Ελκυστήρα

#### Δημήτριος Κατσιρούμπας

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος, Λέκτορας Καθηγητής ΕΜΠ Μάρτιος 2018

#### ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με τη μελέτη και το σχεδιασμό σιδηροδρομικής γέφυρας δύο ανοιγμάτων με τόξο-ελκυστήρα και συνεχές δικτύωμα. Το συνολικό άνοιγμα της γέφυρας είναι 384m, ενώ τα επιμέρους ανοίγματα είναι 256m και 128m. Το κατάστρωμα φέρει δύο σιδηροδρομικές γραμμές, μία για κάθε κατεύθυνση κυκλοφορίας.

Στο πρώτο και δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια μικρή εισαγωγή στις σιδηροδρομικές γέφυρες και την εξέλιξή τους με την πάροδο των ετών, καθώς και μια σύντομη περιγραφή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών της υπό μελέτη γέφυρας, των διατομών των μελών της και της στατικής της λειτουργίας.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται και υπολογίζονται όλες οι δράσεις που λήφθησαν υπ' όψη κατά το σχεδιασμό, ενώ στα επόμενα δύο κεφάλαια παρουσιάζεται ο έλεγχος διατομών και μελών σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Στο κεφάλαιο 6 γίνεται έλεγχος των μελών σε κόπωση. Κατόπιν, μελετάται η σεισμική μόνωση της κατασκευής και η διαστασιολόγηση των μονωτήρων.

Τέλος, παρουσιάζεται η φάση ανέγερσης και ορισμένες κατασκευαστικές λεπτομέρειες του φορέα.

Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sofistik 2018, ενώ για τα σχέδια το πρόγραμμα AutoCAD 2017. Η μελέτη της γέφυρας έγινε με βάση τις μεθόδους των Ευρωκωδίκων.



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

#### DIPLOMA THESIS EMK ΔE 2018/3

## Design of Two Span Railway Tied-Arch Bridge

#### **Dimitrios Katsiroumpas**

Supervisor: Pavlos Thanopoulos, Dr. Civil Engineer, Lecturer N.T.U.A. March 2018

#### ABSTRACT

This diploma thesis approaches the study and design of a two span railway tied-arch bridge with a continuous truss. The total length of the bridge is 384m, with the individual spans of 256m and 128m. The deck carries two railways, one for each traffic direction.

In the first and second chapter a short introduction on railway bridges and their evolution over the years takes place, followed by a presentation of the geometrical characteristics of the bridge under study, the cross sections of its members and its static operation.

In the third chapter all the actions that were taken into consideration in the analysis are described and calculated, and in the next two chapters a check for the Ultimate Limit State and the Serviceability Limit State of the cross sections and members is presented.

In chapter 6 the members are checked in the state of fatigue. Subsequently, the seismic isolation of the structure is being studied and the dimensions of the isolators are defined.

Finally, the erection plan of the structure and some structural details are presented.

Sofistik 2018 is the software used for the analysis, and AutoCAD 2017 for the creation of the drawings. The design of the bridge was made based on the methods of the Eurocodes.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ				
	1.1	Γενικά1			
	1.2	Σιδηροδρομικές γέφυρες και σιδηρόδρομος2			
2	ΣΧΕ	ΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ			
	2.1	Περιγραφή5			
	2.2	Στατική λειτουργία φορέα6			
	2.3	Μόρφωση φορέα			
	2.4	Διατομή γέφυρας			
	2.5	Διατομές μελών10			
		2.5.1 Διαδοκίδες10			
		2.5.2 Τὀξο10			
		2.5.3 Πέλματα δικτυώματος12			
		2.5.4 Εγκάρσιες διαδοκίδες15			
		2.5.5 Αναρτήρες17			
		2.5.6 Διαγώνια μέλη δικτυώματος17			
		2.5.7 Аvтıavἑµıa			
3	ΔΡΑ	ΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ21			
	3.1	Μόνιμες Δράσεις21			
	3.2	Μεταβλητές Δράσεις21			
		3.2.1 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας			
		3.2.1.1 Μοντέλο πρότυπης φόρτισης LM 7122			
		3.2.1.2 Μοντέλο πρότυπης φόρτισης SW/022			
		3.2.1.3 Δυναμικές επιρροές22			
		3.2.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας25			
		3.2.2.1 Δύναμη πλευρικής κρούσης25			
		3.2.2.2 Δράσεις λόγω έλξης και πέδησης25			
		3.2.3 Θερμικές δράσεις26			
		3.2.3.1 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔΤ <sub>Ν</sub> 26			
		3.2.3.2 Συνιστώσες γραμμικώς μεταβαλλόμενης θερμοκρασίας ΔΤ <sub>ΜΥ</sub> , ΔΤ <sub>ΜΖ</sub> 27			
		3.2.4 Δράσεις Ανέμου			
	3.3	Τυχηματικές Δράσεις			
		3.3.1 Εκτροχιασμός συρμού30			
	3.4	Συνδυασμοί φορτίσεων32			
		3.4.1 Γενικά32			

		3.4.2 Οριακή Ι	Κατάσταση Αστοχίας	32
		3.4.3 Оріакή І	Κατάσταση Λειτουργικότητας	33
		3.4.4 Ομάδες	φορτίων	34
4	F۸F	γοι σε οριακ	Η ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	37
•	4 1	Έλεννοι επάοκ	גומר אב ואבוו אב ו סאנאב	37
	7.1			
		4 1 2 Έλεννος		
		413 Έλεννος	οιατομής σε αξονική συναμή	40
		4 1 4 Έλεννος	τάσεων Von Mises	40
		4141		40
		4.1.4.2	Πέλματα δικτιμώματος	41
		4.1.4.3	Λιανώνια μέλη δικτιώματος	42
		4.1.4.4		42
		4.1.4.5	Ενκάρσιες διαδοκίδες στις στηρίξεις του τόξου	
		4.1.4.6	Αντιανέμιοι σύνδεσμοι	46
		4.1.4.7	Αναρτήρες	46
		4.1.4.8	Σκυρόδεμα	46
		4.1.5 Διατμητι	κή σύνδεση	47
		4.1.5.1	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	48
		4.1.5.2	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	50
	4.2	Έλεγχοι ευστά	θειας μελών	51
		4.2.1 Έλεγχος	; μέλους σταθερής διατομής σε καμπτικό λυγισμό	51
		4.2.1.1	Διαγώνια μέλη δικτυώματος	53
		4.2.1.2	Αντιανέμιοι σύνδεσμοι	54
		4.2.2 Έλεγχος	μέλους σταθερής διατομής σε πλευρικό λυγισμό	55
		4.2.3 Έλεγχος	μέλους σταθερής διατομής υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη	57
		4.2.3.1	Άκρα Τόξων	57
		4.2.3.2	Κάτω πέλμα δικτυώματος	60
		4.2.3.3	Άνω πέλμα δικτυώματος ανάμεσα στα διαγώνια	61
		4.2.3.4	Τόξο ανάμεσα σε δύο διαδοχικούς αντιανέμιους συνδέσμους	62
		4.2.3.5	Εγκάρσια διαδοκίδα	63
		4.2.4 Έλεγχος	; σε καθολικό λυγισμό μέλους	64
		4.2.4.1	Τὀξο	65
		4.2.4.2	Άνω πἑλμα δικτυώματος	66
		4.2.5 Έλεγχος	; κύρτωσης πλακών	68
		4.2.5.1	Τόξο – Διατομή 3	68
		4.2.5.2	Άνω πέλμα δικτυώματος – Διατομή 13	74
		4.2.5.3	Άνω πἑλμα δικτυώματος – Διατομή 8	75
		4.2.5.4	Εγκάρσια διαδοκίδα	76

		4.2.5.5 Διαγώνια μέλη δικτυώματος – Διατομή 4	78		
5	ΕΛΕ	ΓΧΟΙ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ	79		
	5.1	Гενικά	79		
	5.2	Περιορισμός αναπνοής κορμού	79		
	5.3	Μέγιστο βέλος	80		
	5.4	Μέγιστη στροφή καταστρώματος	82		
	5.5	Περιορισμός ανοίγματος ρωγμής	83		
	5.6	Περιορισμός τάσεων στο δομικό χάλυβα	84		
		5.6.1 Τὀξο	85		
		5.6.2 Κάτω πέλμα δικτυώματος	86		
		5.6.3 Άνω πέλμα δικτυώματος	86		
		5.6.4 Διαγώνια μέλη δικτυώματος	87		
	5.7	Περιοριμός τάσεων στο σκυρόδεμα	88		
6	ΕΛΕ	ΓΧΟΙ ΚΟΠΩΣΗΣ	89		
	6.1	Гɛvıкḋ	89		
	6.2	Δράσεις Κόπωσης	91		
		6.2.1 Τὀξο	91		
		6.2.2 Κάτω πέλμα δικτυώματος	92		
		6.2.3 Άνω πέλμα δικτυώματος	92		
		6.2.4 Διαγώνια μέλη δικτυώματος	93		
		6.2.5 Διαδοκίδες	94		
	6.3	Αντοχή μελών	96		
7	ΕΦΕΔΡΑΝΑ				
	7.1	Γενικά	99		
	7.2	Υπολογισμός κατακορύφων δυνάμεων στα εφέδρανα			
	7.3	Ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΚΤΠΣ			
	7.4	Ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΑΤΠΣ			
	7.5	Προσομοίωση εφεδράνων με ελατήρια			
	7.6	Έλεγχος ολίσθησης			
	7.7	Τύπος εφεδράνων			
8	ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ1				
	8.1	Έλεγχος διαδοκίδας			
		8.1.1 Έλεγχος σε κἁμψη			
	8.2	Κατασκευή και ανέγερση			
	8.3	Βάρος μεταλλικού φορέα	120		
9	BIB	ΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	121		

# 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Γενικά

Ως γέφυρα νοείται μια τεχνική κατασκευή, μέσω της οποίας επιτυγχάνεται η ζεύξη δύο ή περισσοτέρων σημείων υπεράνω μεσολαβούντος εμποδίου, φυσικού ή τεχνητού. Τα πιο συνήθη εμπόδια που γεφυρώνονται είναι ποτάμια ή γενικότερα υδάτινες επιφάνειες, συγκοινωνιακοί άξονες, εδαφικές ταπεινώσεις κλπ.

Από τα πρώτα χρόνια που ο άνθρωπος ήρθε αντιμέτωπος με φυσικά εμπόδια, όπως ποταμούς, που του περιόριζαν την ελεύθερη μετακίνηση στη φύση, προσπάθησε να βρει τρόπους να τα ξεπεράσει με ασφάλεια. Χρησιμοποιώντας κορμούς δέντρων κατάφερε να ενώσει τις δύο απέναντι όχθες ενός ρέματος, ώστε να μπορέσει να το διαβεί. Το έναυσμα της γεφυροποιίας είχε γεννηθεί. Το ξύλο και αργότερα η πέτρα αποτέλεσαν τα πρώτα δομικά υλικά κατασκευής γεφυρών.

Με την πάροδο των χρόνων, η τεχνολογία του ανθρώπου εξελίχθηκε. Εμφανίστηκαν τροχοφόρα οχήματα, τα οποία έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην ανάπτυξη του εμπορίου και στη συναναστροφή των λαών ανά τον κόσμο. Ως συνέπεια, οι γέφυρες, που στην αρχή εξυπηρετούσαν αποκλειστικά τη διάβαση ανθρώπων, έπρεπε να μπορούν να φέρουν σημαντικά βαρύτερα φορτία και με μεγαλύτερη ασφάλεια. Υλικά όπως το ξύλο και η πέτρα δεν μπορούσαν να καλύψουν πλέον τις νέες απαιτήσεις που όλο και εμφανίζονταν.

Κατά τον 18° αιώνα, και με την άνοδο της βιομηχανικής επανάστασης, αρχίζουν να χρησιμοποιούνται υλικά όπως ο χυτοσίδηρος για την κατασκευή της γέφυρας στο Shropshire στην Αγγλία το 1779. Με την πάροδο των ετών η επιστήμη και η βιομηχανία εξελίσσονταν. Σιγά σιγά, η εμπειρικές μέθοδοι κατασκευής έδωσαν τη θέση τους σε γραφικές και ύστερα σε αναλυτικές μεθόδους υπολογισμού, οι οποίες οδήγησαν στη βέλτιστη οικονομική και κατασκευαστική αξιοποίηση των υλικών. Σήμερα, υλικά όπως ο χάλυβας και το σκυρόδεμα κυριαρχούν στον κλάδο των κατασκευών, και μάλιστα συνεργαζόμενα πολλές φορές για την κατασκευή σύμμικτων φορέων.

## 1.2 Σιδηροδρομικές γέφυρες και σιδηρόδρομος

Ο σιδηρόδρομος είναι ένα σύστημα μεταφοράς επιβατών και εμπορευμάτων με συρμούς που κυλούν πάνω σε σιδηροτροχιές. Ένας τυπικός σιδηρόδρομος αποτελείται από δύο συστήματα : την επιδομή και την υποδομή.

Η επιδομή περιλαμβάνει :

- τις σιδηροτροχιές, που έχουν το ρόλο να υποστηρίζουν και να κατευθύνουν τους τροχούς του συρμού
- τους στρωτήρες, μαζί με τους συνδέσμους τους, οι οποίοι διανέμουν το φορτίο που δέχονται από τις σιδηροτροχιές και παράλληλα τις συγκρατούν σε σταθερή απόσταση μεταξύ τους και
- το έρμα, το οποίο αποτελείται από θραυστά αδρανή και έχει το ρόλο να αποσβαίνει τις δονήσεις στους συρμούς, να διανέμει το φορτίο και να εξασφαλίζει γρήγορη αποστράγγιση των ομβρίων υδάτων.

Η υποδομή είναι η κατασκευή που βρίσκεται κάτω από την επιδομή και αποτελείται από τη στρώση διαμόρφωσης και την υπόβαση.

Λόγω της μη αποτελεσματικής έδρασης των σιδηρογραμμών σε έρμα, τις τελευταίες δεκαετίες έχει αναπτυχθεί η μέθοδος έδρασης της σιδηρογραμμής σε πλάκα σκυροδέματος. Ένα τέτοιο σύστημα είναι και το σύστημα Rheda, το οποίο ήταν το πρώτο που υιοθέτησε αυτήν την τεχνική το 1974 στη Γερμανία. Αποτελεί ένα από τα πλέον εφαρμοσμένα συστήματα έδρασης επιδομής στα σύγχρονα σιδηροδρομικά δίκτυα ανά τον κόσμο, μεταξύ των οποίων και στην Ελλάδα.



Εικόνα 1-1 : Τυπική διατομή συστήματος Rheda

Το σύστημα αποτελείται από τα εξής μέρη :

- Πλάκα σκυροδέματος C30/37 πάχους 24cm, στην οποία εδράζεται το σύστημα, η οποία είναι οπλισμένη διαμήκως με 18Φ20 και εγκαρσίως με Φ20/64
- Τους στρωτήρες από σκυρόδεμα Β 355, μαζί με τους συνδέσμους τους
- Τις σιδηροτροχιές διατομής UIC 60

2



Εικόνα 1-2 : Σιδηρογραμμή στη φάση κατασκευής με το σύστημα Rheda

Στην Εικόνα 1-3, παρουσιάζεται η γέφυρα Hamm, η οποία φέρει τη σιδηροδρομική γραμμή Mönchengladbach - Düsseldorf πάνω από τον ποταμό Rhine, ενώνοντας τις πόλεις Düsseldorf και Neuss. Η γέφυρα εξυπηρετεί τέσσερις συρμούς.



Еко́va 1-3 : Hamm railway bridge, Düsseldorf Germany

Στην Εικόνα 1-4, παρουσιάζεται μία από τις πιο εντυπωσιακές μεταλλικές γέφυρες, η γέφυρα στο λιμάνι του Sydney, η οποία φέρει δύο σιδηροδρομμικές γραμμές, 8 λωρίδες οδικής κυκλοφορίας, πεζοδιάδρομο και ποδηλατόδρομο.



Еко́va 1-4 : Syndey Harbour Bridge, Sydney Australia

# 2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΟΡΕΑ

## 2.1 Περιγραφή

Η γέφυρα έχει συνολικό μήκος 384m και αποτελείται από δύο ανοίγματα μήκους 256m και 128m. Ο φορέας είναι δικτυωτός κάτω διάβασης και συνεχής στα δύο ανοίγματα. Στο άνοιγμα μήκους 256m, τα δικτυώματα αναρτώνται από δύο κατακόρυφα χαλύβδινα τόξα μέσω 2x26 κεκλιμένων αναρτήρων. Το κατάστρωμα αποτελείται από πλάκα σκυροδέματος πλάτους 14m και πάχους 30cm, η οποία συνεργάζεται σύμμικτα με τις διαδοκίδες κατά την εγκάρσια έννοια.



Εικόνα 2-1 : Όψη γέφυρας



Εικόνα 2-2 : Γενικό προσομοίωμα της γέφυρας

### 2.2 Στατική λειτουργία φορέα

Στο ἀνοιγμα των 256m, ο φορέας έχει τη στατική λειτουργία τόξου-ελκυστήρα. Καθώς ο δικτυωτός φορέας είναι συνεχής, το τόξο δεν μπορεί να στηριχθεί στο ίδιο σημείο που στηρίζεται και το δικτύωμα ώστε να εξισσοροπήσει ἀμεσα τα εντατικά του μεγέθη με αυτά του δικτυώματος. Υπάρχει συνεπώς μια εκκεντρότητα μεταξύ του σημείου στήριξης του τόξου και του σημείου στήριξης του δικτυώματος. Την απόσταση αυτή ἑρχεται να καλύψει η τοποθέτηση μιας εγκάρσιας διαδοκίδας, μέσω της οποίας μεταβιβάζινται τα εντατικά μεγέθη του τόξου στο δικτύωμα, ώστε να επιτευχθεί η λειτουργία του τόξου-ελκυστήρα.





Εικόνα 2-3 : Προσομοίωμα σύνδεσης τόξου - εγκάρσιας διαδοκίδας - δικτυώματος

#### 2.3 Μόρφωση φορέα

Η δικτύωση της γέφυρας είναι τύπου Warren, δηλαδή δε διαθέτει ορθοστάτες, και αποτελείται μόνο από διαγώνια μέλη. Το συνολικό ύψος του δικτυώματος από την επιφάνεια του καταστρώματος είναι 6.5m και η απόσταση των διαδοχικών φατνωμάτων είναι 8m, δημιουργώντας κλίση διαγωνίων 58°. Οι διατομές του είναι κοίλες ορθογωνικές συγκολλητές, οι οποίες ενώνονται μεταξύ τους με πλήρεις συνδέσεις ροπής συγκολλητά. Τα τόξα είναι και αυτά κοίλης ορθογωνικής συγκολλητής διατομής.

Η γέφυρα σχεδιάζεται ώστε να εξυπηρετεί συνήθη εμπορική και επιβατική κυκλοφορία, με ταχύτητα σχεδιασμού τα 160km/h.

Τύπος	Ποιότητα		
Δομικός χάλυβας	S355		
Σκυρόδεμα	C35/45		
Χάλυβας οπλισμού	B500C		

Πίνακας 2-1	:	Υλικά	κατασκει	Jής
-------------	---	-------	----------	-----

### 2.4 Διατομή γέφυρας

Η διατομή της γέφυρας διαμορφώνεται σύμφωνα με τις προδιαγραφές περί ελεύθερης διατομής σιδηροδρομικών έργων του ΟΣΕ. Το συνολικό πλάτος καταστρώματος είναι 14m, ενώ η ελεύθερη διατομή κίνησης των συρμών είναι 9m.



Εικόνα 2-4 : Περιτύπωμα ελεύθερης διατομής ΟΣΕ



Εικόνα 2-5 : Διατομή καταστρώματος γέφυρας



Εικόνα 2-6 : Διατομή καταστρώματος γέφυρας - Λεπτομέρεια

9

## 2.5 Διατομές μελών

### 2.5.1 Διαδοκίδες

Οι διαδοκίδες είναι συγκολλητές διατομές μορφής Ι. Τα πέλματά τους είναι ελάσματα πλάτους 40cm και πάχους 2.5cm, ενώ ο κορμός έχει ύψος 71cm και πάχος 2cm.



Εικόνα 2-7 : Διατομή διαδοκίδας

## 2.5.2 Τὀξο

Τα τόξα αποτελούνται από δύο ειδών διατομές, τις διατομές στα άκρα και τις διατομές στο μέσο. Και οι δύο είναι κοίλες ορθογωνικές συγκολλητές. Η διατομή στο μέσο έχει ύψος 260cm και πλάτος 170cm, ενώ το πάχος κορμών και πελμάτων είναι 3.5cm. Η διατομή στα άκρα έχει ύψος 260cm, πλάτος 210cm και πάχος κορμών και πελμάτων 4cm. Και οι δύο διατομές διαθέτουν διαμήκεις τραπεζοειδείς ενισχύσεις στους κορμούς και τα πέλματα, καθώς και εγκάρσιες νευρώσεις που τοποθετούνται ανά 4m.





Εικόνα 2-9 : Διατομή 15

Εικόνα 2-10 : Διατομή τόξου (α) στο μέσο και (β) στα άκρα



Εικόνα 2-11 : Διατομή διαμήκων ενίσχυσεων τόξου



Εικόνα 2-12 : Διατομή εγκάρσιων ενισχύσεων τόξου



Εικόνα 2-13 : Θέση διατομών στα τόξα

Η διατομή 15 τοποθετείται από τη θέση x=0 έως τη θέση x=56m και από τη θέση x=200m έως τη θέση x=256m. Ο υπόλοιπος φορέας αποτελείται από τη διατομή 3.

#### 2.5.3 Πέλματα δικτυώματος

Τα πέλματα του δικτυώματος αποτελούνται από τριών ειδών κοίλες ορθογωνικές συγκολλητές διατομές. Έχουν ύψος 190cm, πλάτος 120cm, ενώ τα πάχη πελμάτων και κορμών ποικίλουν ανάλογα με τη θέση της κάθε διατομής στο φορέα.



Εικόνα 2-18 : Διατομές πελμάτων δικτυώματος



Εικόνα 2-19 : Διαμήκης ενίσχυση μελών δικτυώματος



Εικόνα 2-20 : Εγκάρσια ενίσχυση μελών δικτυώματος

Οι διατομές των πελμάτων του δικτυώματος έχουν τη διάταξη που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα :





Εικόνα 2-21 : Θέση διατομών στα πέλματα δικτυώματος (α) από την αρχή έως τη θέση x=120m, (β) από τη θέση x=120m έως x=240m και (γ) από τη θέση x=240m έως τέλος

#### 2.5.4 Εγκάρσιες διαδοκίδες

Οι εγκάρσιες διαδοκίδες έχουν το ρόλο να εξασφαλίσουν τη σύνδεση μεταξύ τόξου και δικτυώματος, ώστε το σύστημα να λειτουργήσει ως σύστημα τόξου – ελκυστήρα.





Εικόνα 2-22 : Διατομή εγκάρσιας διαδοκίδας (α) στο μέσο και (β) στα άκρα της δοκού

Τα άκρα της δοκού αποτελούν ένα μέλος μήκους 1.85m, μικρότερο δηλαδή από τις διαστάσεις της διατομής του. Το μέλος αυτό πρακτικά προσομοιάζει τον ενισχυμένο κόμβο ένωσης με το τόξο, μέσω του οποίου εξασφαλίζεται σύνδεση ροπής. Λόγω του ότι οι διαστάσεις της διατομής του είναι μεγαλύτερες από το μήκος του μέλους, δεν ισχύει η θεωρία της δοκού και χρειάζεται ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων για τη διαστασιολόγησή του. Παρ' όλα αυτά, στην παρούσα μελέτη το μέλος εισήχθη ως στοιχείο δοκού απλοποιητικά και διαστασιολογήθηκε ως τέτοιο κατά την ανάλυση.

## 2.5.5 Αναρτήρες

Οι αναρτήρες αποτελούνται από συρματόσχοινα τύπου full locked coil και στην ανάλυση εισήχθησαν ως στοιχεία καλωδίου (cable elements). Η συνολική διάμετρός τους είναι 120mm. Τα χαρακτηριστικά τους φαίνονται στην παρακάτω εικόνα :



Εικόνα 2-23 : Χαρακτηριστικά αναρτήρων

## 2.5.6 Διαγώνια μέλη δικτυώματος

Τα διαγώνια μέλη δικτυώματος αποτελούνται από δύο ειδών κοίλες ορθογωνικές συγκολλητές διατομές. Η διατομή 14 έχει ύψος 90cm, πλάτος 120cm και πάχος πελμάτων και κορμών 2cm. Η διατομή 4 έχει τις ίδιες διαστάσεις, αλλά με πάχος κορμών 4cm και πελμάτων 3cm.

Τα μέλη των διαγωνίων στο ανοιγμα των 256m αποτελούνται από τη Διατομή 14, ενώ στο άνοιγμα των 128m από τη Διατομή 4. Το σημείο αλλαγής διατομής γίνεται στη θέση x=233m.



