RI

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Διατμηματικό πρόγραμμα μεταπτυχιακών σπουδών

«Δομοστατικός σχεδιασμός και ανάλυση των κατασκευών»



Μεταπτυχιακή Εργασία

«Σχεδιασμός χαλύβδινης γέφυρας με ορθότροπο κατάστρωμα»

Ονοματεπώνυμο: Μπεκιάρη Αναστασία Επιβλέπων: Θανόπουλος Παύλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2020 ΕΜΚ ΜΕ 2020/12

Περιεχόμενα

Περίληψη	11
Abstract	12
1. Εισαγωγή	13
2. Ορθότροπα καταστρώματα	14
2.1 Εισαγωγή	14
2.2 Σύγκριση με συμβατικές γέφυρες	14
2.2.1 Πλεονεκτήματα-μειονεκτήματα	14
2.2.2 Δομικό σύστημα	16
2.2.3 Παράγοντες που συνεισφέρουν στην οικονομία της κτίσης της χαλύβδινης καταστρώματος	πλάκας 17
2.3 Συστήματα	17
2.3.1 Ανοιχτά - κλειστά συστήματα δοκίδων	
2.3.1.1 Ανοιχτές διατομές	19
2.3.1.2 Κλειστές διατομές	19
3. Σχεδιασμός και δομικά μέλη	21
3.1 Σχεδιαστικές θεωρήσεις	21
3.1.1 Σχεδιασμός καταστρώματος	22
3.1.2 Σχεδιασμός δοκίδων	23
3.1.3 Σχεδιασμός της εγκάρσιας δοκού και κύριας δοκού	24
3.2 Ιδιότητες μίας ιδανικής ορθότροπης πλάκας	25
3.2.1 Βασικές υποθέσεις	25
3.3 Σχεδιαστική ανάλυση χαλύβδινων πλακών καταστρώματος βασισμένη στην ορθ θεωρία πλακών) ότροπη 26
3.3.1 Αποτελέσματα της ασυνέχειας στους υπολογισμούς των τάσεων	26
3.3.2 Ιδιότητες της χαλύβδινης πλάκας στη μεταβλητότητα με υποθέσεις από της ορθότροπης πλάκας	; θεωρία 27
3.4 Απλοποιήσεις υποθέσεων για το σχεδιασμό	28
3.5 Διάρκεια ζωής σχεδιασμού	29
3.6 Λειτουργία δομικών στοιχείων	29
3.6.1 Δομικά στοιχεία της χαλύβδινης πλάκας	29
3.6.1.1 Ανάλυση συστημάτων	29
4. Παραμορφώσεις και μηχανισμοί συμπεριφοράς	31
4.1 Στήριξη καταστρώματος	31
4.1.1 Το κατάστρωμα υποστηρίζεται από ανοιχτή διατομή	31

4.1.2 Το κατάστρωμα υποστηρίζεται από κλειστή διατομή	
4.2 Φόρτιση	35
4.2.1 Ανάλυση Fourier για το φορτίο	35
4.3 Μηχανισμοί συμπεριφοράς	
4.3.1 Συστήματα παραμόρφωσης	
4.4 Στρεπτική δυσκαμψία	40
4.4.1 Εισαγωγή	40
4.4.2 Στρεπτικές παραμορφώσεις των δοκίδων	40
4.4.3 Υπολογισμός της ωφέλιμης στρεπτικής δυσκαμψίας	42
4.5 Λυγισμός	43
4.5.1 Σταθερότητα	43
4.5.2 Τοπικός λυγισμός	44
4.6 Κόπωση	45
4.6.1 Εκτιμήση τάσεων	45
4.6.2 Θεωρίες κόπωσης	46
4.6.3 Κόπωση του χάλυβα των λεπτομερειών σύνδεσης	47
4.6.4 Καθορισμός ανάλυσης για την αξιολόγηση κόπωσης	47
5. Κατασκευή	49
5.1 Τυπικές διατομές γέφυρας	49
5.2 Εγκάρσιες δοκοί	51
5.3 Κατασκευή συγκολλήσεων	51
5.3.1 Γενικά σχόλια στις συγκολλήσεις των χαλύβδινων πλακών	51
5.3.2 Κατασκευή των πλακών της πλάκας καταστρώματος	52
5.4 Κατασκευή και συντήρηση	53
5.4.1 Τοποθέτηση της επιφάνειας φθοράς	53
5.4.2 Συντήρηση	54
5.4.3 Προστασία από τη διάβρωση	54
5.4.4 Οφέλη της επιφάνειας φθοράς	54
5.4.5 Απαιτήσεις επιφάνειας φθοράς	55
5.4.6 Σύνθετη συμπεριφορά με την επιφάνεια καταστρώματος	56
6. Παρουσίαση προσομοιώματος	57
6.1 Παρουσίαση προγράμματος προσομοίωσης (SOFiSTiK)	57
6.2 Μόρφωση Γέφυρας	57
6.2.1 Διατομές	58
7. Δράσεις	62
7.1 Μόνιμες Δράσεις	62