Εικόνα 2-24 : Διατομή διαγωνίων (α) στο άνοιγμα των 128m (Διατομή 4) και (β) στο άνοιγμα των 256m (Διατομή 14)

### 2.5.7 Αντιανέμια

Οι αντιανέμιοι σύνδεσμοι είναι κοίλης κυκλικής διατομής, με διάμετρο 61cm και πάχος 2cm. Εξαίρεση αποτελούν οι δύο ακραίοι αντιανέμιοι, οι οποίοι έχουν διάμετρο 101.6cm και πάχος 2.5cm, ούτως ώστε να δημιουργούν ένα πλαίσιο σχήματος «Π» μαζί με το τόξο, για την αύξηση της δυσκαμψίας των τόξων σε λυγισμό εκτός επιπέδου.



Εικόνα 2-25 : Διατομή (α) αντιανέμιων και (β) ακραίων αντιανέμιων



Εικόνα 2-26 : Πλαίσιο σχήματος «Π» αποτελούμενο από τον ακραίο αντιανέμιο και τα τόξα
# 3 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

# 3.1 Μόνιμες Δράσεις

Οι μόνιμες δράσεις αποτελούν όλα τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής, των οποίων η μεταβολή στο χρόνο ζωής του έργου είναι αμελητέα. Τέτοιες δράσεις είναι τα ίδια βάρη της κατασκευής, καθώς και των σιδηροτροχιών, των στρωτήρων, των κιγκλιδωμάτων ασφαλείας κλπ.

Το ειδικό βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος λαμβάνεται 25.0kN/m<sup>3</sup>, ενώ του δομικού χάλυβα 78.5kN/m<sup>3</sup>. Για τις σιδηροτροχιές τύπου UIC60 και τους στρωτήρες από οπλισμένο σκυρόδεμα, τοποθετημένους ανά 60cm, ο Πίνακας Α.6 του EN1991.1.1 (Υλικά για γέφυρες) καθορίζει τα ίδια βάρη τους ως 8.0kN/m για τις σιδηροτροχιές και 2.0kN/m για τους στρωτήρες. Επιπλέον, χρησιμοποιείται το φορτίο των κιγλιδωμάτων ασφαλείας ως 1.0kN/m<sup>3</sup>. Για να ληφθεί υπ' όψιν και το βάρος ελασμάτων ενισχύσεων, κομβοελασμάτων κλπ, το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα προσαυξάνεται κατά 10%, όπως ορίζει ο EN1991.

# 3.2 Μεταβλητές Δράσεις

Ως μεταβλητές δράσεις νοούνται εκείνες που έχουν μικρή χρονική διάρκεια, και η τιμή τους μεταβάλεται σημαντικά κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Τέτοιες δράσεις είναι τα φορτία κυκλοφορίας, οι δράσεις ανέμου, οι θερμοκρασιακές μεταβολές κλπ.

# 3.2.1 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας

Τα φορτία κυκλοφορίας σιδηροδρομικών γεφυρών δίνονται από τον ΕΝ1991-2. Τα φορτία αυτά δεν περιγράφουν πραγματικά φορτία συρμών, αλλά ο ΕΝ1991-2 προβλέπει ορισμένες πρότυπες φορτίσεις, οι οποίες καλύπτουν το Ευρωπαϊκό δίκτυο συρμών και οι οποίες, με κατάλληλη δυναμική προσαύξηση, αντιπροσωπεύουν τις επιρροές της πραγματικής κυκλοφορίας συρμών σε γέφυρες.

Για κανονική κυκλοφορία εμπορικού και επιβατικού τύπου, με ταχύτητα συρμών ≤160km/h, ο κανονισμός ορίζει τις πρότυπες φορτίσεις LM 71 και SW/0, με την τελευταία να χρησιμοποιείται σε συνεχείς κυρίως γέφυρες. Οι παραπάνω φορτίσεις αποτελούν μοντέλα που αποτελούνται από κατακόρυφα και οριζόντια φορτία. Για κάθε μοντέλο πρότυπης φόρτισης, οι χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή α. Τα πολλαπλασιασμένα φορτία ονομάζονται πλέον «κατηγοριοποιημένα κατακόρυφα φορτία». Ο συντελεστής α μπορεί να λάβει τις εξής παρακάτω τιμές:

$$0.75 - 0.83 - 0.91 - 1.00 - 1.21 - 1.33 - 1.46$$

Το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα ορίζει να λαμβάνεται η τιμή α=1.33 για γραμμές διεθνών εμπορευματικών μεταφορών. Στην παρούσα μελέτη λαμβάνεται ο συντελεστής α=1.33, ο οποίος και πολλαπλασιάζεται με δράσεις λόγω πρότυπης φόρτισης LM 71, πρότυπης φόρτισης SW/0, δυνάμεις έλξης και πέδησης, καθώς και με τυχηματικές δράσεις λόγω εκτροχιασμού.

# 3.2.1.1 Μοντέλο πρότυπης φόρτισης LM 71

Η πρότυπη φόρτιση LM 71 αντιπροσωπεύει τις στατικές επιρροές των κατακορύφων φορτίων μιας συνήθους σιδηροδρομικής κυκλοφορίας.

Οι χαρακτηριστικές τιμές και η διάταξη των φορτίων φαίνεται στο Σχήμα 3-1.



Σχήμα 3-1 : Χαρακτηριστικές τιμές και διάταξη κατακόρυφων φορτίων της πρότυπης φόρτισης LM 71

# 3.2.1.2 Μοντέλο πρότυπης φόρτισης SW/0

Η πρότυπη φόρτιση SW/0 αντιπροσωπεύει τις στατικές επιρροές των κατακόρυφων φορτίων της σιδηροδρομικής κυκλοφορίας και αποτελεί μια εναλλακτική φόρτιση της LM 71 για συνεχείς γέφυρες.



Σχήμα 3-2 : Διάταξη κατακόρυφων φορτίων της πρότυπης φόρτισης SW/0

Οι χαρακτηριστικές τιμές των μεγεθών στο Σχήμα 3-2, είναι :

# 3.2.1.3 Δυναμικές επιρροές

Τα πραγματικά φορτία κυκλοφορίας των συρμών δεν είναι στατικά. Έχουν δυναμικό χαρακτήρα και προκαλούν δυναμικές επιρροές στις γέφυρες, λόγω της ταχύτητας διέλευσης, των αθέλητων ατελειών

των σιδηροτροχιών ή των συρμών κλπ. Για να προσδιοριστούν επακριβώς οι δυναμικές επιρροές στη γέφυρα πρέπει να γίνει δυναμική ανάλυση της κατασκευής. Για λόγους όμως απλοποίησης, υπάρχει η δυνατότητα να γίνει στατική ανάλυση, πολλαπλασιάζοντας τις χαρακτηριστικές τιμές των προτύπων φορτίσεων με τον δυναμικό συντελεστή Φ.

Με βάση τις διατάξεις του ΕΝ 1991-2/6.4.4, για συνεχείς γέφυρες με ταχύτητες συρμών V≤200km/h, όπως είναι και η υπό μελέτη γέφυρα, μπορεί να εφαρμοστεί η απλοποιημένη μέθοδος, χωρίς να απαιτείται δυναμική ανάλυση και έλεγχος συντονισμού.

Ο δυναμικός συντεστής Φ υπολογίζεται με βάση την προβλεπόμενη συντήρηση της σιδηρογραμμής. Συντηριτικά, για συνήθη συντήρηση της σιδηρογραμμής, ο δυναμικός συντελεστής Φ λαμβάνει την τιμή :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0.2} + 0.73, \qquad 1 \le \Phi_3 \le 3 \tag{3-1}$$

Όπου L<sub>Φ</sub> είναι το καθοριστικό μήκος, το οποίο λαμβάνεται από τον Πίνακα 6.2 του ΕΝ 1991-2, τμήμα του οποίου παρουσιάζει ο Πίνακας 3-1 :

Περίπτωση	Δομικό στοιχείο	Καθοριστικό μήκος / -					
Πλάκα καταστ	οώματος από σκυρόδεμα με έρμα (για τοπικ	ές και εγκάρσιες τάσεις)					
4.1	Πλάκα καταστρώματος ως μέρος της κιβωτιοειδούς διατομής ή το άνω πέλμα της κυρίας δοκού - που εκτείνεται εγκάρσια στις κύριες δοκούς - που εκτείνεται κατά τη διαμήκη κατεύθυνση - διαδοκίδες - εγκάρσιοι πρόβολοι που φέρουν τη φόρτιση από σιδηροδρομική κυκλοφορία	3 φορές το άνοιγμα της πλάκας καταστρώματος 3 φορές το άνοιγμα της πλάκας καταστρώματος 2 φορές το μήκος των διαδοκίδων - e ≤ 0,5 m: 3 φορές η απόσταση μεταξύ των κορμών - e > 0,5 m: <sup>a</sup> Σχήμα 6.11 – Εγκάρσιοι πρόβολοι που φέρουν φόρτιση από σιδηροδρομική κυκλοφορία					
4.2	Συνεχής πλάκα καταστρώματος (κατά τη διεύθυνση της κυρίας διαδοκίδας) πάνω από διαδοκίδες	Δύο φορές η απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων					
4.3	Πλάκα καταστρώματος σε γέφυρες μορφής δικτυώματος: - που εκτείνεται κάθετα στις κύριες δοκούς - που εκτείνεται κατά τη διαμήκη κατεύθυνση	Δυο φορές το άνοιγμα της πλάκας του καταστρώματος + 3m					
		Δυο φορές το άνοιγμα της πλάκας του καταστρώματος					
4.4	Πλάκες καταστρώματος οι οποίες εκτείνονται εγκάρσια μεταξύ των διαμήκων χαλύβδινων δοκών σε καταστρώματα ενκιβωτισμένων δοκών	Δύο φορές το καθοριστικό μήκος κατά τη διαμήκη κατεύθυνση					
4.5	Διαμήκεις πρόβολοι της πλάκας του καταστοώματος	-e≤0,5 m:3,6m <sup>b</sup> -e≥0.5 m:*					
4.6	Ακραίες διαδοκίδες	3.6m b					
<sup>8</sup> Γενικά όλοι οι πρόβολοι οι οποίοι είναι μεγαλύτεροι από 0,50m και στηρίζουν δράσεις σιδηροδρομικής							
κυκλοφορίας απαιτούν ειδική μελέτη σύμφωνα με το 6.4.6 και με τη φόρτιση η οποία έχει συμφωνηθεί με την							
αρμόδια αρχή η οποία καθορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα. <sup>™</sup> Προτείνεται για την εφαρμογή του <i>Φ</i> ₃							
ΣΗΜΕΙΟΣΗ Για τις περιπτώσεις 11 ένας 4.6 το / περιορίζεται στο μέματο του καθοριστικού μέματο τ							
κυρίων δοκών.	is replicition of the replicit of the replici	το μεγιστο του καθοριστικού μηκούς των					

Πίνακας 3-1 : Καθοριστικό μήκος LΦ

Από την ενότητα 4.3 του ΠίνακαΠίνακας 3-1: «Πλάκα καταστρώματος σε γέφυρες μορφής δικτυώματος που εκτείνεται στη διαμήκη κατεύθυνση», λαμβάνεται ως L<sub>Φ</sub> το διπλάσιο άνοιγμα της πλάκας καταστρώματος.

'Етоі,  $L_{\Phi} = 2 \cdot 14 = 28m$ 

Οπότε, 
$$Φ_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_{Φ}} - 0.2} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{2 \cdot 14} - 0.2} + 0.73 = 1.154$$

### 3.2.2 Οριζόντια φορτία κυκλοφορίας

#### 3.2.2.1 Δύναμη πλευρικής κρούσης

Αποτελεί ένα οριζόντιο συγκεντρωμένο φορτίο που δρα κάθετα στην κορυφή του άξονα της σιδηρογραμμής και συνδυάζεται πάντοτε με τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας. Η χαρακτηριστική τιμή της δύναμης πλευρικής κρούσης είναι Q<sub>sk</sub>=100kN. Στο σχεδιασμό, η χαρακτηριστική τιμή της πολλαπλασιάζεται με το συντελεστή α=1.33, αλλά όχι με το δυναμικό συντελεστή Φ.

Έτσι η τιμή της στο σχεδιασμό είναι :

 $Q_{sd} = 100 \cdot 1.33 = 133 kN$ 

#### 3.2.2.2 Δράσεις λόγω έλξης και πέδησης

Πρόκειται για δυνάμεις που προκαλούνται από την επιτάχυνση και την επιβράδυνση των συρμών. Οι δυνάμεις αυτές δρουν οριζόντια στην κορυφή της σιδηρογραμμής κατά τη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας και συνδυάζονται πάντοτε με τα κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας. Λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία πάνω στο μήκος επιρροής L<sub>a,b</sub> του δομικού στοιχείου που εξετάζεται. Οι χαρακτηριστικές τους τιμές είναι :

- Δύναμη έλξης για φόρτιση LM 71 και SW/0 :

$$Q_{lak} = 33 \cdot L_{a,b} \le 1000 \, kN \tag{3-2}$$

- Δύναμη πέδησης για φόρτιση LM 71 και SW/0:

$$Q_{lbk} = 20 \cdot L_{a,b} \le 6000 \text{kN}$$
 (3-3)

Οι τιμές αυτές πολλαπλασιάζονται με το συντελεστή α, αλλά όχι με το συντελεστή Φ.

Για το άνοιγμα των 256m υπολογίζονται :

$$Q_{lak} = 33 \cdot 256 = 8448 > 1000 kN \Longrightarrow Q_{lak} = 1000 kN$$

 $Q_{lbk} = 20 \cdot 256 = 5120 kN$ 

Η δυνάμεις κατανέμονται στο μήκος επιρροής :

$$q_{lak} = \frac{1000 \cdot 1.33}{256} = 5.2 \, kN/m$$
$$q_{lbk} = \frac{5120 \cdot 1.33}{256} = 26.6 \, kN/m$$

Ενώ για το άνοιγμα των 128m :

$$Q_{lak} = 33 \cdot 128 = 4224 > 1000 \text{kN} \Longrightarrow Q_{lak} = 1000 \text{kN}$$

$$Q_{lbk} = 20.128 = 2560 kN$$

Η δυνάμεις κατανέμονται στο μήκος επιρροής :

$$q_{lak} = \frac{1000 \cdot 1.33}{128} = 10.39 \, kN/m$$

$$q_{lak} = \frac{2560 \cdot 1.33}{128} = 26.6 \, kN/m$$

# 3.2.3 Θερμικές δράσεις

Οι θερμοκρασιακές μεταβολλές γενικά προκαλούν παραμορφώσεις στις κατασκευές και τα επιμέρους δομικά τους στοιχεία. Όταν οι παραμορφώσεις αυτές παρεμποδίζονται για τον οποιονδήποτε λόγο, τότε αναπτύσσεται ένταση στα στοιχεία της κατασκευής και η επιρροή της είναι αναγκαίο να εξεταστεί σε όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού του έργου. Ο ΕΝ 1991-1-5, Παράγραφος 6, καθορίζει τις θερμικές δράσεις που πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν για το σχεδιασμό γεφυρών. Για τον υπολογισμό τους λαμβάνεται, για το χάλυβα και το σκυρόδεμα, κοινός συντελεστής θερμικής διαστολής α<sub>τ</sub>=10<sup>-5</sup>/°C.

Ο κανονισμός αντιμετωπίζει την «πραγματική» θερμική δράση ως άθροισμα τεσσάρων ανεξαρτήτων συνιστωσών :

- Μία συνιστώσα ομοιόμορφης κατανομής της θερμοκρασίας καθ' ύψος της διατομής (ΔΤ<sub>Ν</sub>)
- Μία γραμμικώς μεταβαλλόμενη συνιστώσα καθ' ύψος της διατομής περί τον άξονα z (ΔΤ<sub>MY</sub>)
- Μία γραμμικώς μεταβαλλόμενη συνιστώσα καθ' ύψος της διατομής περί τον άξονα y (ΔΤ<sub>MZ</sub>)
- Μία μη γραμμικώς μεταβαλλόμενη συνιστώσα (ΔΤ<sub>Ε</sub>)



Σχήμα 3-3 : Υποδιαίρεση του θερμοκρασιακού προφίλ σε τέσσερις συνιστώσες

Η πρώτη συνιστώσα προκαλεί διαμήκεις παραμορφώσεις και οριζόντιες μετακινήσεις των εφεδράνων, ενώ οι επόμενες δύο προκαλούν στροφές ως προς τον ισχυρό και ασθενή άξονα της διατομής. Η τέταρτη συνιστώσα μπορεί να προκαλέσει παραμορφώσεις εκτός επιπέδου.

# 3.2.3.1 Συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας ΔΤΝ

Η συνιστώσα αυτή εκφράζει το εύρος των θερμοκρασιακών μεγεθών που είναι πιθανό να αναπτυχθούν στο φορέα της γέφυρας, λόγω αυξομειώσεων της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος, και κατανέμεται ομοιόμορφα στη διατομή του εκάστοτε στοιχείου.

Το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα του ΕΝ 1991-1-5 ορίζει τις μέγιστες και ελάχιστες τιμές θερμοκρασίας περιβάλλοντος για τον Ελλαδικό χώρο (T<sub>min</sub>, T<sub>max</sub>) στην επιφάνεια της θάλασσας. Για κατασκευές σε υψόμετρο πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας, από τη μέγιστη και ελάχιστη τιμή της θερμοκρασίας περιβάλλοντος θα αφαιρούνται 0.65°C για κάθε 100m υψομετρικής διαφοράς. Η θερμοκρασία των συμμίκτων γεφυρών (T<sub>e,min</sub>, T<sub>e,max</sub>) είναι συνήθως 5°C μεγαλύτερη από αυτήν του περιβάλλοντος. Η θερμοκρασία κατά την κατασκευή ορίζεται ως T<sub>o</sub> και λαμβάνεται υπ' όψιν στο σχεδιασμό. Επειδή συνήθως η κατασκευή υλοποιείται αρκετό χρονικό διάστημα μετά τη μελέτη, η τιμή της T<sub>o</sub> είναι γενικά άγνωστη και για το λόγο αυτό μπορεί να υιοθετηθεί η τιμή T<sub>o</sub>=15°C στο σχεδιασμό.

Ως χαρακτηριστική τιμή της μέγιστης διαφοράς θερμοκρασίας που οδηγεί σε συστολή υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} \tag{3-4}$$

Και ως χαρακτηριστική τιμή της ελάχιστης διαφοράς θερμοκρασίας που οδηγεί σε διαστολή υπολογίζεται από τη σχέση :

$$\Delta T_{\rm N,exp} = T_{e,\rm max} - T_0 \tag{3-5}$$

Όπως προαναφέρθηκε στην παραπάνω, η συνιστώσα αυτή προκαλεί διαμήκεις παραμορφώσεις στα δομικά στοιχεία και οριζόντιες μετακινήσεις στα εφέδρανα. Αν οι μετακινήσεις αυτές παρεμποδίζονται, τότε ο φορέας καταπονείται από σημαντικές εντάσεις. Για το λόγο αυτό, η γέφυρα θα πρέπει να στηρίζεται με τρόπο που να επιτρέπει την ελεύθερη εκτόνωση των συστολοδιαστολών της κατασκευής, χωρίς η ίδια να εντείνεται.

Λαμβάνται οι τιμές :

$$T_{e,\text{max}} = 50$$
 °С кан  $T_{e,\text{min}} = -15$  °С.

Συνεπώς, προκύπτουν :

 $\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 15 - (-15) = 30 \,^{\circ}\text{C}$ 

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 50 - 15 = 35 \text{°C}$$

#### 3.2.3.2 Συνιστώσες γραμμικώς μεταβαλλόμενης θερμοκρασίας ΔΤ<sub>MY</sub>, ΔΤ<sub>MZ</sub>

Οι συνιστώσες αυτές εκφράζουν τη θερμοκρασιακή διαφορά των διαφόρων τμημάτων της γέφυρας. Η πρώτη συνιστώσα ΔΤ<sub>MY</sub> αναφέρεται στη γραμμικώς μεταβαλλόμενη θερμοκρασιακή διαφορά ως προς τον οριζόντιο άξονα, ενώ η ΔΤ<sub>MZ</sub> ως προς τον κατακόρυφο άξονα της διατομής. Από τον ΕΝ 1991-1-5 αρκεί να ληφθεί υπ' όψιν στο σχεδιασμό γεφυρών μόνο η ΔΤ<sub>MY</sub>, η οποία αναφέρετα και ως Προσέγγιση 1. Στο εξής, η ΔΤ<sub>MY</sub> θα αναγράφεται απλοποιητικά ως ΔΤ<sub>M</sub>. Σύμφωνα με την Προσέγγιση 1, η ΔΤ<sub>M</sub> αποτελεί την θερμοκρασιακή διαφορά μεταξύ της άνω και κάτω ίνας της διατομής. Στην περίπτωση αυτή διακρίνονται δύο περιπτώσεις :

- Η άνω ίνα είναι θερμότερη από την κάτω, ΔΤ<sub>M,heat</sub>
- Η άνω ίνα είναι ψυχρότερη από την κάτω, ΔΤ<sub>Μ,cool</sub>

Για γέφυρες με σύμμικτο κατάστρωμα και πάχους επίτρωσης 50mm, λαμβάνονται στο σχεδιαμό οι ακόλουθες τιμές :

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}C \text{ kal } \Delta T_{M,cool} = 18^{\circ}C$$

Σύμφωνα με την προαναφερθείσα Προσέγγιση 1 του ΕΝ 1991-1-5, η μη γραμμική συνιστώσα θερμοκρασίας μπορεί να αγνοηθεί στο σχεδιασμό γεφυρών.

27

# 3.2.4 Δράσεις Ανέμου

Η ανάσχεση της ροής του ανέμου προκαλεί πίεση στις προσβαλλόμενες επιφάνειας της γέφυρας. Ανάλογα με τη διεύθυνσή του, ο άνεμος μπορεί να προκαλέσει πίεση κάθετα ή παράλληλα στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, καθώς και κάθετα στην επιφάνεια του καταστρώματος. Ο ΕΝ1991-1-4 ορίζει τις δράσεις ανέμου επί των κατασκευών. Αξίζει να σημειωθεί ότι στο πεδίο εφαρμογής της μεθόδου που θα εφαρμοστεί παρακάτω, ανήκουν γέφυρες με άνοιγμα έως 200m. Η υπό μελέτη γέφυρα αποτελείται από δύο ανοίγματα μήκους 256m και 128m. Αυτό σημαίνει ότι ίσως χρειαστεί να γίνει ειδική μελέτη για τον αν ο άνεμος μπορεί να διεγείρει δυναμικά τη γέφυρα, κάτι που ξεφεύγει από τα όρια της παρούσας μελέτης και για το λόγο αυτό, ο σχεδιασμός θα γίνει για στατικά φορτία ανέμου. Οι υπολογισμοί γίνονται σύμφωνα με τις διατάξεις του ΕΝ 1991-1-4.

Επιλέγεται βασική ταχύτητα ανέμου v<sub>b</sub>=27m/s, που αναφέρεται σε περιοχές της ηπειρωτικής χώρας σε απόσταση μεγαλύτερη των 10km από τα παράλια, όπως καθορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα, παράγραφος 4.2. Η βασική πίεση ορίζεται ως :

$$q_{b} = \frac{1}{2} \rho \cdot v_{b}^{2} = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 27^{2} = 0.455 kN / m^{2}$$
(3-6)

Όπου ρ=0.125kg/m<sup>3</sup> είναι η πυκνότητα του αέρα

Επιλέγεται κατηγορία εδάφους ΙΙ για τον προσδιορισμό της τραχύτητας από τον Πίνακας 3-2:

Πίνακας 3-2 : Κατηγοριοποίηση του εδάφους για προσδιορισμό τραχύτητας



Η μέση ταχύτητα του ανέμου λαμβάνει υπ' όψη και την επίδραση της τραχύτητας του εδάφους και υπολογίζεται από τη Σχέση (3-7) :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \tag{3-7}$$

Όπου,

– z το ύψος του στοιχείου από το έδαφος

- cr(z) ο συντελεστής τραχύτητας

- c<sub>0</sub>(z) ο συντελεστής αναγλύφου, ο οποίος λαμβάνεται απλοποιητικά ίσος με τη μονάδα

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται από τη Σχέση (3-8) :

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{3-8}$$

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19$$
(3-9)

Εφόσον επιλέγεται κατηγορία εδάφους ΙΙ, τότε z<sub>0</sub>=z<sub>0,II</sub>.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η ένταση των στροβιλισμών :

$$I_{v}(z) = \frac{1}{c_{0}(z) \cdot \ln(z/z_{0})}$$
(3-10)

και ο συντελεστής έκθεσης :

$$c_{e}(z) = c_{r}(z) \cdot c_{0}(z) \cdot [1 + 7I_{v}(z)]$$
(3-11)

Τελικά, η πίεση αιχμής στο κάθε στοιχείο λαμβάνεται από τη Σχέση (3-12):

$$q_p = c_e(z) \cdot q_b \tag{3-12}$$

Επομένως, υπολογίζονται τα μεγέθη :

Για το κατάστρωμα λαμβάνεται z=20m, κατηγορία εδάφους II, c\_0(z)=1, άρα :

$$I_{v}(z) = \frac{1}{c_{0}(z) \cdot \ln(z/z_{0})} = \frac{1}{1 \cdot \ln(20/0.01)} = 0.13$$

$$c_{r}(z) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{20}{0.01}\right) = 1.3$$

$$c_{e}(z) = 1.3 \cdot 1 \cdot (1 + 7 \cdot 0.13) = 2.48$$

$$q_{p} = 2.48 \cdot 0.455 = 1263N/m^{2} = 1.26kN/m^{2}$$
 κατακόρυφος ἀνεμος στο κατἀστρωμα

Για το δικτύωμα, η πλευρική ανεμοπίεση εισάγεται ως γραμμικά κατανεμημένο φορτίο, όπου λόγω του ορθογωνικού σχήματος της διατομής, η προσπίπτουσα επιφάνεια υπολογίζεται διπλάσια.

$$q_y = q_p \cdot h \cdot 2 = 1.26 \cdot 1.9 \cdot 2 = 4.8 \, kN/m$$

Για τα τόξα λαμβάνεται z=20+45=65m, οπότε :

$$I_{v}(z) = \frac{1}{c_{0}(z) \cdot \ln(z/z_{0})} = \frac{1}{1 \cdot \ln(65/0.01)} = 0.1$$

$$c_{r}(z) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{65}{0.01}\right) = 1.6$$

$$c_{e}(z) = 1.6 \cdot 1 \cdot (1 + 7 \cdot 0.11) = 3$$

$$q_{p} = 3 \cdot 0.455 = 1366N/m^{2} = 1.36kN/m^{2}$$

Και στα τόξα, η πλευρική ανεμοπίεση εισάγεται ως γραμμικά κατανεμημένο φορτίο, με διπλάσια προσπίπτουσα επιφάνεια. Για το υπήνεμο τόξο, η ανεμοπίεση εισάγεται ως το 50% της προηγούμενης.

1

Άρα, για το προσήνεμο τόξο :

$$q_{v} = q_{p} \cdot h \cdot 2 = 1.36 \cdot 2.6 \cdot 2 = 7.1 kN/m$$

Ενώ για το υπήνεμο :

$$q_y = \frac{7.1}{2} = 3.6 \, kN/m$$

# 3.3 Τυχηματικές Δράσεις

# 3.3.1 Εκτροχιασμός συρμού

Οι σιδηροδριμικές γέφυρες πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε σε περίπτωση εκτροχιασμού ενός συρμού, οι επιπτώσεις στη γέφυρα (ειδικά η ανατροπή ή η κατάρρευσή της ως σύνολο) να περιορίζονται στο ελάχιστο.

Κατά το σχεδιασμό, λαμβάνονται δύο δράσεις εκτροχιασμού :

- Κατάσταση Σχεδιασμού Ι : Εκτροχιασμός συρμού, με το εκτροχιασμένο όχημα να παραμένει στην περιοχή της σιδηρογραμμής πάνω στο κατάστρωμα της γέφυρας, συγκρατούμενο από τη γειτονική σιδηρογραμμή ή από κάποιο κατακόρυφο πέτασμα.
- Κατάσταση Σχεδιασμού ΙΙ : Εκτροχιαμός συρμού, με το εκτροχιασμένο όχημα να ισορροπεί στο άκρο της γέφυρας, φορτίζοντας το άκρο της ανωδομής, εξαιρουμένων των μη φερόντων στοιχείων όπως οι διάδρομοι πεζών.

Για την Κατάσταση Σχεδιασμού Ι, θα πρέπει να αποφευχθεί η κατάρρευση μεγάλου τμήματος της γέφυρας. Ωστόσο, ορισμένες τοπικές ζημιές μπορούν να είναι ανεκτές. Ο σχεδιασμός των φερόντων τμημάτων του φορέα γίνεται με τα ακόλουθα φορτία, για την Τυχηματική Κατάσταση Σχεδιαμού :

α·1.4·LM 71 παράλληλα με τη σιδηρογραμμή, το οποίο θα εφαρμόζεται στην δυσμενέστερη θέση, εντός μια περιοχής εύρους 1.5 φορές την απόσταση των σιδηροτροχιών μίας γραμμής κυκλοφορίας, εκατέρωθεν του άξονα της σιδηρογραμμής. Αν εντός της περιοχής αυτής υπάρχει κάποιο εμπόδιο, όπως στην περίπτωση της υπό μελέτη γέφυρας υπάρχει το δικτύωμα στη μία μεριά, ο εκτροχιασμός τέτοιας μορφής θα θεωρηθεί ότι θα συμβεί προς την μεριά της γειτονικής σιδηρογραμμής.



Σχήμα 3-4 : Εκτροχιασμός στην Κατάσταση Σχεδιασμού Ι

Όπου ορίζονται οι αποστάσεις :

- (1) : Max 1.5s ή λιγότερο αν παρεμποδίζεται από εμπόδιο
- (2): Απόσταση σιδηροτροχιών s
- (3) : Σε καταστρώματα με έρμα, τα σημειακά φορτία μπορούν να θεωρηθούν ότι κατανέμονται σε ένα τετράγωνο με πλευρά 450mm στο άνω μέρος του καταστρώματος

Για την Κατάσταση Σχεδιασμού ΙΙ, η γέφυρα δεν πρέπει να ανατραπεί ή να καταρρεύσει. Για να καθοριστεί η συνολική ευστάθεια του φορέα, ένα μέγιστο συνολικό μήκος 20m του φορτίου q<sub>A2d</sub> = a x 1.4 x LM 71, θα πρέπει να λαμβάνεται ως ομοιόμορφα κατακόρυφο κατανεμημένο φορτίο που δρα στο άκρο του υπ' όψη φορέα.



Σχήμα 3-5 : Εκτροχιασμός στην Κατάσταση Σχεδιασμού ΙΙ

Όπου ορίζονται οι αποστάσεις :

- (1) : Απόσταση του σημείου εφαρμογής του φορτίου από τον άξονα της σιδηρογραμμής
- (2) : Απόσταση σιδηροτροχιών s

Διευκρινίζεται ότι το παραπάνω φορτίο q<sub>A2d</sub> μέγιστου μήκους 20m, λαμβάνεται μόνο για τον καθορισμό της αντοχής και ευστάθειας του φορέα στο σύνολό του. Μη φέροντες πρόβολοι και μικρά δομικά στοιχεία δεν είναι απαραίτητο να σχεδιαστούν για αυτό το φορτίο.

Οι Καταστάσεις Σχεδιασμού Ι και ΙΙ εξετάζονται ξεχωριστά, χωρίς να ληφθεί υπ' όψη κάποιος συνδυασμός τους. Όταν σε κάποια σιδηρογραμμή εφαρμοστεί κάποιο από τα δύο φορτία εκτροχιασμού, δεν εφαρμόζεται άλλο φορτίο κυκλοφορίας στη ίδια γραμμή. Θα πρέπει να εξεταστεί η περίπτωση όμως, η κάθε κατάσταση σχεδιασμού για εκτροχιασμό στη μία γραμμή, να συνδυαστεί με φορτία κυκλοφορίας στη γειτονική γραμμή.

Σε περίπτωση εκτροχιασμού, δεν είναι απαραίτητο να συμπεριληφθούν και άλλες τυχηματικές δράσεις ή φορτία ανέμου στο συνδυασμό.

# 3.4 Συνδυασμοί φορτίσεων

#### 3.4.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός της γέφυρας γίνεται με μια διαδικασία κατά την οποία, για τη διάρκεια ζώης του έργου, πρέπει να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις ασφαλείας, λειτουργικότητας και ανθεκτικότητας. Για την εξασφάλιση των παραπάνω απαιτήσεων, ορίζονται δύο οριακές καταστάσεις ελέγχου της κατασκευής, κατά το σχεδιασμό. Αυτές είναι η Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Η Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ΟΚΑ) αναφέρεται στην κατάσταση κατά την οποία, όταν φτάσει η κατασκευή, δημιουργούνται θέματα ασφαλείας, τόσο της κατασκευής όσο και των χρηστών. Οι κίνδυνοι που ενδέχεται να παρουσιαστούν είναι :

- Απώλεια στατικής ισορροπίας του φορέα
- Αστοχία υλικού
- Αστάθεια μελών
- Αστοχία συνδέσεων λόγω υπέρβασης αντοχής
- Κόπωση

Η Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας (ΟΚΛ) αναφέρεται στην κατάσταση που παρουσιάζονται βλάβες οι οποίες δημιουργούν προβλήματα στην λειτουργικότητα της γέφυρας σε φυσιολογικές συνθήκες καθώς και στην άνεση των χρηστών. Τέτοια προβλήματα είναι :

- Υπερβολικές παραμορφώσεις
- Ταλαντώσεις
- Υπερβολική ρηγμάτωση πλάκας σκυροδέματος

# 3.4.2 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Βασικός συνδυασμός :

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_G G_{kj} + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

(3-13)

Τυχηματικός συνδυασμός :

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3-14)

Σεισμικός συνδυασμός :

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3-15)

Τα παραπάνω σύμβολα σημαίνουν :

- "+" έχει την έννοια της επαλληλίας των δράσεων και όχι αλγεβρική πρόσθεση
- Gkj είναι οι μόνιμες δράσεις με τις χαρακτηριστικές τιμές τους
- Q<sub>kj</sub> είναι οι μεταβλητές δράσεις με τις χαρακτηριστικές τιμές τους
- Ο δείκτης j=1 αναφέρεται στην κυρίαρχη μεταβλητή δράση
- Αd είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- Α<sub>Ed</sub> είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- γ<sub>G</sub>, γ<sub>GAj</sub> είναι οι συντελεστές ασφαλείας των μονίμων δράσεων
- γ<sub>Q</sub> είναι ο συντελεστής ασφαλείας των μεταβλητων δράσεων
- ψ<sub>0</sub>, ψ<sub>1</sub>, ψ<sub>2</sub> είναι οι συντελεστές συμμετοχής για τις μεταβλητές δράσεις
- γ1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας της σεισμικής δράσης

Βασικός Συνδυασμός					
Μόνιμες	; Δράσεις				
Ευμενής επιρροή	Δυσμενής επιρροή				
$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_G = 1.00$				
Δράσεις σιδηροδρα	μικής κυκλοφορίας				
$\gamma_Q =$	$\gamma_Q = 1.45$				
Λοιπές μεταβλητές δράσεις					
(θερμοκρασία, άνεμος κλπ)					
$\gamma_Q = 1.50$					

Πίνακας 3-3 : Συντελεστές ασφαλείας μόνιμων και μεταβλητών δράσεων

#### 3.4.3 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Χαρακτηριστικός συνδυασμός :

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} Q_{ki}$$
(3-16)

Συχνός συνδυασμός :

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3-17)

Οιονεί μόνιμος συνδυασμός :

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2i} Q_{ki}$$
(3-18)

Οι συντελεστές ψ<sub>i</sub> στους συνδυασμούς λαμβάνονται από τον Πίνακας 3-4:

Δράση	ψ٥	ψ1	ψ₂
LM 71, SW/0	0.80	0.70*	0.30**
Δύναμη ρύγχους	1.00	0.80	0.30**
Έλξη και πέδηση	0.80	0.70*	0.30**
Άνεμος	0.75	0.5	0
Θερμοκρασιακές μεταβολές	0.6	0.6	0.5

Πίνακας 3-4 : Συντελεστές συμμετοχής ψι για τις μεταβλητές δράσεις

\*Για φόρτιση σε δύο γραμμές λαμβάνεται ψ1=0.70

\*\*Για το σεισμικό συνδυασμό λαμβάνεται ψ2=0.30, από τον ΕΝ 1998-2

# 3.4.4 Ομάδες φορτίων

Τα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας σε μία γέφυρα συνυπάρχουν ταυτόχρονα, οπότε στους συνδυασμούς φόρτισης λαμβάνονται μαζί ως ομάδα (group). Ο ΕΝ 1991-2, παράγραφος 6.8.2, θεωρεί ομάδες φορτίων, οι οποίες αποτελούνται από ένα συνδυασμό φορτίων κυκλοφορίας. Σε κάθε ομάδα, υπάρχει το κυρίαρχο (dominant) επιμέρους φορτίο και τα υπόλοιπα συνοδευτικά (non-dominant). Η ομάδα φορτίων αποτελεί μια ξεχωριστή δράση, η οποία συνδυάζεται με μη κυκλοφορίακά (non-traffic) φορτία, όπως άνεμος, θερμοκρασία κλπ. Οι συντελεστές ασφαλείας γ<sub>Q</sub>, καθώς και οι συντελεστές συμμετοχής ψ<sub>i</sub> που θα λάβει η κάθε ομάδα στο συνδυασμό, καθορίζεται από το επιμέρους κυρίαρχο φορτίο της.

Οι ομάδες φορτίων που λήφθηκαν υπ' όψη στους συνδυασμούς φαίνονται στον Πίνακας 3-5 :

I	2	≥3	Number of tracks loaded	Load group <sup>(8)</sup>	Loaded track	LM71 <sup>(1)</sup> SW/0 <sup>(1),(2)</sup> HSLM <sup>(6),(7)</sup>	SW/2 <sup>(1),(3)</sup>	Unloaded train	Traction, braking <sup>(1)</sup>	Centrifugal force <sup>(1)</sup>	Nosing force <sup>(1)</sup>	
			I	gr II	T <sub>1</sub>	1			I <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	Max. vertical I with max. longitudinal
			I.	gr 12	Ti	1			0.5 <sup>(5)</sup>	<sup>(5)</sup>	<sup>(5)</sup>	Max. vertical 2 with max. transverse
			1	gr 13	T <sub>1</sub>	<sup>(4)</sup>			1	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	Max. longitudinal
			1	gr I4	T <sub>1</sub>	l <sup>(4)</sup>			0.5 <sup>(5)</sup>	1	1	Max. lateral
			I.	gr 15	Ti			1		<sup>(5)</sup>	I <sup>(5</sup>	Lateral stability with "unloaded train"
			I.	gr 16	Ti		1		l <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup>	SW/2 with max. longitudinal
			I.	gr 17	Ti		1		0.5 <sup>(5)</sup>	l <sup>(5)</sup>	<sup>(5)</sup>	SW/2 with max. transverse
			2	gr 21	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1			( <sup>5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	Max. vertical I with max longitudinal
			2	gr 22	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1			0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	( <sup>5)</sup>	( <sup>5)</sup>	Max. vertical 2 with max. transverse
			2	gr 23	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	<sup>(4)</sup>   <sup>(4)</sup>			1	0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	Max. longitudinal
			2	gr 24	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	<sup>(4)</sup>   <sup>(4)</sup>			0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	1	1	Max. lateral
			2	gr 26	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1	1		( <sup>5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	SW/2 with max. longitudinal
			2	gr 27	T <sub>1</sub> T <sub>2</sub>	1	1		0.5 <sup>(5)</sup> 0.5 <sup>(5)</sup>	<sup>(5)</sup>   <sup>(5)</sup>	( <sup>5)</sup>	SW/2 with max. transverse
			$\geq$ 3	gr 31	Ti	0.75			0.75 <sup>(5)</sup>	0.75 <sup>(5)</sup>	0.75 <sup>(5)</sup>	Additional load case

Πίνακας 3-5 : Ομάδες φορτίων (Groups of Loads)

Dominant component action as appropriate

to be considered in designing a structure supporting one track (Load Groups 11-17)

to be considered in designing a structure supporting two tracks (Load Groups 11–27 except 15). Each of the two tracks have to be considered as either  $T_1$  (Track 1) or  $T_2$  (Track 2)

to be considered in designing a structure supporting three or more tracks; (Load Groups 11 to 31 except 15). Any one track has to be taken as  $T_1$ , any other track as  $T_2$  with all other tracks unloaded. In addition the Load Group 31 has to be considered as an additional load case where all unfavourable lengths of track  $T_1$  are loaded.

Για τις σιδηροδρομικές γέφυρες επισημαίνεται ότι στους βασικούς συνδυασμούς :

- ο άνεμος συνδυάζεται μόνο με τις ομάδες gr13, gr16, gr17, gr23 και gr26

- τα φορτία χιονιού δεν εξετάζονται γενικά

# 4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

# 4.1 Έλεγχοι επάρκειας διατομών

#### 4.1.1 Κατηγοριοποίηση διατομών

Οι διατομές από χάλυβα κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες ως εξής :

- Κατηγορία 1 : Περιλαμβάνει τις διατομές που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση, όντας ικανές να συνεχίσουν να στρέφονται δίχως να μειωθεί η αντοχή τους. Για τις διατομές αυτές μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση. Ο ΕΝ 1993-2 δεν επιτρέπει όμως πλαστική ανάλυση στις σιδηρές γέφυρες, παρά μόνο για τυχηματικές δράσεις.
- Κατηγορία 2 : Περιλαμβάνει τις διατομές που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα από την ανάπτυξή της και μετά, λόγω τοπικού λυγισμού.
- Κατηγορία 3 : Περιλαμβάνει τις διατομές στις οποίες, η ακραία θλιβόμενη ίνα της διατομής, θεωρώντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει τη διαρροή, αλλά θα γίνει ευαίσθητη σε τοπικό λυγισμό πριν φτάσει την πλαστική ροπή αντοχής.
- Κατηγορία 4 : Περιλαμβάνει τις διατομές στις οποίες, ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν αναπτυχθεί η τάση διαρροής σε ένα ή περισσότερα σημεία της διατομής.

Η κατάταξη των διατομών στις τέσσερις κατηγορίες γίνεται με βάση τους ακόλουθους πίνακες με βάση τον ΕΝ 1993-1-1, παράγραφος 5.3, ως εξής :

	Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα							
$\begin{array}{c c} \hline \hline c \\ \hline \hline \hline \hline$								
		L .			<del>ب</del> د			καρφης
Κατηγορία	Трі	ίμα που υπόκε σε κάμψη	паі	Τμήμα ο	που υπόκειται τε θλίψη	Tµ	ήμα που υπόκ ε κάμψη και θλ	ειται λίψη
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)				ť,				C
1		c/t≤72·ε		c/	t≤33-ε	όταν α όταν α	396·ε 13·α-1 36·ε α	
2		c/t≤83·ε c/t≤38·ε			′t≤38·ε	όταν $a > 0,5$ : $c/t ≤ \frac{456 \cdot ε}{13 \cdot a - 1}$ όταν $a ≤ 0,5$ : $c/t ≤ \frac{41,5 \cdot ε}{a}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)				+				
3	3 c/t≤124-ε		c/t≤42·ε		$\psi > -1$ : $c/t \le \frac{42 \cdot \varepsilon}{0.67 + 0.33 \cdot \psi}$ $\psi \le -1^{\circ}$ : $c/t \le 62 \cdot \varepsilon \cdot (1 - \psi) \cdot \sqrt{(-\psi)}$			
c 1225/		fy		235	275	355	420	460
c = 1235/	ε = √235/fy ε		1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	

Πίνακας 4-1 : Κατάταξη εσωτερικών θλιβόμενων ελασμάτων

	Προεξέχοντα πέλματα								
Ελατές διατομές				τ <sup>+</sup> Συγκολλητές διατομές					
Manual a	T	μήμα που υπόκ	ειται σε		Τμήμα η	ου υπόκειται	σε κάμψη και θλ	λίψη	
катүора		θλίψη			Άκρο σε θλ	iψη	Άκρο σε εφ	ρελκυσμό	
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)									
1		c/t≤9-a		$c/t \le \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$			c/t≤ 9·ε α·√α		
2		c/t≤10·	ε	c/t≤ <sup>10⋅ε</sup> /α			$c/t \le \frac{10 \cdot \varepsilon}{a \cdot \sqrt{a}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)	Κατανομή τόσεων στα τμήματα (θλίψη Θετική)								
3 c/t≤14·ε			c/t≤21·ε·√k <sub>a</sub> Για ka βλέπε ΕΝ 1993-1-5						
s - 125/	f	fy	235		275	355	420	460	
e = 1235/	<b>'</b> Y	5	1,00		0,92	0,81	0,75	0,71	

Πίνακας 4-2 : Κατάταξη προεξέχοντων θλιβόμενων πελμάτων

Πίνακας 4-3 : Κατάταξη σωληνωτών διατομών

Σωληνωτές t-t-t-d							
Κατηγορία		Δκ	ατομή σε κάμψ	η και/ή θλίψη			
1			d/t≤50	)·ε <sup>2</sup>			
2			d/t≤70	)·ε²			
3	$d/t \le 90 \cdot ε^2$ <b>ΣΗΜΕΙΩΣΗ</b> Για $d/t > 90 \cdot ε^2$ βλέπε ΕΝ 1993-1-6.						
	fy	235	275	355	420	460	
ε = ./235/	- √235/f <sub>y</sub> ε 1,00 0,92 0,81 0,75					0,71	
	ε <sup>2</sup> 1,00 0,85 0,66 0,56 0,51					0,51	

# 4.1.2 Ἐλεγχος διατομής σε αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3 ο έλεγχος είναι :

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \ge N_{Ed}$$
(4-1)

Όπου

- Ν<sub>Rd</sub> η αντοχή της διατομής σε αξονική δύναμη
- Ν<sub>Ed</sub> η δρώσα αξονική στη διατομή
- Α το εμβαδό της διατομής
- fy η τάση διαρροής του υλικού
- γ<sub>M0</sub> ο συντελεστής ασφαλείας που ισούται με τη μονάδα

# 4.1.3 Έλεγχος διατομής σε αλληλεπίδραση κάμψης – αξονικής δύναμης

Για διατομές κατηγορίας 3, ο έλεγχος γίνεται ώστε η ορθή τάση στη διατομή να μην ξεπερνά την τάση διαρροής, όπως ορίζει ο ΕΝ 1993-1-1, παράγραφος 6.2.9.2 :

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$
(4-2)

#### 4.1.4 Ἐλεγχος τἀσεων Von Mises

Το κριτήριο Von Mises αποτελεί έναν εναλλακτικό έλεγχο διατομών που υπερκαλύπτει όλους τους άνωθεν ελέγχους. Οι έλεγχοι επάρκειας των διατομών γίνονται ώστε οι συδνυασμοί ορθών και διατμητικών τάσεων σε προκαθορισμένα σημεία της διατομής (stress points) να μην οδηγούν σε υπέρβαση του ορίου διαρροής του υλικού.

Προϋπόθεση για να μπορεί να εφαρμοστεί το κριτήριο αυτό είναι να γίνεται ελαστικός σχεδιασμός, να μην υπάρχει η δυνατότητα δηλαδή ανακατανομής των τάσεων αν αυτές φτάσουν τη διαρροή. Ακόμη, δεν καλύπτει διατομές που υπόκεινται σε τοπικούς λυγισμούς ή διατμητικές κυρτώσεις.

Το κριτήριο ελέγχου δίνεται στον ΕΝ 1993-1-1, παράγραφος 6.2.1 :

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \le 1$$
(4-3)

Όπου,

σ<sub>x</sub> είναι η δρώσα διαμήκης ορθή τάση

- σ<sub>z</sub> είναι η δρώσα εγκάρσια ορθή τάση
- τ<sub>Ed</sub> είναι η δρώσα διατμητική τάση





Εικόνα 4-1 : Διάγραμμα μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων Von Mises στα τόξα σε ΟΚΑ

Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση Von Mises στα τόξα είναι :

 $\sigma_{v.mises} = 275.7 < 335 MPa$ 

Επομένως, η διατομές στα τόξα επαρκούν.

Η τιμή σ<sub>v.mises</sub>=358.3>355MPa που εμφανίζεται στην ακραία διατομή του τόξου δεν είναι αντιπροσωπευτική για τη διαστασιολόγηση του τόξου, καθώς στο σημείο εκείνο υπάρχει ο κόμβος σύνδεσης του τόξου με την εγκάρσια διαδοκίδα, ο οποίος είναι σημαντικά ενισχυμένος και για την ανάλυσή του απαιτείται ειδικό μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων.

#### 4.1.4.2 Πέλματα δικτυώματος



Εικόνα 4-2 : Διάγραμμα μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων Von Mises στο κάτω πέλμα του δικτυώματος σε ΟΚΑ

Στο κάτω πέλμα του δικτυώματος, η μέγιστη τάση Von Mises σε ΟΚΑ είναι :

$$\sigma_{v.mises} = 324.4 < 335MPa$$

Επομένως, οι διατομές επαρκούν σε ΟΚΑ.



Εικόνα 4-3 : Διάγραμμα μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων Von Mises στο άνω πέλμα του δικτυώματος σε ΟΚΑ Στο άνω πέλμα του δικτυώματος, η μέγιστη τάση Von Mises σε ΟΚΑ είναι :

 $\sigma_{v.mises} = 333 < 335 MPa$ 

Επομένως, οι διατομές επαρκούν σε ΟΚΑ.