7.2 Μεταβλητές Δράσεις	63
7.2.1 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας	63
7.2.1.1 Μοντέλο Φόρτισης 1	64
7.2.1.2 Προσομοίωμα φόρτισης κόπωσης	66
7.2.1.3 Δράσεις σε Πεζοδρόμια	67
7.2.2 Οριζόντια φορτία	68
7.2.2.1 Φορτία ανέμου	68
7.2.2.2 Δεδομένα για τον άνεμο	68
7.2.2.3 Υπολογισμός φορτίου ανέμου	75
7.3 Συνδυασμοί δράσεων	77
β. Παρουσίαση αποτελεσμάτων & Έλεγχοι	81
8.1 Υπολογισμός ενεργού πλάτους	81
8.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας	83
8.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	98
8.4 Έλεγχος κόπωσης1	00
9.Συμπεράσματα1	04
.0. Βιβλιογραφία1	05

Πίνακας εικόνων

α 1.1: Κρεμαστή ορθότροπη γέφυρα Ακάσι-Καϊκιό στην Ιαπωνία, 1998. (Wikipedia)1		
Εικόνα 2.1: Σύγκριση συμβατικής και ορθότροπης γέφυρας (Α. Συμβατική γέφυρα, Β. Ορθότροπη		
νέφυρα) (Blodgett 1967)		
Εικόνα 2.2: Σύνδεση δομικών στοιχείων ορθότροπης γέφυρας. (Journal of Constructional Steel		
Research Volume 141. February 2018)		
Εικόνα 2.3:Λιαφοανματική λειτουονία και απεικόνιση νεωμετοικών στοιχείων δοκίδας και		
ενκάρσιας δοκού. (Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck		
Bridges Federal Highway Administration US Department of Transportation February 2012		
Retrieved 21 January 2015 Publication No. FHWA-IF-12-027)		
Εικόνα 2 4 Τύποι ανοιντών και κλειστών συστημάτων δοκίδων (Manual for Design Construction		
and Maintenance of Orthotronic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, US		
Department of Transportation, February 2012, Retrieved 21 January 2015, Publication No. EHWA-IE-		
12_027)		
12-027 μ		
εικονα 2.3. Οροστρολή γεφορά με, (a) ανοιχίο οσοτημα σοκίσων, (b) κλειστο σοστημα		
Federal Lighway Administration, US Department of Transportation, Entry 2012, Detrioyed 21		
Lenvery 2015. Dublication No. 5UN(A 15 12 027)		
ELKOVA 3.1: I UTIKOG OZEOLAOHOG HEKOV OPOOLOOTIJ G YEOUPAG HE AVOLZTO KAL KAELOTO OUOTIJHA		
ooklowy (Troitsky, M.S., Orthotropic Steel Deck Bridges, 2 nd ed., JFL Arch Welding Foundation,		
Cleveland, OH, 1987. Courtesy of the James F. Lincoin Arc Weiding Foundation)		
Εικονα 3.2:Αναλυση τεσσαρών μελών του ορθοτροπού καταστρώματος. (a) Πρώτο μελος-		
κατάστρωμα, (b) Δεύτερο μέλος-δοκίδα (κλειστή), Τρίτο μέλος-εγκάρσια δοκός, (d) Τέταρτο μέλος-		
κύρια δοκός.(Mangus, Alfred R.; Sun, Shawn (1999). "Ch. 14: Orthotropic Deck Bridges". In Chen,		
Wai-Fah; Duan, Lian (eds.). Bridge Engineering Handbook (1st ed.). Boca Raton FI: CRC Press)22		
Εικόνα 3.3: Σχεδιασμός μελών του ορθότροπου καταστρώματος. (Hans De Backer, December 2015)		
Εικόνα 3.4: Απεικόνιση ωφέλιμου πλάτους. (Mangus, Alfred R.; Sun, Shawn (1999). "Ch. 14:		
Orthotropic Deck Bridges". In Chen, Wai-Fah; Duan, Lian (eds.). Bridge Engineering Handbook (1st		
ed.). Boca Raton FI: CRC Press)		
Εικόνα 4.1: Πλάκα καταστρώματος στηριζόμενη σε ανοιχτό σύστημα δοκίδων και συμπεριφέρεται		
ως συνεχόμενη πλάκα σε άκαμπτες στηρίξεις (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic		
Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21		
January 2015.)		
Εικόνα 4.2: Παράγοντες της πλάκας για το διάγραμμα ροπών σε συνεχόμενη ισοτροπική πλάκα, (α)		
Διάγραμμα ροπών στο άνοιγμα, (b) Διάγραμμα ροπών στη στήριξη. (Wolchuk, R. (1963). Design		
Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel		
Construction. Retrieved 21 January 2015.)		
Εικόνα 4.3: Διαμήκεις δοκίδες που συμπεριφέρονται ως ελαστικές στηρίξεις της πλάκας		
καταστρώματος32		
Εικόνα 4.4: Παράδειγμα υπολογισμού του διαγράμματος ροπών στη πλάκα καταστρώματος που		
στηρίζεται σε κλειστό σύστημα δοκίδων. Ροπές εξαιτίας της απευθείας φόρτισης (Wolchuk, R.		
(1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of		
Steel Construction. Retrieved 21 January 2015)		
Εικόνα 4.5: Παράδειγμα υπολογισμού του διαγράμματος ροπών στη πλάκα καταστρώματος που		
στηρίζεται από κλειστό σύστημα δοκίδων. Ροπές εξαιτίας της εγκάρσιας διατμητικής		

μεταφοράς(Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New Yo	ork,
NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)	34
Εικόνα 4.6: Παράδειγμα υπολογισμού του διαγράμματος ροπών στη πλάκα καταστρώματος πο	υ
στηρίζεται από κλειστό σύστημα δοκίδων. Συνολικό διάγραμμα ροπών στη πλάκα καταστρώμα	τος
στη x διεύθυνση, που αποκτήθηκε από τις επιρροές του άμεσου φορτίου και της εγκάρσιας	
διατμητικής μεταφοράς του.(Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Dec	:k
Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)	35
Εικόνα 4.7:Απεικόνιση των μεταβλητών της εξίσωσης Fourier. (Wolchuk, R. (1963). Design Man	ual
for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel	
Construction. Retrieved 21 January 2015.)	35
Εικόνα 4.8: Ημιτονοειδές φορτίο του μέλους κατά τον (FourierWolchuk, R. (1963). Design Manu	ial
for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel	
Construction. Retrieved 21 January 2015.)	36
Εικόνα 4.9: Παραμόρφωση των δοκίδων εξαιτίας της διατμητικής μεταφοράς φορτίου στη χ	
διεύθυνση. (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New Y	ork,
NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)	41
Εικόνα 4.10: (a) Λεπτομέρεια παραμόρφωσης της εικόνας 18. (b) Απεικόνιση ροπών και διάτμη	σης
της δοκίδας εξαιτίας του (a). (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Des	ck
Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)	41
Εικόνα 4.11: Διαστάσεις δοκίδας. (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plat	e
Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 201	.5.)
· · · ·	43
Εικόνα 4.12: Διάγραμμα κόπωσης κατά Wohler	46
Εικόνα 4.13: Σημεία κόπωσης στην πλάκα καταστρώματος. (Journal of Constructional Steel Rese	earch
Volume 141, February 2018)	46
Εικόνα 4.14: Σημεία κόπωσης στις συνδέσεις της πλάκας καταστρώματος. (Peter Buitelaar, Octo	ober
2010)	47
Εικόνα 4.15: Γεωμετρία συγκόλλησης	48
Εικόνα 5.1: Κατασκευή ορθότροπης πλάκας. (Wikipedia)	50
Εικόνα 5.2: Διαδικασία εφαρμογής της πλάκας καταστρώματος.(Manual for Design, Constructio	on,
and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, US	
Department of Transportation. February 2012. Retrieved 21 January 2015. Publication No. FHW	A-IF-
12-027)	50
Εικόνα 5.3: Ανέγερση της πλάκας καταστρώματος στο σημείο εφαρμογής	50
Εικόνα 5.4: Παραμορφώσεις στις συγκολλήσεις. (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthot	ropic
Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21	
January 2015.)	52
Εικόνα 5.5: Απεικόνιση της επιφάνειας φθοράς. (ASCE)	53
Εικόνα 6.1: Στατικό προσομοίωμα ορθότροπου καταστρώματος	58
Εικόνα 7.1: Λεπτομέρεια διαμόρφωσης του ακραίου τμήματος του προβόλου που περιλαμβάνε	ει το
σύστημα συγκράτησης, τις μετωπίδες και το κιγκλίδωμα των πεζών	62
Εικόνα 7.2: Εφαρμογή της Πρότυπης Φόρτισης 1 (λεπτομέρειες)	65
Εικόνα 7.3: Κατανομή συχνότητας εγκάρσιας τοποθέτησης του άξονα του οχήματος	66
Εικόνα 7.4: Απεικόνιση του πρόσθετου συντελεστή προσαύξησης	67
Εικόνα 7.5: Πρότυπη φόρτιση κόπωσης 3	67
Εικόνα 7.6: Χαρακτηριστικό φορτίο σε πεζοδρόμιο	68
Εικόνα 7.7: Διευθύνσεις των δράσεων του ανέμου σε γέφυρες	71
Εικόνα 7.8: Ύψος d _{tot} για το Α _{ref.x}	72