#### 4.1.4.3 Διαγώνια μέλη δικτυώματος



Εικόνα 4-4 : Διάγραμμα μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων Von Mises στα διαγώνια μέλη δικτυώματος σε ΟΚΑ Η μέγιστη τάση Von Mises έχει την τιμή :

 $\sigma_{v.mises} = 271.8 < 355 MPa$ 

Η διατομές των διαγωνίων επαρκούν.

#### 4.1.4.4 Διαδοκίδες



Εικόνα 4-5 : Διάγραμμα μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων Von Mises στις διαδοκίδες σε ΟΚΑ

Για τις διαδοκίδες :

 $\sigma_{v.mises} = 238.4 < 355 MPa$ 

Η διατομή των διαδοκίδων επαρκεί.

Επιπρόσθετα, αναλύεται η λειτουργία της διαδοκίδας ως σύμμικτη δοκός.

$$L_e = 0.7 \cdot L = 0.7 \cdot 10.7 = 7.49m$$

$$b_e = \frac{L_e}{8} = \frac{7.49}{8} = 0.936m$$

Προκύπτει ενεργό πλάτος :

 $b_{\rm eff} = 2 \cdot b_{\rm e} + b_{\rm 0} = 2 \cdot 0.9 + 0 = 1.80m$ 



Εικόνα 4-6 : Περιβάλλουσα ροπών Μ<sub>ν</sub> στις διαδοκίδες σε ΟΚΑ (α) στο άνοιγμα των 256m και (β) στο άνοιγμα των 128m

Για τις περιοχές θετικών ροπών, θεωρώντας πλήρη πλαστική κατανομή των τάσεων, λαμβάνεται :

Για πλήρως εφελκυόμενη χαλύβδινη διατομή, εφελκυστική δύναμη :

$$F_a = A_a \cdot f_v = 342 \cdot 35.5 = 1214 \,\text{kN}$$

Και για πλήρως θλιβόμενο σκυρόδεμα, θλιπτκή δύναμη :

$$F_{c} = \left(A_{c} + A_{\chi\alpha\lambda\nu\beta\delta}\right) \cdot 0.85 f_{cd} = \left(180 \cdot 30 + 20 \cdot 15\right) \cdot 0.85 \cdot \frac{3.5}{1.5} = 11305 kN$$

Προκύπτει F<sub>c</sub><F<sub>a</sub>, επομένως ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του άνω πέλματος της χαλύβδινης διατομής. Έτσι, η θέση του άξονα αυτού υπολογίζεται :

$$z_0 = d + h_{\chi \alpha \lambda \nu \beta \delta} + \frac{F_a - F_c}{2 \cdot f_{yd} \cdot b_{f0}} = 30 + 15 + \frac{12141 - 11305}{2 \cdot 35.5 \cdot 40} = 45.3 cm > 45 cm$$

Άρα βρίσκεται 3mm εντός του άνω πέλματος, οπότε πρακτικά θεωρείται ότι όλη η χαλύβδινη διατομή εφελκύεται και κατ' επέκταση η πλάκα σκυροδέματος βρίσκεται ολόκληρη υπό θλίψη. Έτσι, η χαλύβδινη διατομή προκύπτει κατηγορίας 1. Τελικά, λαμβάνεται η πλαστική ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής για θετικές ροπές :

43



Εικόνα 4-7 : Πλαστική κατανομή τάσεων για θετικές ροπές με τον ουδέτερο άξονα εντός της πλάκας σκυροδέματος

$$M_{pl,Rd}^{+} = A_a \cdot \frac{f_y}{1.1} \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2}\right) = 342 \cdot \frac{35.5}{1.1} \cdot \left(83 - \frac{45.3}{2}\right) = 666130 \text{kNcm} = 6661.30 \text{kNm}$$

Είναι  $M_{pl,Rd}^{+} > M_{Ed}^{+} = 4164 kNm$  και η διατομή επαρκεί.

Στις θέσεις των αρνητικών ροπών, η διαδοκίδα δεν λειτουργεί ως σύμμικτη. Έτσι εντείνεται μόνο η χαλύβδινη διατομή, αγνοώντας τη συνδρομή του σκυροδέματος το οποίο έχει ρηγματωθεί.

Θεωρώντας και πάλι πλαστική κατανομή τάσεων, λόγω συμμετρίας της διατομής, ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο μέσον της διατομής. Τα επιμέρους ελάσματα :

- Άνω πέλμα : εφελκυσμός  $\rightarrow$  κατηγορία 1
- − Κάτω πέλμα : θλίψη → c/t=20/2.5=8<10ε=8.1 → κατηγορία 2
- Корµо́с : ка́µψ<br/>η → c/t=71/2=35.5<72ε=58.32 → кат<br/>ηγορία 1

Άρα, η διατομή, στην περιοχή των αρνητικών ροπών, ανήκει στην κατηγορία 2 και μπορεί να γίνει πλαστικός έλεγχος.

Επομένως, η πλαστική ροπή αντοχής για αρνητικές ροπές προκύπτει :

 $M_{pl,Rd}^- = 2982.12$ k $Nm > M_{Ed}^- = 1369$ kNm οπότε η διατομή επαρκεί και σε αρνητικές ροπές.





Εικόνα 4-8 : Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων Vz στις διαδοκίδες σε ΟΚΑ (α) στο άνοιγμα των 256m και (β) στο άνοιγμα των 128m

Αντοχή σε τέμνουσα :

$$V_{z,pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{71 \cdot 2 \cdot 35.5}{\sqrt{3} \cdot 1} = 2965.3kN > V_{z,Ed} = 1686kN$$

Άρα υπάρχει επάρκεια και σε τέμνουσα δύναμη.

# 4.1.4.5 Εγκάρσιες διαδοκίδες στις στηρίξεις του τόξου



Εικόνα 4-9 : Διαγράμματα μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων Von Mises σε ΟΚΑ για την εγκάρσια διαδοκίδα (α) στην ακραία στήριξη και (β) στην ενδιάμεση στήριξη

Από τα παραπάνω διαγράμματα για την εγκάρσια διαδοκίδα :

 $\sigma_{v.mises} = 323.4 < 335 MPa$ 

Η διατομές επαρκούν σε ΟΚΑ.

# 4.1.4.6 Αντιανέμιοι σύνδεσμοι



Εικόνα 4-10 : Διάγραμμα μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων Von Mises στους αντιανέμιους συνδέσμους σε ΟΚΑ Λαμβάνεται :

 $\sigma_{v.mises} = 144.5 < 355 MPa$ 

Η διατομή των αντιανέμιων συνδέσμων επαρκεί σε ΟΚΑ.

#### 4.1.4.7 Αναρτήρες



Εικόνα 4-11 : Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων στους αναρτήρες σε ΟΚΑ

Οι αναρτήρες αποτελεούν στοιχεία καλωδίου στο προσομοίωμα (cable elements) και έτσι καταπονούνται αποκλειστικά από αξονικές δυνάμεις. Για τον έλεγχο επάρκειας αρκεί ένας έλεγχος σε αξονική δύναμη :

 $N_{Ed,\max} = 6106 kN < F_{Rd} = 8839 kN$ 

Οπότε, οι αναρτήρες επαρκούν σε ΟΚΑ.

#### 4.1.4.8 Σκυρόδεμα

Για τον οπλισμό της πλάκας σκυροδέματος στη διαμήκη διεύθυνση, λαμβάνονται τα διαγράμματα αξονικών και ροπών κάμψης των λωρίδων σκυροδέματος :



Εικόνα 4-12 : Διαγράμματα (α) εφελκυστικών δυνάμεων Ν, (β) μεγίστων ροπών maxM<sub>y</sub> και (γ) ελαχίστων ροπών minM<sub>y</sub>

Στο άνοιγμα των 256m, η μέγιστη αξονική είναι :

$$N_{Ed}^{+} = 2759 kN$$

Το απαιτούμενο εμβαδό οπλισμού Β500C είναι :

$$A_{req} = \frac{N_{Ed}^+}{f_{sy}} = \frac{2759}{50/1.15} = 63.4cm^2$$

Ο οπλισμός αυτός θα ισομοιραστεί στην άνω και την κάτω ίνα της πλάκας. Συνεπώς, στην κάθε ίνα απαιτείται :

$$A = 63.4/2 = 31.7 cm^2$$

Για ράβδους Φ25, χρειάζονται

$$n = \frac{31.7}{\pi \frac{2.5^2}{4}} = 7$$
 σίδερα ανά μέτρο πλάτους

Επομένως, τοποθετούνται σε κάθε ίνα άνω και κάτω Φ25/14.

Το άνοιγμα των 128m, έχει μέγιστη αξονική :

$$N_{Ed}^{+} = 3418 kN$$

Με όμοια διαδικασία, προκύπτει απαιτούμενος οπλισμός Φ25/12.

#### 4.1.5 Διατμητική σύνδεση

Σύμφωνα με τον ΕΝ 1994-2, στις σύμμικτες γέφυρες απαιτείται πλήρης διατμητική σύνδεση, που σημαίνει ότι δεν επιτρέπεται η σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια σκυροδέματος και χάλυβα. Η διατμητική σύνδεση των διαδοκίδων με την πλάκα σκυροδέματος επιλέγεται να γίνει με τη χρήση

ήλοι οφείλουν να είναι όλκιμοι και έτσι πρέπει να καλύπτουν συγκεκριμένες προδιαγραφές για το λόγο ύψους προς διάμετρο κορμού. Ο λόγος αυτός πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσος με 3. Ακόμη, η διάμετρος του κορμού του ήλου δεν πρέπει να ξεπερνάει κατά 2.5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποίο συγκολλάται. Οι ήλοι ελέγχονται σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας με ελαστική ανάλυση. 4.1.5.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

διατμητικών ήλων κεφαλής, λόγω της ευρείας χρήσης τους και της ευκολίας τοποθέτησής τους. Οι

Αρχικά, πρέπει να ελέγχεται αν υπάρχουν διατομές με ελαστοπλαστική συμπεριφορά. Η μέγιστη ροπή που εμφανίζεται στις διαδοκίδες είναι  $M_{_{Ed}} = 4164 kN$ . Για τον υπολογισμό της M<sub>el,Rd</sub> :

Λόγος μέτρων ελαστικότητας υλικών	$n = \frac{E_a}{E_{cm}}$	6.17
Θέση ελαστικού ουδέτερου άξονα της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής	Z <sub>e</sub>	40.72cm
Εμβαδό ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής	$A_e = A_a + \frac{A_c}{n}$	1264.86cm <sup>2</sup>
Ροπή αδράνειας ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής ως προς τον ελαστικό άξονα	I <sub>e</sub>	1586520cm <sup>4</sup>
Ροπή αντίστασης ως προς την κάτω ίνα της σιδηροδοκού	$W_{au} = \frac{I_e}{h_{tot} - z_e}$	17678.74cm <sup>3</sup>
Ροπή αντίστασης ως προς την άνω ίνα σκυροδέματος	$W_{co} = -\frac{I_e}{z_e} \cdot n$	-276564cm <sup>3</sup>
Ελαστική ροπή αντοχής	$M_{el,Rd} = \min\{W_{co} \cdot f_{cd}; W_{au} \cdot f_{yd}\}$	5485.2kNm

Πίνακας 4-4 : Υπολογισμός ελαστικής ροπής αντοχής διατομής διαδοκίδας

Επομένως,  $M_{_{el,Rd}} > M_{_{Ed}}$  και έτσι οι διατομές έχουν ελαστική σμπεριφορά και έτσι η διατμητική ροή κατά μήκος της δοκού και προκύπτει από τη σχέση :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_e} \tag{4-4}$$

'Onou  $S = \frac{A_c}{n} \cdot (z_e - z_c) = 166724 cm^3$ 

είναι η στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς τον ελαστικό ουδέτερο άξονα της ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής.



Εικόνα 4-13 : Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων Vz στις διαδικίδες σε ΟΚΑ

Η διατμητική ροή προκύπτει ίση με :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_e} = \frac{1686 \cdot 166724}{1533626} = 18.32 \, kN/cm \, .$$

Λόγω της ελαστικής συμπεριφοράς, οι ήλοι θα τοποθετηθούν ομοιόμορφα κατά μήκος της δοκού χωρίς να χρειάζεται πύκνωση σε κάποια σημεία. Επιλέγονται ήλοι διαμέτρου κορμού Φ22 και ύψους 250mm, σύμφωνα με τις απαιτήσεις ολκιμότητας.

Η αντοχή των ήλων προσδιορίζεται από τη σχέση :

$$P_{Rd} = \min\{P_{Rd,1}; P_{Rd,2}\}$$
(4-5)

Όπου

$$-P_{Rd,1} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\left(\pi \frac{d^2}{4}\right)}{\gamma_{M2}} = 0.8 \cdot 45 \cdot \frac{\left(\pi \frac{2.2^2}{4}\right)}{1.25} = 109.48 kN$$

η αντοχή του ήλου σε διάτμηση και

$$-P_{Rd,2} = 0.29 \cdot a \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 0.29 \cdot 1 \cdot 2.2^2 \cdot \frac{\sqrt{3.5 \cdot 3400}}{1.25} = 122.5kN$$

η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας του σκυροδέματος

Επομένως,  $P_{Rd} = 109.48 kN$  για την ΟΚΑ. Τοποθετώντας 3 ήλους Φ22 σε κάθε διατομή, η μέγιστη διαμήκης απόσταση της κάθε σειράς προκύπτει :

$$s = \frac{P_{Rd}}{\tau_{Ed}} = \frac{109.48}{18.32} = 17.9 cm.$$

Έτσι, τοποθετούνται 3Φ22/17 σε όλο το μήκος της δοκού. Οι εγκάρσιες και διαμήκεις αποστάσεις των ήλων επιλέγονται σύμφωνα με τις παρακάτω απαιτήσεις :

- Ελάχιστη διαμήκης απόσταση : min  $e_1 = 5d = 5 \cdot 22 = 110mm$ 

- Μέγιστη διαμήκης απόσταση : max  $e_l = \min\{4 \cdot h_{\pi\lambda\dot{\alpha}\kappa\alpha\varsigma}; 800mm\} = 800mm$
- Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση :  $\min e_{\tau} = 4d = 4 \cdot 22 = 88mm$
- Ελάχιστη εγκάρσια απόσταση από το άκρο του πέλματος :  $\min e_{\tau} = 25mm$
- Μέγιστη εγκάρσια απόσταση : max  $e_{\tau} = 9 \cdot \varepsilon \cdot t_{fu} = 9 \cdot 0.81 \cdot 30 = 219mm$

Η διαμήκης απόσταση των 170mm που επιλέχθηκε καλύπτεται από τους περιορισμούς. Παράλληλα, επιλέγεται εγκάρσια απόσταση ήλων 95mm. Οι ήλοι θα συγκολληθούν απ' ευθείας στο άνω πέλμα των διαδοκίδων στο εργοστάσιο, καθώς το χαλυβδόφυλλο διακόπτεται ανάμεσα στις διαδοκίδες.

#### 4.1.5.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Οι ήλοι που επιλέχθηκαν στην ΟΚΑ ελέγχονται στην ΟΚΛ με το 75% της αντοχής τους. Για 3Φ22/17, η αντοχή σε ΟΚΑ σε κάθε διατομή είναι :

$$P_{Rd} = 109.48 \cdot 3 \cdot \frac{100}{17} = 1932kN$$

Λαμβάνοντας το 75% της αντοχής είναι :

$$P_{Rd}^{ser} = 0.75 \cdot 1932 = 1449 k N$$



Εικόνα 4-14 : Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων Vz στις διαδοκίδες σε ΟΚΛ

Η διατμητική ροή προκύπτει :

$$\tau_{Ed}^{ser} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I_e} = \frac{1153 \cdot 166724}{1533626} = 12.53 \text{ kN/cm}$$

Έλεγχος : 
$$\frac{\tau_{\rm Ed}}{P_{\rm Rd}^{\rm ser}} = \frac{12.53 \cdot 100}{1449} = 0.86 < 1$$

Άρα οι ήλοι που υπολογίστηκαν σε ΟΚΑ επαρκούν και στην ΟΚΛ.



Εικόνα 4-15 : Διάταξη διατμητικών ήλων στο άνω πέλμα των διαδοκίδων

# 4.2 Έλεγχοι ευστάθειας μελών

#### 4.2.1 Ελεγχος μέλους σταθερής διατομής σε καμπτικό λυγισμό

Σύμφωνα με τον ΕΝ 1993-1-1, παράγραφος 6.3.1, ένα μέλος σταθερής διατομής επαρκεί έναντι καμπτικού λυγισμού όταν ισχύει η παρακάτω σχέση :

$$N_{b,Rd} \ge N_{Ed} \tag{4-6}$$

Όπου,

- Ν<sub>b,Rd</sub> το οριακό θλιπτικό φορτίο λυγισμού του μέλους

Ν<sub>Ed</sub> η δρώσα θλιπτική αξονική δύναμη στο μέλος

Για μέλη με διατομές 1,2 ή 3, η αντοχή σε καμπτικό λυγιμό λαμβάνεται από τη σχέση :

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$
(4-7)

Όπου,

- χο μειωτικός συντελεστής λυγισμού

- γΜ1 ο συντελεστής ασφαλείας και για γέφυρες είναι ίσος με 1.1

Ο μειωτικός συντελεστής λυγισμού χ είναι ίσος με :

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}^2}} \le 1 \tag{4-8}$$

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \left(\overline{\lambda} - 0.2\right) + \overline{\lambda}^2\right]$$
(4-9)

Ο συντελεστής α στη Σχέση (4-9) ονομάζεται συντελεστής ατελειών και λαμβάνεται από τον Πίνακα 6.1 του ΕΝ 1993-1-1 :

Καμπύλη λυγισμού	ao	а	Ь	с	d
Συντελεστής ατελειών a	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Η επιλογή της καμπύλης λυγισμού εξαρτάται κυρίως από τη γεωμετρία της διατομής του μέλους και λαμβάνεται από τον Πίνακα 6.2 του ΕΝ 1993-1-1 :

	Διατομή		Оріа	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη 5235 5275 5355 5420	λυγισμού 5460
5		1,2	t <sub>ř</sub> ≦ 40 mm	y-y z-z	a b	a a
βιατομέ	h y	γp	tr > 40 mm t <sub>r</sub> ≦ 100 mm	y - y z - z	b c	n n
λατές ζ		\$ 1,2	tr ≦ 100 mm	y - y z - z	b c	a a
3		÷q/q	t <sub>f</sub> > 100 mm	у−у z−z	d d	c c
Nyritic Duéc			t <sub>f</sub> ≤ 40 mm	y - y z - z	b c	b c
Συγκολί Ι-διατο	y y y y y y y y y y y y y y y y y y y		tr > 40 mm	y - y z - z	c d	u d
ίλες τομές			Εν θερμώ έλαση	Κάθε	а	a
Ko Alan			Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c
λητές xelδeiç utéc		Γ	ενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	ь	Ь
Συγκολ κιβωπο διστο		Με	γάλα πάχη ραφής: a > 0,5*tr b/tr < 30 h/t <sub>w</sub> <30	Κάθε	c	c
U-, T- και συμπαγείς διατομές		(		Κάθε	c	c
L-διατομές				Κάθε	ь	Ь

Πίνακας 4-6 : Επιλογή καμπύλης λυγισμού μέλους

Η ανηγμένη λυγηρότητα του μέλους υπολογίζεται από τη σχέση :

$$\overline{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\sqrt{I/A}} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{\beta \cdot L}{\sqrt{I/A}} \cdot \frac{1}{93.9 \cdot \varepsilon}$$
(4-10)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{4-11}$$

### 4.2.1.1 Διαγώνια μέλη δικτυώματος



Εικόνα 4-16 : Μέγιστη θλιπτική αξονική στα διαγώνια μέλη δικτυώματος σε ΟΚΑ

Η μέγιστη θλιπτική δύναμη στα διαγώνια είναι :

 $N_{Ed}^- = -27093 kN$ 

Επιλέγεται καμπύλη λυγισμού c, με συντελεστή ατελειών α=0.49 και L<sub>cr</sub>=L=7.63m.

b(cm)	120		
h(cm)	90		
t <sub>f</sub> (cm)	4		
t <sub>w</sub> (cm)	3.5		
A(cm²)	1504		
l <sub>y</sub> (cm⁴)	1758000		
Iz(cm <sup>4</sup> )	3126000		

Πίνακας 4-7 : Στοιχεία διατομής διαγωνίων μελών δικτυώματος

Πίνακας 4-8 : Υπολογισμός αντοχής μέλους σε καμπτικό λυγισμό

Αντοχή εντός επιπέδου		Αντοχή εκτός επιπέδου		
L (m)	7.63	L (m)	7.63	
λ	21.47	λ	16.11	

$\lambda_1$	76.06	$\lambda_1$	76.06
$\overline{\lambda}$	0.28	$\overline{\lambda}$	0.21
Φ	0.56	Φ	0.52
X y	0.95	$\chi_z$	0.99
$N_{\scriptscriptstyle b, Rd}$ (kN)	46230.71	$N_{\scriptscriptstyle b, Rd}$ (kN)	48041.09

Επομένως τα διαγώνια δεν κινδυνευόυν σε καμπτικό λυγισμό.

### 4.2.1.2 Αντιανέμιοι σύνδεσμοι



Εικόνα 4-17 : Μέγιστη θλιπτική αξονική στα αντιανέμια σε ΟΚΑ

Η μέγιστη τιμή της θλιπτικής δύναμης στα αντιανέμια είναι :

# $N_{Ed}^- = -1973 kN$

Επιλέγεται καμπύλη λυγισμού a, με συντελεστή ατελειών α=0.21 και L<sub>cr</sub>=L=17.68m.

d(cm)	61		
t(cm)	2		
A(cm²)	370.7		

Πίνακας 4-9	: Στοινεία	διατοιιής	ιοιτιάνοιτνο	ດບ່າງຈັກການ
	. 2101/010	σιατομής	avnavcpioo	0000000000

L (m)	17.68		
λ	84.70		
$\lambda_1$	76.06		
$\overline{\lambda}$	1.11		
Φ	1.21		
$\chi_y$	0.59		
$N_{b,Rd}$ (kN)	7018.88		

Πίνακας 4-10 : Έλεγχος καμπτικού λυγισμού αντιανέμιων συνδέσμων

Επομένως, δεν υπάρχει κίνδυνος λυγισμού των αντιανέμιων συνδέσμων δυσκαμψίας σε ΟΚΑ.

#### 4.2.2 Ελεγχος μέλους σταθερής διατομής σε πλευρικό λυγισμό

Σύμφωνα με τον ΕΝ 1993-1-1/1992, Παράρτημα F, υπολογίζεται η κρίσιμη ελαστική ροπή :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr}^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E I_z} + \right]^{0.5} \right\}$$
(4-12)

Όπου,

- L<sub>cr</sub> είναι το κρίσιμο μήκος λυγισμού του μέλους
- k=1 (τα δύο άκρα του μέλους λαμβάνονται ως απλές στηρίξεις)
- k<sub>w</sub>=1 (τα δύο άκρα του μέλους είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)
- Ι<sub>w</sub> η σταθερά στρέβλωσης
- Ι<sub>z</sub> η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα
- Ιt η σταθερά στρέψης
- G το μέτρο διάτμησης
- C1 συντελεσής που εξαρτάται από τις συνθήκες στήριξης και φόρτισης και λαμβάνεται από τους παρακάτω πίνακες :

Συνθήκες φόρτισης και	Διάνοσμμα οροών κάμιμος	Συντελεστής	Συντελεστής		
στήριξης	k	Ci	C <sub>2</sub>	C3	
******		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
}{		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
f}		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Πίνακας 4-11 :	Τιμές συντελ	λεστή C₁
----------------	--------------	----------

Συνθήκες φόρτισης και	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
στηριζης			Ci	ů	G
	$\psi = + 1$	1,0	1,000		1,000
		0,7 0,5	1,000 1,000		1,113 1,144
	φ = + ¾	1,0	1,141		0,998
		0,7 0,5	1,270 1,305	-	1,565 2,283
	φ = + ½	1,0	1,323		0,992
		0,7	1,473	-	1,556
		0,5	1,514		2,271
	$\psi = + \frac{1}{2}$	1,0	1,563		0,977
		0,7	1,739	-	1,531
		0,5	1,/88		2,235
/M @M	ψ=0	1,0	1,879	_	0,939
4 <del>* * *</del> *		0,5	2,052		2,150
	$\psi = -\frac{1}{4}$	1,0	2,281		0,855
	TTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTTT	0,7	2,538	-	1,340
		0,5	2,609		1,957
	$\varphi = -\frac{1}{2}$	1,0	2,704		0,676
		0,7	3,009	-	1,059
		0,5	3,093		1,546
	ψ = - ¾	1,0	2,927	_	0,366
		0,7	3,009		0,875
	ψ = -1	1,0	2,752		0,000
		0,7 0,5	3,063 3,149	-	0,000 0,000
Υπολογίζεται η ανηγμένη λυγηρότητα του μέλους :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$
(4-13)

Αν η ανηγμένη λυγηρότητα του μέλους δεν ξεπερνά την τιμή 0.4, τότε οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αγνοηθούν. Διαφορερτικά υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής χ<sub>ι</sub>τ με τις Σχέσεις (4-8) και (4-9) που ισχύουν και στον καμπτικό λυγισμό και λαμβάνεται η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$
(4-14)

Για να επαρκεί το μέλος έναντι πλευρικού λυγισμού πρέπει να ισχύει η σχέση :

$$M_{b,Rd} \ge M_{Ed} \tag{4-15}$$

#### 4.2.3 Ελεγχος μέλους σταθερής διατομής υπό συνδυασμένη κάμψη και θλίψη

Στην περίπτωση αυτή, ο κίνδυνος εμφάνισης καμπτικού ή πλευρικού λυγισμού γίνεται εντονότερος. Η επάρκεια του μέλους εξασφαλίζεται αν ισχύουν οι παρακάτω σχέσεις που ορίζει ο ΕΝ 1993-1-1, παράγραφος 6.3.3 :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(4-16)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$
(4-17)

Όπου,

- $N_{Rk} = A \cdot f_y$  kai  $M_{Rk} = W \cdot f_y$
- Χ<sub>y</sub>, χ<sub>z</sub> είναι οι μειωτικοί συντελεστές καμητικού λυγισμού στον ισχυρό και τον ασθενή άξονα αντίστοιχα
- k<sub>yy</sub>, k<sub>yz</sub>, k<sub>zy</sub> και k<sub>zz</sub> είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης που λαμβάνονται από τους πίνακες του ΕΝ 1993-1-1, Παράρτημα Β, με τη Μέθοδο 2

#### 4.2.3.1 Άκρα Τόξων

Οι διατομές των τόξων που καταπονούνται από σημαντικές αξονικές σε συνδυασμό με τις μέγιστες ροπές βρίσκονται στα άκρα των τόξων.