Εικόνα 7.9: Συντελεστής δύναμης για γέφυρες, cfx ,0	73
Εικόνα 7.10: Συντελεστής δύναμης cf,0 για κυκλικούς κυλίνδρους χωρις ροή ελεύθερων άκρων κ	αι
για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες k/b	73
Εικόνα 7.11: Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων ψλ ως συνάρτηση του συντελεσ	στή
πληρότητας φ και της λυγηρότητας λ	75
Εικόνα 8.1: Ενερνό μήκος Le σε συνεχή δοκό και κατανομή του ενερνού πλάτους	81
Εικόνα 8.2: Συμβολισμοί νια τη διατμητική υστέρηση	82
Εικόνα 8.3: Διάνραμμα ροπών κάμψης κύριας δοκού για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε οριακι	ń
κατάσταση αστοχίας	83
Εικόνα 8.4: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων της κυρίας δοκού για το δυσμενέστερο συνδυασμ	ό σε
οριακή κατάσταση αστοχίας	84
Εικόνα 8.5: Αξονικές (εφελκυστικές) δυνάμεις των κυρίων δοκών για το συνδυασμό δράσεων στι	ηv
οριακή κατάσταση αστοχίας	85
Εικόνα 8.6: Διάγραμμα ροπών κάμψης διαδοκίδας για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε οριακή	
κατάσταση αστοχίας	86
Εικόνα 8.7: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων διαδοκίδας για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε	
οριακή κατάσταση αστοχίας	87
Εικόνα 8.8: Διάγραμμα ροπών κάμψης της διαμήκης δοκού για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε	
οριακή κατάσταση αστοχίας	87
Εικόνα 8.9: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων διαμήκης δοκού για το δυσμενέστερο συνδυασμό	σε
οριακή κατάσταση αστοχίας	88
Εικόνα 8.10: Διάγραμμα θλιπτικών τάσεων διαμήκων δοκών	89
Εικόνα 8.11: Διάνραμμα αξονικών δυνάμεων καλωδίων για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε ορι	ακή
κατάσταση αστοχίας	89
Εικόνα 8.12: Διάγραμμα καμπτικών ροπών Μγ	90
Εικόνα 8.13: Διάγραμμα τεμνουσών Vz	91
Εικόνα 8.14: Διάγραμμα καμπτικών ροπών των τόξων, για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεω	v
σε οριακή κατάσταση αστοχίας	91
Εικόνα 8.15: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων των τόξων για τη δυσμενέστερη εντατική	
κατάσταση	92
Εικόνα 8.16: Αξονικές (θλιπτικές) δυνάμεις των τόξων για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων	v
στην οριακή κατάσταση αστοχίας	93
Εικόνα 8.17: Διάγραμμα στρεπτικών ροπών των τόξων	93
Εικόνα 8.18: Συντελεστής β νια τόξα με ελκυστήρα.	95
Εικόνα 8.19: Βύθιση κυρίων δοκών	98
Εικόνα 8.20: Βύθιση ενκάρσιων δοκών	
Εικόνα 8.21: Βύθιση διαμήκων δοκών	99
Εικόνα 8.22: Βύθιση συνδέσμων δυσκαμψίας	99
Εικόνα 8.23: Βύθιση τόξων	.100
Εικόνα 8.24: Καμπύλες αντοχής σε κόπωση για εύρη ορθών τάσεων	.101
Εικόνα 8.25: Εύρος ροπών στο μέλος της διαμήκους δοκίδας για φόρτιση στη μεσαία λωρίδα	-
κυκλοφορίας στο άκρο της γέφυρας	. 102
Εικόνα 8.26: Εύρος ροπών στο μέλος της διαμήκους δοκίδας για φόρτιση στη μεσαία λωρίδα	
κυκλοφορίας στο μέσον της νέφυρας	.102
Εικόνα 8.27: Εύρος ροπών στο μέλος της διαμήκους δοκίδας νια φόρτιση στην ακραία λωρίδα	
κυκλοφορίας στο μέσον της νέφυρας	103

Πίνακες

Πίνακας 3.1: Ωφέλιμο πλάτος της πλάκας καταστρώματος σε λειτουργία με τη δοκίδα (America	an
Association of State Highway and Transportation Officials, LRFD Bridge Design Specifications,	
Washington, D.C., 1994)	24
Πίνακας 4.1: Μηχανισμοί συμπεριφοράς ορθότροπου χαλύβδινου καταστρώματος . (Manual fo	or
Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway	
Administration, US Department of Transportation. February 2012. Retrieved 21	
January 2015. Publication No. FHWA-IF-12-027)	37
Πίνακας 7.1: Αριθμός και πλάτος λωρίδων κυκλοφορίας	63
Πίνακας 7.2: Βασικές τιμές των Q _{ik} και q _{ik} από το μέρος 2 του ΕC1	65
Πίνακας 7.3: Κατηγορία εδάφους και παράμετροι εδάφους	70
Πίνακας 7.4: Ύψος d _{tot} για το Α _{ref,x}	72
Πίνακας 7.5: Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας k	74
Πίνακας 7.6: Συντελεστής κ για κατακόρυφους κυλίνδρους με εν σειρά διάταξη	74
Πίνακας 7.7:Προτεινόμενες τομές λ για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατο	μές
με αιχμηρές γωνίες και δικτυωτές κατασκευές	74
Πίνακας 7.8: Βασικοί συνδυασμοί ελέγχου της ανωδομής οδικής γέφυρας	79
Πίνακας 7.9: Συντελεστές γ και ψ για τους συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση λειτουργικότη	ιτας
	80
Πίνακας 8.1: Συντελεστής ενεργού πλάτους	82
Πίνακας 8.2: Συντελεστής Κ για τον έλεγχο ακαριαίου λυγισμού	96
Πίνακας 8.3: Συντελεστής β1 για λυγισμό εκτός επιπέδου	96
Πίνακας 8.4: Συντελεστής β1 για λυγισμό εκτός επιπέδου	97
Πίνακας 8.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για κοίλες διατομές	97
Πίνακας 8.6: Συντελεστής ατελειών	97
Πίνακας 8.7: Πίνακας υπολογισμών μέγιστων βυθίσεων	100
Πίνακας 8.8: Κατηγορίες λεπτομερειών για ορθότροπα καταστρώματα με ανοικτές νευρώσεις	101