Εικόνα 4-18 : Διαγράμματα (α) Ν, (β) Μ<sub>γ</sub> και (γ) Μ<sub>z</sub> που δρουν ταυτόχρονα στα τόξα σε ΟΚΑ

,.		
	Εκτός επιπέδου	Εντός επιπέδου
L (m)	23.8	23.8
λ	28.21	23.94
$\lambda_1$	76.06	76.06
$\overline{\lambda}$	0.37	0.31

Πίνακας 4-12 : Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή καμπτικού λυγισμού για το τόξο

<u>58</u>

Φ	0.61	0.58
χ	0.91	0.94
$N_{b,Rd}$ (kN)	137266.1	141631.3

Ακολουθείται η διαδικασία υπολογισμών της Μεθόδου 2 :

Παραβολικό διάγραμμα Μ<sub>y</sub> :

$$\alpha_{s} = \frac{M_{s}}{M_{h}} = \frac{5622}{24903} = 0.23$$
  

$$\psi = \frac{24096}{24903} = 0.96$$
  

$$C_{my} = 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{s} = 0.2 + 0.8 \cdot 0.23 = 0.384 < 0.4 \Longrightarrow C_{my} = 0.4$$
  

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0.6\overline{\lambda}_{y} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_{y} \cdot N_{Rd}}\right) = 0.4 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.22 \cdot \frac{79696}{1372661}\right) = 0.43$$

Γραμμικό διάγραμμα Mz :

$$\psi = \frac{0}{38942} = 0$$

$$C_{mz} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6$$

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6\overline{\lambda_z} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}}\right) = 0.6 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.31 \cdot \frac{79696}{1416313}\right) = 0.66$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.6 \cdot 0.43 = 0.23$$

$$k_{yz} = 0.6 \cdot k_{zz} = 0.6 \cdot 0.66 = 0.4$$

Οπότε οι έλεγχοι (4-16) και (4-17) γράφονται :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y} \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$= \frac{79696}{1372661} + 0.43 \cdot \frac{24096}{1143785} + 0.4 \cdot \frac{38942}{1019615} = 0.82 < 1$$

Kaı

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$= \frac{79696}{1416313} + 0.23 \cdot \frac{24096}{1143785} + 0.66 \cdot \frac{38942}{1019615} = 0.86 < 1$$

Άρα τα άκρα των τόξων δεν κινδυνεύουν από λυγισμό λόγω συνδυασμένης θλίψης και διαξονικής κάμψης.

## 4.2.3.2 Κάτω πέλμα δικτυώματος

Το κάτω πέλμα δικτυώματος βρίσκεται στη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση στη θέση της ενδιάμεσης στήριξης της γέφυρας.



Εικόνα 4-19 : Διαγράμματα (α) Ν και (β) Μ<sub>ν</sub> που δρουν ταυτόχρονα στο κάτω πέλμα δικτυώματος σε ΟΚΑ Τριγωνικό διάγραμμα ροπών στη στήριξη :

$$\begin{split} \psi &= 0\\ C_{my} &= 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 + 0.4 \cdot 0 = 0.6\\ k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0.6\overline{\lambda}_{y} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right) = 0.6 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.14 \cdot \frac{63780}{1047637}\right) = 0.63\\ \frac{N_{Ed}}{\chi_{y}} \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} = \\ \frac{63780}{1047637} + 0.63 \cdot \frac{27064}{5967614} = 0.89 < 1 \end{split}$$

Οπότε, το κάτω πέλμα επαρκεί σε λυγισμό λόγω θλίψης και κάμψης.

#### 4.2.3.3 Άνω πέλμα δικτυώματος ανάμεσα στα διαγώνια

Το άνω πέλμα του δικτυώματος, στο άνοιγμα των 128m, το άνω πέλμα ελέγχεται σε λυγισμό στο μήκος μεταξύ των διαγωνίων.



Εικόνα 4-20 : Διάγραμμα (α) Ν και (β) Μ<sub>ν</sub> στο άνω πέλμα δικτυώματος σε ΟΚΑ στο άνοιγμα των 128m

Πίνακας 4-13 : Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή χ καμπτικού λυγισμού για το άνω πέλμα δικτυώματος

L (m)	8
λ	10.87
$\lambda_{_{1}}$	78.64
$\overline{\lambda}_{_{y}}$	0.14
Φ	0.49
Xy	1
$N_{\scriptscriptstyle b,Rd}$ (kN)	104763.6

$$\psi = \frac{13724}{14327} = 0.96$$
$$C_{my} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 + 0.4 \cdot 0.96 = 0.984$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0.6\overline{\lambda}_{y} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right) = 0.984 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.14 \cdot \frac{73833}{1047636}\right) = 1.04$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y} \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$
$$= \frac{73833}{1047637} + 1.04 \cdot \frac{14327}{5967614} = 0.95 < 1$$

Επομένως, το άνω πέλμα επαρκεί έναντι λυγισμού εντός επιπέδου στο μήκος ανάμεσα στα διαγώνια.

4.2.3.4 Τόξο ανάμεσα σε δύο διαδοχικούς αντιανέμιους συνδέσμους

Ο έλεγχος γίνεται στο μήκος μεταξύ 1°υ και 2°υ αναρτήρα μεταξύ των αντιανέμιων.



Εικόνα 4-21 : Διάγραμμα (α) Ν<sub>x</sub> και (β) Μ<sub>y</sub> στο σημείο ελέγχου σε ΟΚΑ στο τόξο

	· · ·		· ·	1 -
Πινακας 4-14 · Υπς	λονιμαός μειωτικόμ	αιιντελεατή και πτικοι	λιινισμου νια	
	πογιμούς μείω πιου		no popoo pia	10 1000

L (m)	17.92
λ	21.24
$\lambda_1$	76.06
$\overline{\lambda}$	0.28
Φ	0.56
$\chi_y$	0.96
$N_{\scriptscriptstyle b,Rd}$ (kN)	144351.4

$$\begin{split} \psi &= \frac{20191}{24719} = 0.82 \\ C_{my} &= 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 + 0.4 \cdot 0.82 = 0.928 \\ k_{yy} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0.6\overline{\lambda}_{y} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right) = 0.928 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.28 \cdot \frac{75030}{1443514}\right) = 1.01 \\ \frac{N_{Ed}}{\chi_{y}} \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT}} = \\ &= \frac{75030}{1443514} + 1.01 \cdot \frac{24719}{1143785} = 0.74 < 1 \end{split}$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

# 4.2.3.5 Εγκάρσια διαδοκίδα

Εξετάζεται το μέλος μήκους 10.7m ανάμεσα στα δύο δικτυώματα.



Εικόνα 4-22 : Διάγραμμα (α) Ν<sub>x</sub>, (β) Μ<sub>y</sub> και (γ) Μ<sub>z</sub> στις εγκάρσιες διαδοκίδες σε ΟΚΑ

Πίνακας 4-15 : Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή χ καμπτικού λυγισμού για την εγκάρσια διαδοκίδα

L (m)	10.7
λ	12.18
$\lambda_{1}$	78.64
$\overline{\lambda}_z$	0.16
Φ	0.50
$\chi_z$	1
$N_{b,Rd}$ (kN)	130954.5

$$\alpha_{s} = \frac{M_{s}}{M_{h}} = \frac{-56086}{-82224} = 0.68$$
  

$$\psi = \frac{-80811}{-82224} = 0.98$$
  

$$C_{mz} = 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{s} = 0.2 + 0.8 \cdot 0.68 = 0.744$$
  

$$k_{zz} = C_{mz} \cdot \left(1 + 0.6\overline{\lambda}_{y} \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right) = 0.744 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot 0.16 \cdot \frac{6055}{1309545}\right) = 0.744$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} =$$
$$= \frac{6055}{1309545} + 0.74 \cdot \frac{82224}{91767.3} = 0.71 < 1$$

Η εγκάρσια διαδοκίδα δεν κινδυνεύει από λυγισμό.

#### 4.2.4 Έλεγχος σε καθολικό λυγισμό μέλους

Εκτός από τον έλεγχο των επιμέρους μελών του φορεά, γίνεται και ένας επιπλέον έλεγχος για την αποφυγή καθολικού λυγισμού του τόξου και του άνω πέλματος του δικτυώματος ως φορέα. Για τον έλεγχο αυτό, αξιοποιείται η Γενική Μέθοδος, σύμφωνα με την οποία γίνεται ιδιομορφική ανάλυση λυγισμού, για τη φόρτιση που προκαλεί τα κρίσιμα εντατικά μεγέθη στο φορέα. Από την ανάλυση προκύπτει ο κρίσιμος συντελεστής λυγισμού α<sub>α</sub>, που αποτελεί τον πολλαπλασιαστή των φορτίων για να επιτευχθεί η πρώτη ιδιομορφή που αφορά το λυγισμό του εκάστοτε φορέα. Στη συνέχεια, υπολογίζεται ο συντελεστής α<sub>ult</sub>, που αποτελεί τον πολλαπλασιαστή των φορτίων για να επιτευχθεί η χαρακτηριστική αντοχή των διατομών ως εξής :

$$\alpha_{ult} = \frac{f_y}{\sigma_{Ed,\max}}$$
(4-18)

Όπου η σ<sub>Ed,max</sub> είναι η τιμή της μέγιστης τάσης Von Mises που αναπτύσσεται στο τμήμα του φορέα που ελέγχεται. Έτσι, η ανηγμένη λυγηρότητα του φορέα έχει την τιμή :

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{cr}}}$$
(4-19)

Για την τιμή αυτή υπολογίζεται η τιμή του μειωτικού συντελεστή λυγισμού χ από τις Σχέσεις (4-8) και (4-9), όπως στον καμπτικό λυγισμό.

Για να επαρκεί ο φορέας σε καθολικό λυγισμό, πρέπει να ισχύει η συνθήκη :

$$\frac{\chi \cdot \alpha_{ult}}{1.1} \ge 1 \tag{4-20}$$

# 4.2.4.1 Τόξο

Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει η πρώτη ιδιομορφή λυγισμού για το τόξο, με a<sub>cr</sub>=7.75.





Από τα διαγράμματα τάσεων σε ΟΚΑ, η μέγιστη τάση εμφανίζεται στο άκρο του τόξου και έχει τιμή :

$$\sigma_{v.mises} = 260 MPa$$

Να σημειωθεί ότι η τάση ακριβώς στη βάση του τόξου δεν μπορεί να προκαλέσει καθολικό λυγισμό και έτσι λαμβάνεται η άνωθεν τιμή.

Έτσι υπολογίζονται :

$$\alpha_{ult} = \frac{355}{260} = 1.36$$

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.36}{6.75}} = 0.45$$

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\overline{\lambda} - 0.2) + \overline{\lambda}^2\right] = 0.5 \cdot \left[1 + 0.49 \cdot (0.46 - 0.2) + 0.46^2\right] = 0.66$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.45^2}} = 0.87$$

Έλεγχος :

$$\frac{\chi \cdot \alpha_{ult}}{1.1} = \frac{0.87 \cdot 1.36}{1.1} = 1.1 > 1$$

Οπότε τα τόξα δεν κινδυνεύουν από καθολικό λυγισμό.

### 4.2.4.2 Άνω πέλμα δικτυώματος

Από την ιδιομορφική ανάλυση προκύπτει η πρώτη ιδιομορφή λυγισμού για το άνω πέλμα δικτυώματος, με a<sub>cr</sub>=11.99.



Εικόνα 4-24 : Πρώτη ιδιομορφή καθολικού λυγισμού άνω πέλματος δικτυώματος

Η μέγιστη τάση σε ΟΚΑ που εμφανίζεται στο άνω πέλμα του δικτυώματος στο μικρό άνοιγμα της γέφυρας είναι :

 $\sigma_{v.mises} = 280 MPa$ 

Εφαρμόζεται η ίδια μέθοδος υπολογισμού :

$$\begin{aligned} \alpha_{ult} &= \frac{335}{280} = 1.19 \\ \overline{\lambda} &= \sqrt{\frac{\alpha_{ult}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.19}{11.99}} = 0.31 \\ \Phi &= 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\overline{\lambda} - 0.2) + \overline{\lambda}^2\right] = 0.5 \cdot \left[1 + 0.49 \cdot (0.31 - 0.2) + 0.31^2\right] = 0.57 \\ \chi &= \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \overline{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.57 + \sqrt{0.57^2 - 0.31^2}} = 0.94 \end{aligned}$$

Και ο έλεγχος :

$$\frac{\chi \cdot \alpha_{ult}}{1.1} = \frac{0.94 \cdot 1.19}{1.1} = 1.02 > 1$$

Επομένως το άνω πέλμα επαρκεί οριακά σε καθολικό λυγισμό.

#### 4.2.5 Ἐλεγχος κὑρτωσης πλακών

Η κύρτωση είναι ένα φαινόμενο τοπικού λυγισμού χαλύβδινων λεπτότοιχων ελασμάτων (πλακών). Τέτοια ελάσματα είναι οι κορμοί και τα πέλματα των διατομών, τα οποία καταπονούνται κυρίως από τάσεις εντός του επιπέδου τους, και υπό την επίδραση μεγάλων θλιπτικών και διατμητικών τάσεων παρουσιάζουν παραμορφώσεις εκτός επιπέδου, δηλαδή κυρτώνονται.

Ένα έλασμα μπορεί να αποφύγει τον έλεγχο σε διατμητική κύρτωση αν ισχύουν οι σχέσεις :

Για μη ενισχύμένες πλάκες

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72 \cdot \varepsilon}{\eta} \tag{4-21}$$

Για ενιχυμένες πλάκες

$$\frac{h_w}{t_w} < 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \tag{4-22}$$

Όπου k<sub>τ</sub> είναι ο συντελεστής κύρτωσης και η=1.2.

Σε κάθε άλλη περίπτωση πρέπει να γίνει έλεγχος κύρτωσης της πλάκας. Στους ελέγχους χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό EBPlate, στο οποίο εισήχθησαν οι δρώσεις τάσεις και προσδιορίστηκαν οι κρίσιμοι συντελεστές κύρτωσης.

#### 4.2.5.1 Τόξο – Διατομή 3

Οι κορμοί και τα πέλματα στα τόξα διαθέτουν διαμήκεις ενισχύσεις μορφής τραπεζίου. Ακόμη, τοποθετούνται εγκάρσιες ενισχύσεις μορφής «Τ» ανά 4m στα πέλματα και στους κορμούς, για τη

δημιουργία φατνωμάτων. Έτσι δημιουργούνται φατνώματα πλάτους 4m και ύψους όσο το ύψος της πλάκας που ελέγχεται.

# Έλεγχος φατνώματος πέλματος

Το φάτνωμα του πέλματος έχει ύψος 153cm, πλάτος 400cm και πάχος 3.5cm. Οι ορθές τάσεις είναι ίσες στα δύο άκρα και έχουν την τιμή σ₀=σ₀=-271.2MPa, ενώ η διατμητική τάση είναι τ=2.36MPa.



Εικόνα 4-25 : Κατανομή τάσεων στο φάτνωμα του πέλματος του τόξου



Εικόνα 4-26 : Διάταξη των διαμήκων ενισχύσεων στο πέλμα του τόξου

Έλεγχος υποφατνώματος πέλματος

Πλάτος υποφατνώματος b = 34.3cm

Λόγος τάσεω<br/>ν $\,\psi=1\,{\longrightarrow}\,k_{\sigma}=4$ 

Τάση αναφοράς 
$$\sigma_E = 18980 \cdot \left(\frac{3.5}{34.3}\right)^2 = 197.6 \, kN/cm^2$$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης  $\sigma_{cr} = 4 \cdot 197.6 = 790.5 \, kN/cm^2$ 

Ανηγμένη λυγηρότητα  $\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{35.5}{790.5}} = 0.21 < 0.673 \rightarrow \rho = 1$ Αντοχή  $\sigma_{Rd} = \frac{1.35.5}{1.1} = 32.27 \, kN/cm^2 > \sigma_{Ed} = 27.12 \, kN/cm^2$ Έλεγχος φατνώματος πέλματος – Συμπεριφορά πλάκας Πλάτος φατνώματος b = 163cmΠάχος φατνώματος t = 3.5 cmΛόγος ακραίων τάσεων  $\psi = 1$ Λόγος πλευρών  $\alpha = \frac{400}{163} = 2.45$ Εμβαδό διατομής ενίσχυσης  $A_{st} = 68.905 cm^2$ Ροπή αδρανείας διατομής ενίσχυσης  $I_{\scriptscriptstyle st}=3110\,cm^4$ Απόσταση κέντρου βάρους ενίσχυσης από επιφάνεια πλάκας *z* = 9.32*cm* Ροπή αδράνειας μη ενισχυμένης πλάκας  $I_p = \frac{163 \cdot 3.5^3}{10.19} = 685.8 cm^4$ Ροπή αδράνειας ενισχυμένης πλάκας  $I_{p,st} = 17300 cm^4$  $\gamma = \frac{17300}{685.8} = 25.22$  kai  $\delta = \frac{2 \cdot 68.905}{163 \cdot 3.5} = 0.24$ Τάση αναφοράς  $\sigma_E = 18980 \cdot \left(\frac{3.5}{163}\right)^2 = 8.75 kN/cm^2$ Είναι λόγος πλευρών  $\alpha = \frac{400}{163} = 2.45 > \sqrt[4]{\gamma} = 2.24$  οπότε,  $k_{\sigma} = \frac{4 \cdot \left(1 + \sqrt{\gamma}\right)}{\left(\nu + 1\right) \cdot \left(1 + \delta\right)} = 9.7$ 

Κρίσιμη τάση κύρτωσης  $\sigma_{cr} = 9.7 \cdot 8.75 = 84.9 \, kN/cm^2$ 

Ανηγμένη λυγηρότητα 
$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{35.5}{84.9}} = 0.64 < 0.673 \rightarrow \rho = 1$$

Έλεγχος φατνώματος πέλματος – Συμπεριφορά υποστυλώματος  $b_1 = 34.3cm$ ,  $b_2 = 34.3cm$  και  $\psi_1 = \psi_2 = 1$  $b_{1,inf} = b_{2,inf} = \frac{3-1}{5-1} \cdot 34.3 = 17.15cm$ 

Συνολικό πλάτος συνεργαζόμενης πλάκας b = 17.15 + 30 + 17.15 = 64.3 cm

Εμβαδόν διατομής συνεργαζόμενης πλάκας + ενίσχυσης  $A_{st} = 293.96 cm^2$ 

Ροπή αδράνειας διατομής συνεργαζόμενης πλάκας + ενίσχυσης  $I_{st.1} = 8254 cm^4$ 

Ακτίνα αδράνειας συνεργαζόμενης πλάκας + ενίσχυσης  $i = \sqrt{\frac{8254}{293.96}} = 5.3 cm$ 

Κρίσιμη τάση λυγισμού ενίσχυσης  $\sigma_{cr,st} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{st,1}}{A_{st} \cdot a^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 8254}{293.96 \cdot 400^2} = 36.37 \, kN/cm^2$ 

Κρίσιμη τάση υποστυλώματος  $\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,st} = 36.37 kN/cm^2$ 

Ανηγμένη λυγηρότητα υποστυλώματος  $\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{35.5}{36.37}} = 0.98$ 

Απόσταση κέντρου βάρους διατομής ενίσχυσης από επιφάνεια πλάκας z = 5.68cm

Απόσταση κέντρου βάρους διατομής συνεργαζόμενης πλάκας + ενίσχυσης από επιφάνεια πλάκας z = 1.11cm, άρα  $e_2 = 1.11cm$ ,  $e_1 = 4.57cm$ ,  $e_{max} = 4.57cm$ 

Κλειστή ενίσχυση  $\rightarrow \alpha = 0.34$  και ισοδύναμη ατέλεια  $\alpha_e = 0.34 + \frac{0.09}{5.3/4.57} = 0.417$ 

$$Φ = 0.5 \cdot [1 + 0.417 \cdot (0.98 - 0.2) + 0.98^{2}] = 1.15$$
Μειωτικός συντελεστής λυγισμού  $\chi_{c} = \frac{1}{1.15 + \sqrt{1.15^{2} - 0.98^{2}}} = 0.57$ 

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \frac{84.9}{36.37} - 1 = 1.33 > 1 \longrightarrow \xi = 1$$

$$\rho_c = (1 - 0.57) \cdot 1 \cdot (2 - 1) + 0.57 = 1$$

Οριακή τάση αντοχής  $\sigma_{Rd} = \frac{1 \cdot 35.5}{1.1} = 32.27 \, kN/cm^2 > \sigma_{Ed} = 27.12 \, kN/cm^2$ 

#### <u>Έλεγχος φατνώματος κορμού</u>

Το φάτνωμα του κορμού έχει ύψος 253cm, πλάτος 400cm και πάχος 3.5cm. Οι ορθές τάσεις που αναπτύσσονται είναι σ₀=-271.2MPa, σ₀=-175.5MPa και η διατμητική τ=2.36MPa.



Εικόνα 4-27 : Κατανομή τάσεων στο φάτνωμα του κορμού του τόξου



Εικόνα 4-28 : Διάταξη των διαμήκων ενισχύσεων στον κορμό του τόξου

# <u>Έλεγχος υποφατνώματος κορμού</u> Πλάτος υποφατνώματος b = 26.6cmΛόγος τάσεων $\psi = \frac{175.5}{271.2} = 0.64 \rightarrow k_{\sigma} = 4.83$ Τάση αναφοράς $\sigma_E = 18980 \cdot \left(\frac{3.5}{26.6}\right)^2 = 328.6 kN/cm^2$ Κρίσιμη τάση κύρτωσης $\sigma_{cr} = 4.83 \cdot 328.6 = 1587.7 kN/cm^2$ Ανηγμένη λυγηρότητα $\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{35.5}{1587.7}} = 0.15 < 0.673 \rightarrow \rho = 1$

Αντοχή 
$$\sigma_{Rd} = \frac{1 \cdot 35.5}{1.1} = 32.27 \, kN/cm^2 > \sigma_{Ed} = 27.12 \, kN/cm^2$$

Ελεγχος φατνώματος κορμού – Συμπεριφορά πλάκας

Πλάτος φατνώματος b = 253cm

Πάχος φατνώματος t = 3.5cm

Λόγος ακραίων τάσεων  $\psi = 0.64$ 

Λόγος πλευρών 
$$\alpha = \frac{400}{253} = 1.58$$

Εμβαδό διατομής ενίσχυσης  $A_{st} = 68.905 cm^2$ 

Ροπή αδρανείας διατομής ενίσχυσης  $I_{st} = 3110 cm^4$ 

Απόσταση κέντρου βάρους ενίσχυσης από επιφάνεια πλάκας z = 9.32cm

Ροπή αδράνειας μη ενισχυμένης πλάκας  $I_p = \frac{253 \cdot 3.5^3}{10.19} = 1064.5 cm^4$ 

Ροπή αδράνειας ενισχυμένης πλάκας  $I_{p,st} = 3290 \Omega m^4$ 

$$\gamma = \frac{32900}{1064.5} = 30.9$$
 каї  $\delta = \frac{4 \cdot 68.905}{253 \cdot 3.5} = 0.31$ 

Τάση αναφοράς  $σ_E = 18980 \cdot \left(\frac{3.5}{253}\right)^2 = 3.63 k N / cm^2$ 

Είναι λόγος πλευρών  $\alpha = \frac{400}{253} = 1.58 > \sqrt[4]{\gamma} = 2.35$  οπότε,

$$k_{\sigma} = \frac{2 \cdot \left[ (1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha^2 \cdot (\psi + 1) \cdot (1 + \delta)} = 15.61$$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης  $\sigma_{cr} = 15.61 \cdot 3.63 = 56.72 kN/cm^2$ 

Ανηγμένη λυγηρότητα  $\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{35.5}{56.72}} = 0.79 > 0.673 \rightarrow \rho = 0.94$ 

Έλεγχος φατνώματος κορμού – Συμπεριφορά υποστυλώματος  $b_1 = 26.6cm$ ,  $b_2 = 26.6cm$  και  $\psi_1 = \psi_2 = 0.647$   $b_{1,inf} = b_{2,inf} = \frac{3 - 0.647}{5 - 0.647} \cdot 26.6 = 14.378cm$ Συνολικό πλάτος συνεργαζόμενης πλάκας b = 14.378 + 30 + 14.378 = 58.7cm

Εμβαδόν διατομής συνεργαζόμενης πλάκας + ενίσχυσης  $A_{st} = 274.57 cm^2$ 

Ροπή αδράνειας διατομής συνεργαζόμενης πλάκας + ενίσχυσης  $I_{st,1} = 7503.1 cm^4$ 

Ακτίνα αδράνειας συνεργαζόμενης πλάκας + ενίσχυσης  $i = \sqrt{\frac{7503.1}{293.96}} = 5.22 cm$ 

Κρίσιμη τάση λυγισμού ενίσχυσης 
$$\sigma_{cr,st} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{st,1}}{A_{st} \cdot a^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 7503.1}{274.57 \cdot 400^2} = 35.4 \, kN/cm^2$$

Κρίσιμη τάση υποστυλώματος  $\sigma_{\rm cr,c} = \sigma_{\rm cr,st} = 35.4 \, kN/cm^2$ 

Ανηγμένη λυγηρότητα υποστυλώματος 
$$\overline{\lambda}=\sqrt{rac{35.5}{35.4}}=1.001$$

Απόσταση κέντρου βάρους διατομής ενίσχυσης από επιφάνεια πλάκας z = 5.68 cm

Απόσταση κέντρου βάρους διατομής συνεργαζόμενης πλάκας + ενίσχυσης από επιφάνεια πλάκας z = 1.11cm, άρα  $e_2 = 1.11cm$ ,  $e_1 = 4.57cm$ ,  $e_{max} = 4.57cm$ 

Κλειστή ενίσχυση  $\rightarrow \alpha = 0.34$  και ισοδύναμη ατέλεια  $\alpha_e = 0.34 + \frac{0.09}{5.3/4.57} = 0.417$ 

 $\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + 0.417 \cdot (1.001 - 0.2) + 1.001^2\right] = 1.16$ 

Μειωτικός συντελεστής λυγισμού  $\chi_c = \frac{1}{1.16 + \sqrt{1.16^2 - 1.001^2}} = 0.56$ 

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \frac{56.7}{35.4} - 1 = 0.6\\ \rho_c &= (0.94 - 0.56) \cdot 0.6 \cdot (2 - 0.6) + 0.56 = 0.88\\ \end{aligned}$$
Opiakỳ tảon avroxýc  $\sigma_{Rd} = \frac{0.88 \cdot 35.5}{1.1} = 28.52 \, kN/cm^2 > \sigma_{Ed} = 27.12 \, kN/cm^2 \end{aligned}$ 

Επομένως, τα ελάσματα των τόξων επαρκούν σε κύρτωση.

4.2.5.2 Άνω πέλμα δικτυώματος – Διατομή 13

Η διατομή δε διαθέτει ενισχύσεις.

Κορμός υπό θλίψη : c/t=184/2=92>42ε  $\rightarrow$  κατηγορία 4

Πέλμα υπό θλίψη : c/t=116/3=38.66>42ε  $\rightarrow$  κατηγορία 4

Επομένως, όλη η διατομή είναι κατηγορίας 4 και ελέγχεται με τη μέθοδο του ενεργού πλάτους.

# <u>Πέλματα</u>

Λόγος τάσεων  $\psi = 1 \rightarrow k_{\sigma} = 4$ 

Τάση αναφοράς 
$$\sigma_{\rm E} = 18980 \cdot \left(\frac{116}{3}\right)^2 = 2.837 k N/cm^2$$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης  $\sigma_{cr,p} = 4 \cdot 2.837 = 11.348 k N/cm^2$ 

Ανηγμένη λυγηρότητα 
$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{35.5}{11.348}} = 1.77 > 0.673$$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης  $\rho = \frac{1.77 - 0.055 \cdot (3+1)}{1.77^2} = 0.49$ 

Ενεργό πλάτος  $b_{\rm eff}=0.49\cdot 116\!=\!56.8cm$ 

Κατανομή ενεργού πλάτους 
$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{56.8}{2} = 28.4 cm$$

#### <u>Kopµoi</u>

Λόγος τάσεων 
$$\psi = \frac{55}{97.7} = 0.56 \rightarrow k_{\sigma} = \frac{8.2}{1.05 + 0.56} = 5.09$$

Τάση αναφοράς 
$$σ_{\rm E} = 18980 \cdot \left(\frac{184}{2}\right)^2 = 1.6 \, kN/cm^2$$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης  $\sigma_{\rm cr,p} = 4\cdot 1.6 = 8.144 kN/cm^2$ 

Ανηγμένη λυγηρότητα 
$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{35.5}{8.144}} = 2.08 > 0.673$$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης  $\rho = \frac{2.08 - 0.055 \cdot (3 + 0.56)}{2.08^2} = 0.43$ 

Ενεργό πλάτος  $b_{\it eff}=0.43\!\cdot\!184\!=\!79.1cm$ 

Κατανομή ενεργού πλάτους  $b_{e1} = \frac{2}{5 - 0.56} \cdot 79.1 = 35.6 cm$  και  $b_{e2} = 79.1 - 35.6 = 43.5 cm$ 

Για την ενεργό διατομή προκύπτουν :

$$A_{e\!f\!f} = 657.2 cm^2$$
 кан  $I_{e\!f\!f,y} = 31445856 cm^2$ 

Ο έλεγχος της διατομής είναι :

$$\eta_{1} = \frac{N_{Ed}}{\frac{f_{y} \cdot A_{eff}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed}}{\frac{f_{y} \cdot W_{eff,y}}{\gamma_{M0}}} = \frac{8669}{35.5 \cdot 657.2} + \frac{3054}{35.5 \cdot \frac{31445856}{95}} = 0.37 < 1$$

Επομένως, η διατομή επαρκεί.

## 4.2.5.3 Άνω πέλμα δικτυώματος – Διατομή 8

Στη διατομή τα πέλματα και οι κορμοί δε διαθέτουν διαμήκεις ενισχύσεις.

Κορμός : 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{176}{5.5} = 32 < \frac{72 \cdot ε}{1.2} = 48.6 → Δεν$$
απαιτείται έλεγχος διατμητικής κύρτωσης

Πέλμα : 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{109}{7} = 15.57 < \frac{72 \cdot \varepsilon}{1.2} = 48.6 \rightarrow \Delta$$
εν απαιτείται έλεγχος διατμητικής κύρτωσης

#### Έλεγχος φατνώματος κορμού

Το φάτνωμα του κορμού έχει ύψος 176cm, πλάτος 400cm και πάχος 5.5cm. Αναπτύσσονται οι τάσεις σ<sub>0</sub>=-286.3MPa και σ<sub>u</sub>=-146MPa. Ο κρίσιμος συντελεστής κύρτωσης προκύπτει α<sub>cr</sub>=3.48.

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_x}{f_y}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{286.3}{355}\right)^2 \Rightarrow \alpha_{ult,k} = 1.24$$
$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.24}{3.48}} = 0.6 < 0.673 \Rightarrow \rho = 1$$

Έλεγχος :  $\frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{1.1} = \frac{1 \cdot 1.24}{1.1} = 1.13 > 1$  και ο έλεγχος ικανοποιείται.

### Έλεγχος φατνώματος πέλματος

Το φάτνωμα του πέλματος έχει ύψος 109cm, πλάτος 400cm και πάχος 7cm. Η τάση που αναπτύσσεται είναι σταθερή και ίση με σ=-286.3MPa. Προκύπτει α<sub>cr</sub>=11.8.

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_x}{f_y}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{286.3}{355}\right)^2 \Rightarrow \alpha_{ult,k} = 1.24$$
$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.24}{11.8}} = 0.32 < 0.673 \Rightarrow \rho = 1$$

'Ελεγχος :  $\frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{1.1} = \frac{1 \cdot 1.24}{1.1} = 1.13 > 1$  και ο έλεγχος ικανοποιείται.

# 4.2.5.4 Εγκάρσια διαδοκίδα

Οι κορμοί και τα πέλματα των διατομών διαθέτουν διαμήκεις ενισχύσεις.

Κορμός : 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{210}{5} = 42 > 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = 30 \cdot 0.83 \cdot \sqrt{0.263} = 12.77$$
 → Απαιτείται έλεγχος

Πέλμα :  $\frac{h_w}{t_w} = \frac{210}{5} = 42 > 30 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} = 30 \cdot 0.83 \cdot \sqrt{0.043} = 5.16 \rightarrow$  Απαιτείται έλεγχος

## Έλεγχος φατνώματος κορμού

Το φάτνωμα του κορμού έχει ύψος 210cm, πλάτος 400cm και πάχος 5cm. Αναπτύσσονται οι τάσεις σ<sub>0</sub>=-289.3MPa, σ<sub>u</sub>=+125MPa και τ=2MPa.



Εικόνα 4-29 : Κατανομή τάσεων στο φάτνωμα του κορμού της εγκάρσιας διαδοκίδας



Εικόνα 4-30 : Διάταξη των διαμήκων ενισχύσεων στους κορμούς της εγκάρσιας διαδοκίδας

Προκύπτει κρίσιμος συντελεστής κύρτωσης acr=14.1

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_x}{f_y}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{289.3}{335}\right)^2 + 3\left(\frac{2}{335}\right)^2 \Rightarrow \alpha_{ult,k} = 1.16$$
$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.16}{14.1}} = 0.28 < 0.673 \Rightarrow \rho = 1$$
$$\text{'Eleggos}: \frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{1.1} = \frac{1 \cdot 1.16}{1.1} = 1.05 > 1 \text{ kai o } \text{Eleggos} \text{ isavonoisitai.}$$

#### Έλεγχος φατνώματος πέλματος

Το φάτνωμα του πέλματος έχει τις ίδιες διαστάσεις και την ίδια διάταξη διαμήκων ενισχύσεων που έχει και ο κορμός. Οι ορθές τάσεις είναι σταθερές με τιμή σ=-289.3MPa και η διατμητική τ=1MPa. Ο κρίσιμος συντελεστής a<sub>cr</sub>=4.64.

6

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_x}{f_y}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{289.3}{335}\right)^2 + 3\left(\frac{1}{335}\right)^2 \Rightarrow \alpha_{ult,k} = 1.1$$
$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.16}{4.64}} = 0.5 < 0.673 \Rightarrow \rho = 1$$

Έλεγχος :  $\frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{1.1} = \frac{1 \cdot 1.16}{1.1} = 1.05 > 1$  που ικανοποιείται.

# 4.2.5.5 Διαγώνια μέλη δικτυώματος – Διατομή 4

Τα τοιχώματα των διατομών δεν διαθέτουν διαμήκεις ενισχύσεις.

Κορμός : 
$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{83}{4} = 20.75 < \frac{72 \cdot ε}{1.2} = 48.6 → Δεν απαιτείται ἑλεγχος διατμητικής κύρτωσης$$

Πέλμα :  $\frac{h_w}{t_w} = \frac{112}{3.5} = 32 < \frac{72 \cdot \varepsilon}{1.2} = 48.6 \rightarrow \Delta$ εν απαιτείται έλεγχος διατμητικής κύρτωσης

# Έλεγχος φατνώματος κορμού

Το φάτνωμα του κορμού έχει ύψος 83cm, πλάτος 400cm και πάχος 4cm. Αναπτύσσονται σε αυτό τάσεις σ<sub>0</sub>=-269.9MPa, σ<sub>u</sub>=-249.4MPa και τ=6.61MPa. Προκύπτει α<sub>cr</sub>=6.64.

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^2} = \left(\frac{\sigma_x}{f_y}\right)^2 + 3\left(\frac{\tau}{f_y}\right)^2 = \left(\frac{269.9}{355}\right)^2 + 3\left(\frac{6.61}{355}\right)^2 \Rightarrow \alpha_{ult,k} = 1.31$$
$$\overline{\lambda}_P = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.31}{6.64}} = 0.44 < 0.673 \Rightarrow \rho = 1$$

'Ελεγχος :  $\frac{\rho \cdot \alpha_{\scriptscriptstyle ult,k}}{1.1} = \frac{1 \cdot 1.31}{1.1} = 1.19 > 1$  και ικανοποιείται.

# Έλεγχος φατνώματος πέλματος

Το φάτνωμα του πέλματος έχει ὑψος 112cm, πλάτος 400cm και πάχος 3.5cm. Οι τάσεις σε αυτό είναι σ<sub>0</sub>=σ<sub>u</sub>=-269.9MPa και προκύπτει α<sub>cr</sub>=2.04.

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}^{2}} = \left(\frac{\sigma_{x}}{f_{y}}\right)^{2} = \left(\frac{269.9}{355}\right)^{2} \Rightarrow \alpha_{ult,k} = 1.31$$
$$\overline{\lambda}_{P} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.31}{2.04}} = 0.8 > 0.673$$
$$\rho = \frac{0.8 - 0.055 \cdot (3+1)}{0.8^{2}} = 0.9$$
$$\text{EAEYXOS}: \frac{\rho \cdot \alpha_{ult,k}}{1.1} = \frac{0.9 \cdot 1.31}{1.1} = 1.07 > 1 \text{ поυ } \text{ Kavonoleital.}$$

# 5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

# 5.1 Γενικά

Οι έλεγχοι σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας αποσκοπούν στο σχεδιασμό της γέφυρας ώστε, υπό κανονικές συνθήκες λειτουργίας, να διαθέτει επαρκή λειτουργικότητα στη χρήση της, να εμφανίζει μικρές παραμορφώσεις και να προσφέρει άνεση στους χρήστες της. Οι υπερβολικές παραμορφώσεις μπορούν να δημιουργήσουν δυσκολίες στην κυκλοφορία των συρμών καθώς και αποκλίσεις στη χάραξη των σιδηροτροχιών, με αποτέλεσμα να εμφανίζονται ανεπιθύμητες δονήσεις και γενικότερα να υπάρχει ένα αίσθημα ανασφάλειας στους χρήστες.

Για την επίτευξη της επιθυμητής λειτουργικότητας στη γέφυρα ελέγχονται τα παρακάτω κριτήρια.

# 5.2 Περιορισμός αναπνοής κορμού

Η αναπνοή κορμού είναι ένα φαινόμενο που εμφανίζεται σε λυγηρά ελάσματα ως κάμψη εκτός επιπέδου, γεγονός που δημιουργεί δευτερεύουσες τάσεις και προβλήματα κόπωσης. Ο κορμός, υπό τη διέλευση των φορτίων κυκλοφορίας, «φουσκώνει», δηλαδή κυρτώνεται, και «ξεφουσκώνει», όπως ο άνθρωπος όταν αναπέει. Για να αποφευχθεί η εμφάνιση του φαινομένου αυτού, πρέπει να ικανοποιείται η εξής γεωμετρική συνθήκη για τις σιδηροδρομικές γέφυρες :

$$b/t_{w} \le 55 + 3.3 \cdot L \le 250 \tag{5-1}$$

Όπου,

- b το ύψος του κορμού ή το ύψος του μεγίστου υποφατνώματος για κορμούς με διαμήκεις ενισχύσεις
- t<sub>w</sub> το πάχος του κορμού
- L το άνοιγμα της γέφυρας σε m, αλλά όχι μικρότερο από 20m

Μέλος	b/t <sub>w</sub>	55+3.3L
Διαδοκίδα	35.5	101.2
Τόξο	72.2	250
Πέλματα δικτυώματος	45	250
Διαγώνια μέλη δικτυώματος	21	250

Πίνακας 5-1 : Έλεγχος εμφάνισης αναπνοής κορμού

Συνεπώς, κανένα μέλος δεν κινδυνεύει να εμφανίσει φαινόμενα αναπνοής κορμού.

# 5.3 Μέγιστο βέλος

Για ταχύτητες συρμών 80≤V≤200km/h, το βέλος λόγω φορτίων κυκλοφορίας πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση :

$$\delta_{stat} \le \frac{L}{15 \cdot V - 400} \tag{5-2}$$

Επομένως, για το άνοιγμα των 256m, το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος είναι :

$$\delta_{\max} = \frac{256}{15 \cdot 160 - 400} = 0.128m = 128mm \tag{5-3}$$

Ενώ, για το άνοιγμα των 128m είναι:

$$\delta_{\max} = \frac{128}{15 \cdot 160 - 400} = 0.064m = 64mm \tag{5-4}$$



Εικόνα 5-1 : Βέλη στο συνδυασμό ΟΚΛ δίχως αντιβέλος

Τα βέλη που φαίνονται στην Εικόνα 5-1, προκύπτουν από την ανάλυση σε ΟΚΛ. Η μορφή αυτής της παραμόρφωσης θα χρησιμοποιηθεί στο φορέα ώστε να του δοθεί αντιβέλος και τα βέλη να έρθουν στα επιτρεπτά όρια.



Εικόνα 5-2 : Βέλη στον οιονεί μόνιμο συνδυασμό ΟΚΛ δίχως αντιβέλος (α) στο άνω πέλμα και (β) στο κάτω πέλμα δικτυώματος



Εικόνα 5-3 : Βέλη στον οιονεί μόνιμο συνδυασμό ΟΚΛ δίχως αντιβέλος στο τόξο

Επομένως, δίνεται αντιβέλος με την παρακάτω μορφή :











Επομένως, τα τελικά βέλη προκύπτουν ως εξής :

Για το ἀνοιγμα των 256m :

 $\delta_{stat} = 416.1 - 310.4 = 105.7 mm < 128 mm$ 

- Για το άνοιγμα των 128m :

 $\delta_{stat} = 349 - 298 = 51 mm < 64 mm$ 

Οπότε, τα τελικά βέλη βρίσκονται εντός των επιτρεπόμενων ορίων.

# 5.4 Μέγιστη στροφή καταστρώματος

Στις σιδηροδρομικές γέφυρες πρέπει να γίνεται έλεγχος για τη στροφή του καταστρώματος, περί τον κατακόρυφο άξονα, ώστε να μη δημιουργείται πρόβλημα στην ομαλή κυκλοφορία των συρμών. Η στροφή υπολογίζεται για τις χαρατηριστικές τιμές των φορτίσεων LM 71 ή SW/0, πολλαπλασιασμένες με το δυναμικό συντελεστή Φ, καθώς και με το συντελεστή α=1.33. Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές δίνονται στον Πίνακας 5-2 :

Ταχὑτητα συρμοὑ V (km/h)	Μἑγιστη στροφή φ (mrad)
V≤120	3.5
120 <v≤200< td=""><td>2.0</td></v≤200<>	2.0
V>200	1.5

Πίνακας 5-2 : Οριακές τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης καταστρώματος

Για ταχύτητα σχεδιασμού V=160km/h, επιλέγεται μέγιστη γωνιακή μεταβολή φ=2mrad.

Από την ανάλυση, για το συχνό συνδυασμό ΟΚΛ, προκύπτει μέγιστη στροφή καταστρώματος περί τον κατακόρυφο άξονα ίση με φ=1.13mrad<2mrad και ο έλεγχος ικανοποιείται.

# 5.5 Περιορισμός ανοίγματος ρωγμής

Για το σχεδιασμό γεφυρών με κατάστρωμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, επιλέγεται μέγιστο εύρος ρωγμής w<sub>k</sub>=0.3mm. Ανάλογα με την τάση των ράβδων οπλισμού στο στο συχνό συνδυασμό ΟΚΛ, ορίζεται και η μέγιστη επιτρεπόμενη διάμετρος οπλισμού Φ<sub>s</sub> από τον Πίνακας 5-3 :

Τάση χάλυβα <sup>2</sup>	Μέγιστη διάμετρος ράβδων [mm]						
[MPa]	w <sub>k</sub> = 0,4 mm	w <sub>k</sub> = 0,3 mm	w <sub>k</sub> = 0,2 mm				
160	40	32	25				
200	32	25	16				
240	20	16	12				
280	16	12	8				
320	12	10	6				
360	10	8	5				
400	8	6	4				
450	6	5	-				

Πίνακας 5-3 : Μέγιστη διάμετρος οπλισμού για έλεγχο ρηγμάτωσης

Για ράβδους οπλισμού Φ25, η τάση στο συχνό συνδυασμό ΟΚΛ πρέπει να περιορίζεται στην τιμή σ<sub>s</sub>=200Mpa.

Οι μέγιστες αξονικές δυνάμεις, όπως κατανέμονται στην πλάκα σκυροδέματος στον συχνό συνδυασμό ΟΚΛ, παρουσιάζονται στο Σχήμα



Σχήμα 5-1 : Περιβάλλουσα εφελκυστικών δυνάμεων στην πλάκα σκυροδέματος στο συχνό συνδυασμό ΟΚΛ

Επομένως, το απαιτούμενο εμβαδό σε οπλισμό για ΟΚΛ υπολογίζεται ως εξής :

$$\sigma_s = \frac{N}{A} \Longrightarrow A_{req} = \frac{1148kN}{20kN/cm^2} = 57.4cm^2$$

Ο οπλισμός αυτός κατανέμεται εξίσου σε δύο στρώσεις, άνω και κάτω. Σε μία στρώση ο απαιτούμενος οπλισμός είναι :

 $A = A_{req}/2 = 57.4/2 = 28.7 cm^2$ 

Για Φ25, απαιτείται αριθμός ράβδων ανά μέτρο :

$$n = \frac{28.7}{\pi \cdot \frac{2.5^2}{4}} = 5.84 \Longrightarrow n = 6$$

Τελικά, οι ράβδοι τοποθετούνται σε αποστάσεις :

$$s = \frac{100cm}{6} = 16.67cm$$

Έτσι, ο απαιτούμενος διαμήκης οπλισμός σε ΟΚΛ είναι Φ25/16 άνω και Φ25/16 κάτω, ώστε να μην υπάρχει κίνδυνος υπερβολικής ρηγμάτωσης, που καλύπτεται από τον απαιτούμενο οπλισμό που υπολογίστηκε στην ΟΚΑ.

# 5.6 Περιορισμός τάσεων στο δομικό χάλυβα

Για την εξασφάλιση ότι ο δομικός χάλυβας θα παραμένει στην ελαστική περιοχή υπό τα φορτία του χαρακτηριστικού συνδυασμού ΟΚΛ, ελέγχονται οι ορθές και διατμητικές τάσεις να μην ξεπερνούν το όριο διαρροής, το οποίο είναι :

 $f_y = 355 MPa$ για ορθές τάσεις σε διατομές με ελάσματα πάχους t≤40mm

 $f_v = 335 MPa$  για ορθές τάσεις σε διατομές με ελάσματα πάχους t>40mm

 $f_v/\sqrt{3} = 355/\sqrt{3} = 205.2 MPa$  για διατμητικές τάσεις σε διατομές με ελάσματα πάχους t≤40mm

 $f_y/\sqrt{3} = 335/\sqrt{3} = 193.6 MPa$  για διατμητικές τάσεις σε διατομές με ελάσματα πάχους t>40mm

# 5.6.1 Τόξο



Εικόνα 5-7 : Τάσεις (α) σ<sub>min</sub>, (β) σ<sub>max</sub>, (γ) τ και (δ) σ<sub>ν.Mises</sub> για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό ΟΚΛ στο τόξο $\sigma_{v.mises} = 249 MPa < 355 MPa$ 



5.6.2 Κάτω πέλμα δικτυώματος

Εικόνα 5-8 : Τάσεις (α) σ<sub>min</sub>, (β) σ<sub>max</sub>, (γ) τ και (δ) σ<sub>v.Mises</sub> για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό ΟΚΛ στο κάτω πέλμα δικτυωματος

 $\sigma_{v.mises} = 226.3 MPa < 335 MPa$ 

# 5.6.3 Άνω πέλμα δικτυώματος





Εικόνα 5-9 : Τάσεις (α) σ<sub>min</sub>, (β) σ<sub>max</sub>, (γ) τ και (δ) σ<sub>ν.Mises</sub> για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό ΟΚΛ στο άνω πέλμα δικτυωματος

 $\sigma_{v.mises} = 230.2MPa < 335MPa$ 

# 5.6.4 Διαγώνια μέλη δικτυώματος



Σχεδιάσμος Σιδηροδρομικής Γεφύρας Δύο Ανοιγματών Με Τοξο-Ελκύστηρα



Εικόνα 5-10 : Τάσεις (α) σ<sub>min</sub>, (β) σ<sub>max</sub>, (γ) τ και (δ) σ<sub>v.Mises</sub> για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό ΟΚΛ στα διαγώνια μέλη δικτυώματος

 $\sigma_{v,mises} = 189.1 MPa < 355 MPa$ 

# 5.7 Περιοριμός τάσεων στο σκυρόδεμα

Οι θλιπτικές τάσεις στο σκυρόδεμα ελέγχονται για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό ΟΚΛ σύμφωνα με τη σχέση :

$$\sigma_{c,Ed,ser} \le k_1 \cdot f_{ck} \tag{5-5}$$

Όπου

- f<sub>ck</sub> η χαρακτηριστική αντοχή θλιπτική αντοχή σκυροδέματος

 $- k_1 = 0.6$ 



Εικόνα 5-11 : Μέγιστες θλιπτικές τάσεις στον χαρακτηριστικό συνδυασμό ΟΚΛ στο σκυρόδεμα

Eivaı :

 $\sigma_{c.Ed.ser} = 16.2MPa \le k_1 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 35 = 21MPa$ 

Επομένως ο έλεγχος για τις θλιπτικές τάσεις στο σκυρόδεμα ικανοποιείται.

# **6** ΕΛΕΓΧΟΙ ΚΟΠΩΣΗΣ

# 6.1 Γενικά

Η κόπωση αποτελεί ένα φαινόμενο συσσώρευσης βλάβης σε ένα δομικό στοιχείο υποβαλλόμενο σε μια επαναληπτική φόρτιση. Στη διάρκεια των συνεχόμενων κύκλων φόρτισης, αναπτύσσονται στο στοιχείο ρωγμές, οι οποίες διευρύνονται σταδιακά, με αποτέλεσμα όταν η παραμένουσα διατομή δεν μπορεί να πλέον να παραλάβει τα επιβαλλόμενα φορτία, τότε να επέρχεται η αστοχία.

Στη διάρκεια ζωής μιας σιδηροδρομικής γέφυρας, η συνεχής διέλευση των συρμών προκαλεί σημαντικούς επαναληπτικούς κύκλους φόρτισης που μπορούν να οδηγήσουν σε τοπικές αστοχίες. Οι κρισιμότερες περιοχές που κινδυνεύουν από το φαινόμενο αυτό, είναι εκείνες που εμφανίζουν μεγάλη συγκέντρωση τάσεων που οφείλεται σε απότομη αλλαγή διατομής, συγκολλήσεις αποκατάστασης συνέχειας, συγκολλήσεις ελασμάτων ενίσχύσης (stiffeners) σε κορμούς κλπ.

Οι έλεγχοι σε κόπωση σιδηροδρομικών γεφυρών γίνονται με το «όχημα κόπωσης», το οποίο αποτελείται από την την Πρότυπη Φόρτιση LM 71, ή την SW/0, πολλαπλασιαζόμενη με το δυναμικό συντελεστή Φ, αλλά όχι με το συντελεστή α.

Όπως έχει αναφερθεί ξανά, οι πρότυπες φορτίσεις δεν αποτελούν πραγματικά φορτία κυκλοφορίας, αλλά ισοδύναμά τους. Στον έλεγχο κόπωσης όμως, πρέπει να ληφθούν διάφορες παράμετροι της πραγματικής κυκλοφορίας. Αυτές λαμβάνονται υπ' όψη με τον συντελεστή ισοδύναμης βλάβης λ. Ο συντελεστής αυτός ορίζεται ως εξής :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \le \lambda_{\max} \tag{6-1}$$

- Συντελεστής λ<sub>1</sub> : Εξαρτάται από τον τύπο της σιδηροδρομικής κυκλοφορίας, όπως επιβατική, εμπορική ή υψηλών ταχυτήτων, καθώς και από το κρίσιμο μήκος L που για συνεχείς γέφυρες είναι το μήκος κάθε ανοίγματος. Ο ΕΝ 1991-2 δίνει τιμές του λ<sub>1</sub> για κρίσιμα μήκη L έως 100m. Στην παρούσα μελέτη, τα δύο ανοίγματα ξεπερνούν τα 100m. Με δεδομένο ότι για L>20m η τιμή του λ<sub>1</sub> δεν ξεπερνά το 0.8, καθώς και ότι για μεγάλα ανοίγματα η κόπωση είναι λιγότερο κρίσιμη καθώς ο λόγος κινητών προς μόνιμων φορτίων είναι μικρότερος, λαμβάνεται η τιμή 0.8.
- Συντελεστής λ<sub>2</sub> : Εξαρτάται από το ετήσιο βάρος των συρμών σε εκατομμύρια τόνους και λαμβάνεται από τον Πίνακας 6-1 :

Πίνακας 6-1 : Τιμές του συντελεστή λ2

						-			
Ετήσια κυκλοφορία (10 <sup>6</sup> t/τροχία)	5	10	15	20	25	30	35	40	50
λ2	0.72	0.83	0.90	0.96	1	1.04	1.07	1.10	1.15

Ο ΕΝ 1991-2, παράγραφος 6.9, προϋποθέτει ετήσια κυκλοφορία 25·10<sup>6</sup> τόνους/τροχιά, οπότε λαμβάνεται λ<sub>2</sub>=1.

 Συντελεστής λ<sub>3</sub> : Εξαρτάται από τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας. Ο ΕΝ 1991-2, παράγραφος 6.9, προτείνει τα 100 έτη. Επομένως, από τον Πίνακας 6-2, λαμβάνεται η τιμή λ<sub>3</sub>=1.

Πίνακας 6-2 : Τιμές του συντελεστή λ3

Ζωή σχεδιασμού (έτη)	50	60	70	90	90	100	120
λ3	0.87	0.90	0.93	0.96	0.98	1.00	1.04

Συντελεστής λ<sub>4</sub>: Εξαρτάται από το λόγο Δσ<sub>1</sub>/Δσ<sub>1+2</sub>, όπου Δσ<sub>1</sub> είναι το εύρος τάσεων στο υπ' όψη σημείο λόγω φόρτισης LM 71 σε μία γραμμή, ενώ Δσ<sub>1+2</sub> λόγω φόρτισης σε δύο γραμμές. Η τιμή του λαμβάνεται ξεχωριστά για κάθε στοιχείο ελέγχου από τον Πίνακας 6-3:

Πίνακας 6-3 : Τιμές του συντελεστή λ4

$\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_{1+2}$ 1.00 0.90 0.80 0.70 0.60 0.50		-					
λ. 100 091 084 077 072 071	$\Delta\sigma_{1}/\Delta\sigma_{1+2}$	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50
1.00 0.91 0.04 0.77 0.72 0.71	λ4	1.00	0.91	0.84	0.77	0.72	0.71

Συντελεστής λ<sub>max</sub> : Για σιδηροδρομικές γέφυρες είναι ίσος με λ<sub>max</sub>=1.4.

Η κόπωση προέρχεται γενικώς από το εύρος τάσεων που εμφανίζεται σε ένα σημείο, και όχι από την τιμή της τάσης καθ' αυτής. Το ισοδύναμο εύρος τάσεων υπολογίζεται από τη Σχέση (6-2) για ορθές τάσεις :

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \left| \sigma_{\max, f, Ed} - \sigma_{\min, f, Ed} \right|$$
(6-2)

και από τη Σχέση (6-3) για διατμητικές τάσεις :

$$\Delta \tau_{E2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \left| \tau_{\max, f, Ed} - \tau_{\min, f, Ed} \right|$$
(6-3)

Ο έλεγχος γίνεται με βάση τη σχέση του ΕΝ 1993-2, παράρτημα D :

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta \sigma_{E2} \le \Delta \sigma_c / \gamma_{Mf} \tag{6-4}$$

Οι επιμέρους συντελεστές υπολογίζονται :

- γ<sub>Ff</sub>=1, από EN 1993-2, παράρτημα D.2

$$-\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0.2} + 0.82 = \frac{1.44}{\sqrt{2 \cdot 14} - 0.2} + 0.82 = 1.09$$

- γ<sub>Mf</sub>=1.35 ως ο δυσμενέστερος συντελεστής του Πίνακας 6-4 από τον ΕΝ 1993-1-9 :

	, .	
<i>Үм</i> ј	Χαμηλές	Υψηλές
	επιπτώσεις	επιπτώσεις
Ανοχή βλαβών	1	1.15
Ασφάλεια ζωής	1.15	1.35

Πίνακας 6-4 : Τιμές του συντελεστή γ<sub>Mf</sub>

- Δσc είναι η αντοχή σε κόπωση της υπό εξέταση κατηγορίας λεπτομέρειας

# 6.2 Δράσεις Κόπωσης

Λόγω των μικρών τιμών διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στα μέλη του φορέα, επιλέγεται να γίνει ο έλεγχος με την τιμή των τάσεων Von Mises.



6.2.1 Τόξο

Εικόνα 6-1 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο τόξο για φόρτιση LM 71 (α) σε μία γραμμή και (β) σε δύο γραμμές

Υπολογίζεται ο λόγος :

 $\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_{1+2} = 59.3 / 82.1 = 0.72$ 

Άρα λαμβάνεται λ4=0.79

Ο συντελεστής λ προκύπτει :

 $\lambda = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.79 = 0.63$ 

Επομένως,

 $\gamma_{Mf} \cdot \Delta \sigma_{E2} = 1 \cdot 0.63 \cdot 1.09 \cdot 82.1 = 56.7 MPa$ 

# 6.2.2 Κάτω πέλμα δικτυώματος



Εικόνα 6-2 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο κάτω πέλμα δικτυώματος για φόρτιση LM 71 (α) σε μία γραμμή και (β) σε δύο γραμμές

Υπολογίζεται ο λόγος :  $\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_{1+2} = 52.8/79.2 = 0.67$ Άρα λαμβάνεται λ<sub>4</sub>=0.75 Ο συντελεστής λ προκύπτει :  $\lambda = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.75 = 0.6$ Επομένως,  $\gamma_{Mf} \cdot \Delta \sigma_{E2} = 1 \cdot 0.6 \cdot 1.09 \cdot 79.2 = 51.9 MPa$ 

# 6.2.3 Άνω πέλμα δικτυώματος




Υπολογίζεται ο λόγος :  $\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_{1+2} = 80.6/55.7 = 0.69$ Άρα λαμβάνεται λ<sub>4</sub>=0.77 Ο συντελεστής λ προκύπτει :  $\lambda = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.77 = 0.616$ Επομένως,  $\gamma_{Mf} \cdot \Delta \sigma_{E2} = 1 \cdot 0.616 \cdot 1.09 \cdot 80.6 = 54.27 MPa$ 

#### 6.2.4 Διαγώνια μέλη δικτυώματος



Εικόνα 6-4 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στα διαγώνια μέλη δικτυώματος για φόρτιση LM 71 (α) σε μία γραμμή και (β) σε δύο γραμμές

Υπολογίζεται ο λόγος :

 $\Delta \sigma_1 / \Delta \sigma_{1+2} = 57.5 / 69.4 = 0.83$ 

Άρα λαμβάνεται λ4=0.86

Ο συντελεστής λ προκύπτει :

 $\lambda = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.86 = 0.688$ 

Επομένως,

 $\gamma_{Mf} \cdot \Delta \sigma_{E2} = 1 \cdot 0.688 \cdot 1.09 \cdot 71.5 = 53.6 MPa$ 

#### 6.2.5 Διαδοκίδες





Εικόνα 6-5 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στις διαδοκίδες για φόρτιση LM 71 (α) σε μία γραμμή και (β) σε δύο γραμμές

Υπολογίζεται ο λόγος :

 $\Delta \sigma_{\rm 1} / \Delta \sigma_{\rm 1+2} = 49.7 / 98.5 = 0.50$ 

Άρα λαμβάνεται λ4=0.71

Ο συντελεστής λ προκύπτει :

 $\lambda = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.71 = 0.568$ 

Επομένως,

 $\gamma_{Mf} \cdot \Delta \sigma_{E2} = 1 \cdot 0.568 \cdot 1.09 \cdot 98.5 = 61.15 MPa$ 

Ιδιαίτερα για τον έλεγχο σε κόπωση στα σημεία συγκόλλησης των διατμητικών ήλων, ελέγχεται η μεταβολή τάσεων στο άνω πέλμα της διαδοκίδας.





Εικόνα 6-6 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο άνω πέλμα των διαδοκίδων για φόρτιση LM 71 (α) σε μία γραμμή και (β) σε δύο γραμμές

Υπολογίζεται ο λόγος :

 $\Delta\sigma_{\!\!1}/\Delta\sigma_{\!\!1\!+\!2}=\!12.3/21.1\!=\!0.58$ 

Άρα λαμβάνεται λ4=0.7

Ο συντελεστής λ προκύπτει :

 $\lambda = 0.8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.7 = 0.56$ 

Επομένως,

 $\gamma_{Mf} \cdot \Delta \sigma_{E2} = 1 \cdot 0.56 \cdot 1.09 \cdot 21.1 = 12.9 MPa$ 

## 6.3 Αντοχή μελών

- Για τις κοίλες ορθογωνικές συγκολλητές διατομές, δηλαδή το τόξο και τα μέλη του δικτυώματος, θεωρείται κατηγορία λεπτομέρειας 100
- Για τις διαδοκίδες που είναι συγκολλητές, θεωρείται κατηγορία λεπτομέρειας 125 : «Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές»
- Στα σημεία αλλαγής πάχους διατομής, στο τόξο και στα πέλματα του δικτυώματος, θεωρείται κατηγορία λεπτομέρειας 112, όπου η μετάβαση από το παχύτερο έλασμα στο λεπτότερο γίνεται με μια μεταβατική ζώνη κλίσης 1:4
- Στα σημεία αποκατάστασης συνέχειας θεωρείται κατηγορία λεπτομέρειας 112
- Στα σημεία που επιβάλλονται οι συγκεντρωμένες δυνάμεις των ελκυστήρων και των στηρίξεων, τοποθετούνται διαφράγματα στο τόξο και το άνω πέλμα του δικτυώματος, με κατηγορία λεπτομέρειας 80
- Στα σημεία τοποθέτησης των διατμητικών ήλων, δηλαδή στο άνω πέλμα των διαδοκίδων, θεωρείται κατηγορία λεπτομέρειας 80



Εικόνα 6-7 : Περιγραφή κατηγορίας λεπτομέρειας 125

Κατηγορία λεπτομερ.		Κατασκευαστική λει	Περιγραφή	
112	Επιρροή κλίμακας για t>25mm: k₅=(25/t) <sup>0,2</sup>		s1/4 1/4 1/4 (1)/4	<ul> <li><u>Ανευ υποθέματος στη ρίζα:</u></li> <li>1) Εγκάρσιες επεκτάσεις σε λεπίδες και ελάσματα.</li> <li>2) Επεκτάσεις κορμών και πελμάτων σε δοκούς προ της συναρμολόγησης.</li> <li>3) Πλήρης αποκατάσταση ελατών διατομών με εσωραφές χωρίς οπές συναρμογής.</li> <li>4) Εγκάρσιες επεκτάσεις σε λεπίδες ή ελάσματα μεταβλητού πλάτους ή πάχους, με κλίση ≤ ¼.</li> </ul>



80	€≤50mm		Εγκάρσια προσαρτήματα: 6) Συγκολλούμενα σε έλασμα. 7) Κατακόρυφες ενισχύσεις συγκολλούμενες σε ελατή ή συγκολλητή δοκό.
71	50<€≤80mm		<ul> <li>8) Διαφράγματα συγκολλούμενα σε πέλματα ή κορμούς. Πιθανόν να μην εφαρμόζεται σε μικρές κοίλες διατομές.</li> <li>Οι τιμές ισχύουν επίσης για δακτυλιοειδείς ενισχύσεις.</li> </ul>
80		9	9) Επίδραση διατμητικών ήλων στο βασικό υλικό.

Εικόνα 6-9 : Περιγραφή κατηγορίας λεπτομέρειας 80 – Διαφράγματα - Σημεία τοποθέτησης διατμητικών ηλών

Μέλος	γ <sub>Ff</sub> • Δσ <sub>E2</sub> (MPa)	Δσ <sub>c</sub> /γ <sub>Mf</sub> (MPa)
Τόξο	56.72	74.07
Κάτω πέλμα δικτυώματος	51.94	74.07
Άνω πέλμα δικτυώματος	54.27	74.07
Διαγώνια	53.6	74.07
Διαδοκίδες	61.15	92.59
Διαδοκίδες – άνω πέλμα	12.9	59.25

Πίνακας 6-5 : Συγκεντρωτικός Πίνακας δράσεων - αντοχών

# 7 ΕΦΕΔΡΑΝΑ

#### 7.1 Γενικά

Η σεισμική ανάλυση της παρούσας γέφυρας επιλέχθηκε να γίνει με τη Μέθοδο του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Ταλαντωτή και τη χρήση εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης (FPS), λόγω των μεγάλων κατακόρυφων φορτίων, τα οποία δεν μπορούν να παραληφθούν από ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Ο παραπάνω τύπος εφεδράνων ανήκει στην κατηγορία των συστημάτων τριβής, τα οποία χωρίζονται σε εφέδρανα σφαιρικής και επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης. Και στους δύο αυτούς τύπους, οι δυνάμεις που αναπτύσσονται είναι ανάλογες με τον συντελεστή δυναμικής τριβής μ<sub>d</sub>, ο οποίος εξαρτάται από τη σύνθεση των επιφανειών ολίσθησης, τη χρήση ή μη λιπαντικού, την πίεση στην επιφάνεια ολίσθησης και την ταχύτητα κίνησης. Το πλεονέκτημα των συτημάτων με σφαιρική επιφάνεια έναντι αυτών με επίπεδη, είναι ότι τα πρώτα εξασφαλίζουν την επαναφορά της ανωδομής στην αρχική της θέση, ενώ τα δεύτερα εμφανίζουν μεγάλες παραμένουσες μετακινήσεις και πρέπει να συνδυάζονται με άλλα συστήματα που δημιουργούν δυνάμεις επαναφοράς.

Εάν R<sub>b</sub> είναι η ακτίνα της επιφάνειας ολίσθησης και N<sub>sd</sub> η κατακόρυφη δύναμη που ασκείται στο εφέδρανο, το σύστημα παρουσιάζει οριζόντια δυσκαμψία :

$$K_p = N_{sd} / R_b \tag{7-1}$$

Δυναμικά, ο φορέας συμπεριφέρεται ως ένας ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο ανεξάρτητη της μάζας :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{R_b/g} \tag{7-2}$$

Η μέγιστη δύναμη που αναπτύσσεται στη μετακίνηση σχεδιασμού dbd δίνεται από τη σχέση :

$$F_{\max} = \mu_d \cdot N_{sd} + K_p \cdot d_{bd} \tag{7-3}$$

Το σύστημα αποσβαίνει σε κάθε κύκλο φόρτισης ενέργεια ίση με :

$$E_D = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{sd} \cdot d_{bd} \tag{7-4}$$

Η τιμή του δυναμικού συντελεστή τριβής καθορίζεται στις προδιαγραφές του κατασκευαστή του συστήματος μόνωσης. Μπορεί όμως η τιμή του να επηρεαστεί από τις θερμοκρασιακές μεταβολές, την συσσώρευση ρύπανσης από το περιβάλλον και τη συσσορευόμενη διαδρομή. Θα πρέπει επομένως, να ληφθεί υπ' όψη ένα εύρος τιμών στο σχεδιασμό που θα καθορίζει μία μέγιστη και μία ελάχιστη τιμή του συντελεστή (μ<sub>max</sub>, μ<sub>min</sub>). Λαμβάνοντας υπ' όψη την τιμή μ<sub>max</sub>, οδηγούμαστε σε σχεδιασμό για μέγιστες δυνάμεις (σύνολο σχεδιασμού ΑΤΠΣ), ενώ για την τιμή μ<sub>min</sub>, σε μέγιστες μετακινήσεις (σύνολο σχεδιασμού ΚΤΠΣ).

Γενικώς, ο συντελεστής λαμβάνει τιμές μεταξύ 1.5% και 15%. Στην παρούσα εργασία θεωρείται δυναμικός συντελεστής τριβής μ<sub>sd</sub>=6%, με εύρος διακύμανσης 16%.

Σύμφωνα με το παράρτημα J.JJ του ΕΝ 1998-2, ο ελάχιστος δυναμικός συντελεστής τριβής λαμβάνει την τιμή :

$$\mu_{\min} = (1 - 16\%) \cdot \mu \tag{7-5}$$

Έτσι,

 $\mu_{\min} = (1 - 16\%) \cdot 0.06 = 0.05$ 

Ενώ η μέγιστη τιμή :

$$\mu_{\max} = (1 + 16\%) \cdot \mu \cdot \lambda \tag{7-6}$$

Όπου,

$$\lambda = \lambda_{u1} \cdot \lambda_{u2} \cdot \lambda_{u3} \cdot \lambda_{u4} \tag{7-7}$$

Kaı

$$\lambda_{ui} = 1 + (f_i - 1) \cdot \psi_{fi} \tag{7-8}$$

Ο συντελεστής ψ<sub>fi</sub> ονομάζεται συντελεστής συνδυασμού. Επιλέγεται από τον Πίνακας 7-1 και για κατηγορία σπουδαιότητας Ι λαμβάνει την τιμή 0.6.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Ψs
III	0.90
П	0.7
Ι	0.6

Πίνακας 7-1 : Συντελεστής συνδυασμού	ψ <sub>fi</sub>
--------------------------------------	-----------------

Οι συντελεστές f<sub>i</sub> αντιπροσωπεύουν τους παράγοντες που επιδρούν στο δυναμικό συντελεστή τριβής. Πιο συγκεκριμένα,

- f1 αντιπροσωπεύει την επίδραση της γήρανσης
- f2 αντιπροσωπεύει την επίδραση της θερμοκρασιακής μεταβολής
- f<sub>3</sub> αντιπροσωπεύει την επίδραση της ρύπανσης
- f4 αντιπροσωπεύει την επίδραση της συσσορευόμενης διαδρομής

Οι τιμές τους λαμβάνονται από τους ακόλουθους πίνακες :

Στοιχείο	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο		ΡΤΓΕ με λιπαντικό μέσο		Διμεταλλική δια	επιφάνεια
Περιβαλλ οντικές συνθήκες	Μονωτήρες με προστατευτι κή σφράγιση	Μονωτήρες χωρίς προστατευτι κή σφράγιση	Μονωτήρες με προστατευτι κή σφράγιση	Μονωτήρες χωρίς προστατευτι κή σφράγιση	Μονωτήρες με προστατευτι κή σφράγιση	Μονωτήρε ς χωρίς προστατευ τική σφράγιση
Κανονικές	1.1	1.2	1.3	1.4	2.0	2.2
Ακραίες	1.2	1.5	1.4	1.8	2.2	2.5

Πίνακας 7-2 : Τιμές του συντελεστή f1

- Επιλέγεται τιμή f1=1.1 : «Μονωτήτες με προστατευτική σφράγιση»

Θερμοκρασία σχεδιασμού	_	$\lambda_{max, t2}$	
T <sub>min,b</sub> (°C)	<b>PTFE</b> χωρίς λιπαντικό μέσο	ΡΤΓΕ με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια
20	1.0	1.0	
0	1.1	1.3	Απαιτούνται
-10	1.2	1.5	δοκιμές
-30	1.5	3.0	

Πίνακας 7-3 : Τιμές του συντελεστή f2

Αρχικά υπολογίζεται η τιμή :

$$T_{\min b} = \psi_2 \cdot T_{\min} + \Delta T_1 = 0.5 \cdot (-15) + 5 = -2.5 \,^{\circ}\text{C}$$

Όπου η θερμοκρασιακή διαφορά ΔΤ<sub>1</sub> λαμβάνεται από τον Πίνακας 7-4 και για σύμμικτο κατάστρωμα παίρνει την τιμή ΔΤ<sub>1</sub>=5°C.

Πίνακας 7-4 : Τιμές θερμοκρασιακής διαφοράς ΔΤ1

Φορέας	Σκυρόδεμα	Σύμμικτο	Χάλυβας
$\Delta T_1(^{\circ}C)$	7.5	5.0	-2.5

Με γραμμική παρεμβολή από τον Πίνακας 7-3, προκύπτει f<sub>2</sub>=1.125.

Τρόπος εγκατάστασης	$\lambda_{\max, 12}$			
	ΡΤΓΕ χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια	
Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα κάτω	1.0	1.0	1.0	
Μονωτήρας με προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα επάνω	1.1	1.1	1.1	
Μονωτήρας χωρίς προστατευτική σφράγιση, επιφάνεια ανοξείδωτου χάλυβα προς τα κάτω	1.2	3.0	1.1	

Πίνακας 7-5 : Τιμές του συντελεστή f3

Επιλέγεται η τιμή f<sub>3</sub>=1.1.

Πίνακας 7-6 : Τιμές του συντελεστή f4
---------------------------------------

Συνολική διαδρομή (km)	λ <sub>max,f2</sub>		
	PTFE χωρίς λιπαντικό μέσο	PTFE με λιπαντικό μέσο	Διμεταλλική διεπιφάνεια
≤1.0	1.0	1.0	Απαιτούνται δοκιμές
$1.0 < \kappa \alpha n \le 2$	1.2	1.0	Απαιτούνται δοκιμές

- Λαμβάνεται η τιμή f4=1.0, για συσσωρευόμενη διαδρομή μικρότερη από 1km.

Οπότε, υπολογίζονται οι επιμέρους συντελεστές :  $-\lambda = -1 + (f - 1), y_{1} = -1 + (1 - 1), 0.6 - 1.06$ 

$$-\lambda_{u1} = 1 + (f_1 - 1) \cdot \psi_{fi} = 1 + (1.1 - 1) \cdot 0.6 = 1.06$$
$$-\lambda_{u2} = 1 + (f_2 - 1) \cdot \psi_{fi} = 1 + (1.125 - 1) \cdot 0.6 = 1.075$$
$$-\lambda_{u3} = 1 + (f_3 - 1) \cdot \psi_{fi} = 1 + (1.1 - 1) \cdot 0.6 = 1.06$$
$$-\lambda_{u4} = 1 + (f_4 - 1) \cdot \psi_{fi} = 1 + (1 - 1) \cdot 0.6 = 1$$

Και ἑτσι,

 $\lambda = \lambda_{u1} \cdot \lambda_{u2} \cdot \lambda_{u3} \cdot \lambda_{u4} = 1.06 \cdot 1.075 \cdot 1.06 \cdot 1 = 1.208$ 

Και τελικά,

 $\mu_{\text{max}} = (1+16\%) \cdot \mu \cdot \lambda = 1.16 \cdot 0.06 \cdot 1.208 = 0.084$ 

Η ανάλυση αποσκοπεί στον υπολογισμό της πραγματικής μετακίνησης του ταλαντωτή και αποτελεί μια επαναληπτική διαδικασία μέσω δοκιμών. Αρχικά, θεωρείται μια μετακίνηση dbd, για την οποία προσδιορίζονται η δυσκαμψία (Keff) και η ιδιοπερίοδος (Teff) του αντίστοιχου μονοβάθμιου συστήματος και στη συνέχεια τα χαρακτηριστικά του μονωτήρα (ED, ξeff, ηeff). Η πραγματική μετακίνηση λαμβάνεται όταν η αρχικώς υποτιθέμενη μετακίνηση συγκλίνει (με εύρος ±5%) με την μετακίνση του ισοδύναμου μονοβάθμιου.

### 7.2 Υπολογισμός κατακορύφων δυνάμεων στα εφέδρανα

Από τον σεισμικό συνδυασμό, το φορτίο σχεδιασμού είναι :

 $W_d = G + \psi_2 \cdot Q = G + 0.3 \cdot Q$ 

Από τα μόνιμα φορτία λαμβάνεται υπ' όψη το ίδιο βάρος του χάλυβα και του σκυροδέματος και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία, ενώ από τα κινητά η πρότυπη φόρτιση LM 71.



Εικόνα 7-1 : Ονομασία εφεδράνων

Οι αντιδράσεις από τα κατοκόρυφα φορτία παρουσιάζονται στον Πίνακας 7-7 :

Στήριξη	Κατακόρυφη Αντίδραση (kN)
A1	14981
A2	8556
A3	8549
A4	15009
M1	15151
M2	21691
M3	21691
M4	15154
A5	7972
A6	7972
Άθροισμα	136726

Πίνακας 7-7 : Κατακόρυφες αντιδράσεις στήριξης από το σεισμικό σχεδιασμό

#### 7.3 Ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΚΤΠΣ

Τα χαρακτηριστικά του συστήματος για ανάλυση ΚΤΠΣ είναι : R<sub>b</sub>=3m, μ=μ<sub>min</sub>=0.05.

Για την 1<sup>η</sup> δοκιμή, υποτίθεται d<sub>cd</sub>=0.2m. Οπότε υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά του ταλαντωτή :

$$K_{eff} = \frac{F_{\max}}{d_{bd}} = \frac{N_{sd} \cdot \mu_{\min}}{d_{bd}} + \frac{N_{sd}}{R_b}$$
$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{M/K_{eff}} = 2\pi \sqrt{\frac{N_{sd}/g}{K_{eff}}}$$

Και προκύπτουν τα χαρακτηριστικά του μονωτήρα:

$$E_D = 4 \cdot \mu_d \cdot N_{sd} \cdot d_{db}$$
$$\xi_{eff} = \frac{E_D}{2\pi \cdot K_{eff} \cdot d_{cd}^2}$$
$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0.1}{0.05 + \xi_{eff}}}$$

Η πραγματική μετακίνηση υπολογίζεται από τον Πίνακας 7-8 :

Πίνακας 7-8 : Τιμές της μετακίνησης ανάλογα με την ιδιοπερίοδο

$T_{e\!f\!f}$	$d_{\scriptscriptstyle bd}$			
$T_C = 0.5s \le T_{eff} \le T_D = 2.5s$	$\frac{0.625}{\pi^2} \cdot S \cdot a_g \cdot \eta_{e\!f\!f} \cdot T_C \cdot T_{e\!f\!f}$			
$T_D < T_{eff} \le 4s$	$\frac{0.625}{\pi^2} \cdot S \cdot a_g \cdot \eta_{eff} \cdot T_C \cdot T_D$			

Για κατηγορία εδάφους Β, λαμβάνεται S=1.2 και α<sub>g</sub>=2.4m/s<sup>2</sup>.

Πίνακας 7-9	:	<b>1</b> ŋ	δοκιμή	σύγκλ	λισης	γıa	κτπΣ
-------------	---	------------	--------	-------	-------	-----	------

Δοκιμή 1 <sup>η</sup>				
$d_{cd}$	0.2m			
K <sub>eff</sub>	79648.33kN/m			
$T_{eff}$	2.62s			
ED	5461.6kNm			
ξ <sub>eff</sub>	0.27			
$\eta_{eff}$	0.55			
Eίναι T <sub>C</sub> <t<sub>eff<t<sub>D</t<sub></t<sub>				
d <sub>cd</sub> 0.13m				
Όχι σύγκλιση				

Πίνακας 7-10 : 2	2 <sup>η</sup> δοκιμή	σύγκλισης ν	για ΚΤΠΣ
------------------	-----------------------	-------------	----------

Δοκιμή 2 <sup>η</sup>				
d <sub>cd</sub>	0.09m			
K <sub>eff</sub>	121368.9kN/m			
T <sub>eff</sub>	2.12s			
ED	2457.72kNm			
ξ <sub>eff</sub>	0.39			
$\eta_{eff}$	0.47			
Είναι T <sub>C</sub> <t<sub>eff<t<sub>D</t<sub></t<sub>				
d <sub>cd</sub>	0.09m			
Σύγκλιση				

Η μετακίνηση σχεδιασμού προκύπτει ίση με :

 $d_{bd} = 1.5 \cdot d_{cd} = 1.5 \cdot 0.09 = 0.135m$ 

## 7.4 Ανάλυση ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή για ΑΤΠΣ

Όμοια, με  $\mu = \mu_{max} = 0.084$  :

Πινακάς 7-11 : 1" οοκιμη για ΑΠΤΣ				
Δοκιμή 1 <sup>η</sup>				
d <sub>cd</sub> 0.054m				
K <sub>eff</sub>	257908.9kN/m			
T <sub>eff</sub>	1.46s			
ED	2477.38kNm			
$\xi_{eff}$	0.52			
η <sub>eff</sub> 0.417				
Είναι T <sub>C</sub> <t<sub>eff<t<sub>D</t<sub></t<sub>				
d <sub>cd</sub> 0.054m				
Σύγκλιση				

Η μετακίνηση σχεδιασμού προκύπτει ίση με :

 $d_{bd} = 1.5 \cdot d_{cd} = 1.5 \cdot 0.054 = 0.082m$ 

### 7.5 Προσομοίωση εφεδράνων με ελατήρια

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των εφεδράνων στο περιβάλλον του Sofistik, υπολογίστηκε η δύναμη διαρροής F<sub>0</sub>, που αντιστοιχεί σε μηδενική μετακίνηση, καθώς και η μετελαστική δυσκαμψία K<sub>P</sub> για κάθε εφέδρανο ως εξής :

$F_{0,i} = \mu_d \cdot N_{sd,i}$	(7-9)
$F_{0,i} = \mu_d \cdot N_{sd,i}$	(7-9

$$K_{p,i} = \frac{N_{sd,i}}{R_b}$$
(7-10)

Στήριξη	$F_{0,i}(kN)$	$K_{p,i}(kN/m)$
A1	4993.67	749.05
A2	2852	427.80
A3	2849.67	427.45
A4	5003	750.45
M1	5050.33	757.55
M2	7230.33	1084.55
M3	7230.33	1084.55

Πίνακας 7-12 : Δύναμη διαρροής και μετελαστική δυσκαμψία εφεδράνων

Πίνακας 7-11 : 1η δοκιμή για ΑΤΠΣ

M4	5051.33	757.70
A5	2657.33	398.60
A6	2657.33	398.60

Για λόγους ομαδοποίησης, επιλέγονται δύο τύποι εφεδράνων στις στηρίξεις με παρόμοια χαρακτηριστικά. Οπότε, λαμβάνεται ο μέσος όρος των (Α1, Α4, Μ1, Μ2, Μ3, Μ4), των (Α2, Α3, Α5, Α6).

Έτσι για τα (Α1, Α4, Μ1, Μ2, Μ3, Μ4) είναι :

 $F_{01} = 5759.8 kN$  кан  $K_{p1} = 864 kN/m$  (Ти́пос I)

Каі үіа та (А2, А3, А5, А6) :

 $F_{0.2} = 2754.1 kN$  кан  $K_{p,1} = 413.1 kN/m$  (Ти́пос II)

Τα εφέδρανα Τύπου Ι και Τύπου ΙΙ, προσομοιάζονται στο περιβάλλον του Sofistik ως οριζόντια ελατήρια κατά x και κατά y που ακολουθούν ένα συγκεκριμένο νόμο. Ο νόμος για το κάθε ελατήριο αποτελεί τη διγραμμική καμπύλη F – δ, η οποία ορίζεται μέσω του task «Work Laws». Η οριζόντια δυσκαμψία των ελατηρίων που λαμβάνεται υπ' όψη στο μοντέλο είναι αυτή του ισοδύναμου μονοβάθμιου, δηλαδή η K<sub>eff</sub>, για τη μέγιστη μετακίνηση σχεδιασμού.

Για τον Τύπο Ι είναι :

$$K_{eff,1} = N_{sd,1} \cdot \left(\frac{\mu_{\min}}{d_{bd}} + \frac{1}{R_b}\right) = 17279.5 \cdot \left(\frac{0.05}{0.135} + \frac{1}{3}\right) = 12164kN/m$$

Ενώ για τον Τύπο ΙΙ :

$$K_{eff,2} = N_{sd,2} \cdot \left(\frac{\mu_{\min}}{d_{bd}} + \frac{1}{R_b}\right) = 8262.25 \cdot \left(\frac{0.05}{0.135} + \frac{1}{3}\right) = 5816.2 \, kN/m$$

όπου, N<sub>sd,1</sub> και N<sub>sd,2</sub> είναι οι μέσοι όροι των κατακορύφων αντιδράσεων για το σεισμικό συνδυασμό για τον Τύπο Ι και ΙΙ αντίστοιχα.

#### 7.6 Έλεγχος ολίσθησης

Για την επάρκεια των εφεδράνων πρέπει να ελεγχθεί αν η γέφυρα κινδυνεύει να ολισθήσει πάνω στη σφαιρική επιφάνεια των εφεδράνων, λόγω του συνδυασμού έλξης και πέδησης. Για να γίνει αυτό, ελέγχεται αν η οριζόντια δύναμη του συνδυασμού έλξης και πέδησης ξεπερνά την οριζόντια δύναμη που αναπτύσσεται λόγω των κατακόρυφων φορτίων μέσω της τριβής, στην ελαφρύτερη κατάσταση της γέφυρας, δηλαδή χωρίς φορτία κυκλοφορίας.

Λόγω των μόνιμων φορτίων, η οριζόντια δύναμη που αναπτύσσεται στα εφέδρανα μέσω της τριβής είναι :

 $F_{H,\min} = N_{sd,\min} \cdot \mu_{\min} = 1149354 \cdot 0.06 = 689612kN$ 

Ενώ, ο συνδυασμός έλξης και πέδησης προκαλεί οριζόντια δύναμη :

 $F_{H,elk/ped} = 1000 + 5120 = 6120 kN < F_{H,min}$ 

Επομένως, δεν τίθεται κίνδυνος ολίσθησης.

## 7.7 Τύπος εφεδράνων

Με βάση το λόγο της κατακόρυφης δύναμης στο σεισμικό σχεδιασμό και της κατακόρυφης δύναμης στο συνδυασμό ΟΚΑ, επιλέγεται ο τύπος των εφεδράνων FPS από την εταιρία Maurer.

Στήριξη	$N_{_{earthquake}}(kN)$	$N_{ult}(kN)$
A1	14981	31062
A2	8556	19564
A3	8549	19554
A4	15009	31098
M1	15151	30496
M2	21691	50764
M3	21691	50768
M4	15154	30501
A5	7972	19780
A6	7972	19780

Πίνακας 7-13 : Κατακόρυφες αντιδράσεις στο σεισμικό συνδυασμό και στο συνδυασμό ΟΚΑ



		SIP		SIP-D		
N <sub>Ed</sub> / N <sub>Edmax</sub>	d	Plan view A*	Height H**	Plan view A*	Height H**	
[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
500 / 500	+/-350	820	155	530	125	
1,000 / 2,000	+/-350	880	165	580	135	
2,000 / 4,000	+/-350	940	175	650	150	
3,000 / 6,000	+/-350	990	185	710	165	
5,000 / 10,000	+/-350	1,085	190	790	200	
7,000 / 14,000	+/-350	1,160	200	860	230	
11,000 / 22,000	+/-350	1,260	215	980	280	
15,000 / 30,000	+/-350	1,360	240	1,080	330	
25,000 / 50,000	+/-350	1,560	295	1,250	420	
30,000 / 60,000	+/-350	1,620	325	1,310	485	
35,000 / 70,000	+/-350	1,710	365	1,410	550	

N<sub>Ed</sub> = vertical average seismic design load for required dynamic friction within the sliding couple

Edmax = max. vertical earthquake load combined with d

condition (thermal/wind/creep/shrinkage)

\* based on assumption of 5 % dynamic friction for N<sub>Ed</sub> \*\* based on assumption of 3,000 mm pendulum radius; without anchoring measures; depending on specified concrete compression stresses



## Η επιλογή των διαστάσεων φαίνεται στον Πίνακας 7-14 :

Τύπος Ι	Τύπος ΙΙ
SIP	SIP
A=1560mm	A=1260mm
H=295mm	H=215mm
R <sub>b</sub> =3m	R <sub>b</sub> =3m
μ=0.06	μ=0.06

Πίνακας 7-14 : Επιλογή τύπου εφεδράνων

## 8 ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

## 8.1 Έλεγχος διαδοκίδας

Κατά την ανέγερση, οι διαδοκίδες καταπονούνται από το ίδιο βάρος τους, καθώς και από το βάρος του νωπού σκυροδέματος, προτού παραλάβουν τα υπόλοιπα φορτία.

#### 8.1.1 Έλεγχος σε κάμψη

Ίδιο βάρος διαδοκίδας :  $q_w = A_a \cdot \gamma_s = 342 \cdot 10^{-4} \cdot 78.5 = 2.68 k N / m$ 

Ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος :  $q_c = A_c \cdot \gamma_c = 4 \cdot 0.3 \cdot 26 = 31.2 kN/m$ 

Επομένως, συνολικό φορτίο : q = 2.68 + 31.2 = 33.88 kN / m

Η διαδοκίδες συγκολούνται στο κάτω πέλμα του δικτυώματος και στα δύο άκρα τους.

Από το Sofistik, εφαρμόζοντας τις Loadcases που αφορούν το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα και το βάρος της πλάκας σκυροδέματος, προκύπτουν τα διαγράμματα :





Εικόνα 8-1 : Διάγραμμα ροπών Μ<sub>ν</sub> των διαδοκίδων στη φάση κατασκευής (α) στο άνοιγμα των 256m και (β) στο άνοιγμα των 128m

Από τα παραπάνω διαγράμματα συμπαιρένεται ότι οι διαδοκίδες δε συμπεριφέρονται αυστηρά ως αμφίπακτες. Παρ' όλα αυτά παρουσιάζουν ροπές στις στηρίξεις τους, κυρίως στο άνοιγμα των 256m. Στο άνοιγμα των 128m συμπεριφέρονται περισσότερο ως αμφιέρειστες.

Έτσι ο έλεγχος στο μέσον της διαδοκίδας θα γίνει με την τιμή της ροπής αμφιέρειστης δοκού, ενώ στη στήριξη θα γίνει με την τιμή της ροπής αμφίπακτης δοκού.

Έτσι, στο μέσον η δρώσα ροπή είναι :

$$M_{Ed}^{+} = q \frac{l^2}{8} = 33.88 \cdot \frac{10.7^2}{8} = 484.86 kNm$$

ενώ στη στήριξη είναι :

$$M_{Ed}^{-} = q \frac{l^2}{12} = 33.88 \cdot \frac{10.7^2}{12} = 323.24 kNm$$

η οποία όμως είναι μικρότερη από αυτή που εμφανίζεται από το Sofistik, επομένως υιοθετείται η τιμή του προγράμματος :

$$M_{Ed}^{-} = 341 k N m$$

Η ροπή αντοχής της διαδοκίδας στη φάση κατασκευής είναι :

$$M_{Rd} = W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{I_y}{h/2} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{32986849}{76/2} \cdot \frac{35.5}{1.1} = 280151.47 kNcm = 2801.51 kNm$$

Έτσι, η διαδοκίδα επαρκεί σε κάμψη στη φάση κατασκευής.

Μένει να ελεγχθεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Καθώς η διαδοκίδα, όπως αναφέρθηκε, συμπεριφέρεται και ως «μερικώς αμφίπακτη» αλλά και ως «μερικώς αμφιέρειστη», λαμβάνεται συντηριτικά ως μήκος λυγισμού ολόκληρο το εσωτερικό μήκος L<sub>cr</sub>=L=10.7m, δηλαδή το μήκος ανάμεσα στα δύο δικτυώματα.

Επίσης, από τα στοιχεία αμφιερείστου δοκού που ελέγχεται σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, προκύπτουν οι συντελεστές :

$$C_1 = 1.132$$
,  $C_2 = 0.454$  кан  $C_3 = 0.525$ 

Οπότε, υπολογίζεται η κρίσιμη ροπή λυγισμού :

$$\begin{split} M_{cr} &= C_1 \cdot \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr}^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0.5} \right\} = \\ &= 1.132 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 2.669 \cdot 10^{-4}}{10.7^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \frac{3.6 \cdot 10^{-5}}{2.669 \cdot 10^{-4}} + \frac{10.7^2 \cdot 80770 \cdot 10^3 \cdot 4.93 \cdot 10^{-6}}{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 2.669 \cdot 10^{-4}} \right]^{0.5} \right\} = \end{split}$$

= 2503.89 kNm

Επιλέγεται καμπύλη λυγισμού c, αφού h/b=76/40=1.9<2 οπότε :

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{I_y \cdot f_y}{\frac{h}{2} \cdot M_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.00329 \cdot 35.5}{\frac{76}{2} \cdot 250389}} = 1.22$$

$$\chi_{LT} = 0.42$$

Άρα, η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό είναι :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_{el,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0.42 \cdot \frac{8.6 \cdot 10^{-3} \cdot 355000}{1.1} = 1165.7 kNm > M_{Ed}$$

Επομένως, η διαδοκίδα επαρκεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό στη φάση κατασκευής.

#### 8.2 Κατασκευή και ανέγερση

Αρχικά θα κατασκευαστεί ο φορέας του δικτυώματος. Λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων και της μη ύπαρξης του τόξου στο στάδιο αυτό, το δικτύωμα θα χωριστεί σε έξι τμήματα, όπως παρουσιάζεται παρακάτω :

– 1° Τμήμα :



Εικόνα 8-2 : Εξεταζόμενο τμήμα 1



Εικόνα 8-3 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο τμήμα 1 λόγω ιδίου βάρους

– 2° Τμήμα :

<u>114</u>



Εικόνα 8-4 : Εξεταζόμενο τμήμα 2



Εικόνα 8-5 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο τμήμα 2 λόγω ιδίου βάρους

– 3° Τμήμα :



Εικόνα 8-7 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο τμήμα 3 λόγω ιδίου βάρους

– 4° Τμήμα :



Εικόνα 8-9 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο τμήμα 4 λόγω ιδίου βάρους

## – 5° Τμήμα :



Εικόνα 8-11 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο τμήμα 5 λόγω ιδίου βάρους

– 6° Τμήμα :



Εικόνα 8-13 : Διάγραμμα τάσεων Von Mises στο τμήμα 6 λόγω ιδίου βάρους



Εικόνα 8-14 : Τυπικό αμφιέρειστο τμήμα

Οι τάσεις οι οποίες αναπτύσσονται στη φάση κατασκευής και παρουσιάζονται στα προηγούμενα διαγράμματα θεωρείται ότι δρουν ως παραμένουσες τάσεις στην λειτουργία του τελικού φορέα, σύμφωνα με τον οποίο έγινε η ανάλυση. Από τα διαγράμματα στην ΟΚΑ, υπάρχει περιθώριο άθροισης των τάσεων που αναπτύσσονται στη φάση κατασκευής δίχως να υπάρχει υπέρβαση του όριου διαρροής στις διατομές.

Για το κάθε τμήμα, η διαδικασία κατασκευής είναι η εξής :

Αρχικά, συγκολούνται τα πέλματα των δικτυωμάτων, ώστε να σχηματιστούν συνεχείς δοκοί.
 Κατόπιν, γίνεται η συγκόλληση των διαγωνίων μελών πάνω στα πέλματα, ώστε να σχηματιστούν τα δύο δικτυώματα.



Εικόνα 8-15 : Λεπτομέρεια σύνδεσης διαγωνίων με πέλματα δικτυώματος

- Υστερα, συγκολλούνται οι διαδοκίδες ενώνοντας τα κάτω πέλματα των δύο δικτυωμάτων, σχηματίζοντας τον τελικό φορέα κάθε τμήματος.
- Το κάθε τμήμα σηκώνεται με γερανούς και τοποθετείται στην κατάλληλη θέση, στηριζόμενο σε προσωρινούς πύργους.

Οι πύργοι παραμένουν να στηρίζουν τα αμφιέρειστα τμήματα έως ότου ολοκληρωθεί και η κατασκευή των τόξων. Για την κατασκευή των τόξων στήνονται δύο ακόμα πύργοι στα σημεία έδρασής τους. Από τους πύργους αυτούς αναρτώνται, μέσω καλωδίων, τα τμήματα των τόξων που συγκολλούνται μεταξύ τους, έως ότου ολοκληρωθεί η κατασκευή των τόξων.





Εικόνα 8-16 : Στάδια κατασκευής τόξων

Αφού τα τόξα ολοκληρωθούν, συνδέονται με τις εγκάρσιες διαδοκίδες. Κατόπιν συγκολούνται τα τμήματα των δικτυωμάτων μεταξύ τους και τοποθετούνται τα καλώδια. Τέλος, αφαιρούνται οι προσωρινοί πύργοι στα δικτυώματα και στα τόξα, οπότε στο φορέα μπορούν να συνεχίσουν οι λοιπές εργασίες.



Εικόνα 8-17 : Τελική μορφή φορέα

## 8.3 Βάρος μεταλλικού φορέα

Το συνολικό βάρος του μεταλλικού φορέα ανέρχεται στους 6616.6 τόνους, το οποίο ανάγεται σε 1230.7kg/m<sup>2</sup> καταστρώματος.

## 9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Ι. Βάγιας, Α. Ηλιόπουλος, Π. Θανόπουλος, «Σχεδιασμός σύμμικτων γεφυρών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδ. Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2016
- [2] Ι. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδ. Κλειδάριθμος, Αθήνα, 2013
- [3] Χ. Πυργίδης, «Συστήματα σιδηροδρομικών μεταφορών», Εκδ. Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 2009
- [4] J.-A. Calgaro, M. Tschumi, H. Gulvanessian, «Designers' Guide to Eurocode I: Actions on Bridges», Thomas Telford Publishing, London UK, 2010
- [5] C. R. Hendy and C. J. Murphy, "Designers' Guide to EN 1993-2, Eurocode 3: Design of steel bridges, Part 2: Steel bridges", Thomas Telford Publishing, London UK, 2007
- [6] B. Kolias, M. Fardis, Al. Pecker, "Designers' Guide to Eurocode 8: Design of bridges on earthquake resistance. EN1998-2", ICE Publishing, London UK, 2012
- [7] ΕΝ1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
- [8] ΕΝ1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
- [9] ΕΝ1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003
- [10] ΕΝ1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005
- [11] ΕΝ1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003
- [12] ΕΝ1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005
- [13] ΕΝ1993-1-9: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-9: Κόπωση, CEN, Απρίλιος 2004
- [14] ΕΝ1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες

γἑφυρες, CEN, Βρυξἑλλες, Οκτώβριος 2006