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός οδικής τοξωτής μεταλλικής γέφυρας με ορθότροπο κατάστρωμα. Το άνοιγμα της γέφυρας είναι 74,98 m και το πλάτος του καταστρώματος 14,40 m. Η μελέτη γίνεται σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

Αρχικά, γίνεται μια περιγραφή των ορθότροπων ή ορθοτροπικών καταστρωμάτων, από ποια συστήματα αποτελούνται καθώς και για τις σχεδιαστικές θεωρήσεις που απαιτούν. Γίνεται αναφορά στην οικονομία που προσφέρουν οι χαλύβδινες πλάκες και αναλύεται η συμπεριφορά τους σε συνολική εικόνα αλλά και σε επίπεδο μέλους. Παρουσιάζεται η λειτουργία των δομικών μελών των ορθότροπων καταστρωμάτων καθώς και οι μηχανισμοί συμπεριφοράς τους οποίους αναπτύσσουν.

Αφού παρουσιαστεί το στατικό σύστημα της χαλύβδινης ορθότροπης πλάκας και η γεωμετρία της γέφυρας, παρουσιάζονται οι τελικές διατομές που προέκυψαν από τη μελέτη και γίνεται περιγραφή του λογισμικού SOFiSTiK, με το οποίο έγινε η ανάλυση, καθώς και της διαδικασίας που ακολουθήθηκε για τη μόρφωση του προσομοιώματος.

Στην συνέχεια, περιγράφονται αναλυτικά οι φορτίσεις που εφαρμόζονται στη γέφυρα με βάση τους Ευρωκώδικες. Ακολούθως, περιγράφεται η διαδικασία υπολογισμού των φορτίων κυκλοφορίας και του φορτίου του ανέμου, καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση μέσω του λογισμικού. Ακολουθούν οι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας, σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και ο έλεγχος σε κόπωση.

Abstract

The present diploma thesis is about the design of a steel tied arch road bridge with an orthotropic deck. The span of the bridge is 74,98m and the width 14,40m. The bridge is designed according to the Eurocodes.

Firstly, a description of the orthotropic deck is taking place, specifying the sub- systems that it consists of, and the design approach that it requires. The advantages concerning the economy of the orthotropic steel decks is demonstrated. Their general behavior is examined, as well as the behavior of the members separately. The function of the structural elements and the mechanical behavior is presented.

After the display of geometrical characteristics and static system of the orthotropic steel deck, the final cross sections that were selected after the design are presented. Furthermore, the software used for the analysis is described, as well as the procedure through which the model of the bridge was created. Next, the traffic and wind loads are calculated and the combinations of the loads are mentioned. In the following chapters, the cross sections are checked for the ultimate limit states, serviceability limit states and fatigue limits.

Κεφάλαιο 1

1. Εισαγωγή

Πολλές από τις πιο μοντέρνες γέφυρες του κόσμου χρησιμοποιούν ορθότροπη χαλύβδινη πλάκα ως ένα από τα βασικά δομικά χτισίματα για την κατανομή των φορτίων στο κατάστρωμα και για τη δυσκαμψία των λεπτών μελών πλάκας στη θλίψη. Δύσκαμπτες χαλύβδινες πλάκες χρησιμοποιούνταν για πολλά χρόνια σε μεγάλο εύρος εφαρμογών χαλύβδινων κατασκευών. Κυρίως επικρατούν στην βιομηχανία πλοίων και σε υδραυλικές εφαρμογές όπως είναι τα τανκ, πύλες και δεξαμενές. Το πρώτο ορθότροπο χαλύβδινο κατάστρωμα αναπτύχθηκε από τους Γερμανούς το 1930 και για πρώτη φορά κατασκευάστηκε το 1936. Στις ΗΠΑ, χτίστηκε ένα παρόμοιο κατάστρωμα και αναφέρθηκε ως «πολεμικό κατάστρωμα» ,καθώς θεωρείται πως ήταν τόσο δυνατό όσο ένα θωρηκτό. Σύγχρονα ορθότροπα χαλύβδινα καταστρώματα αναπτύχθηκαν από τους Γερμανούς το 1950.

Το εγχειρίδιο χρήσης του σχεδιασμού κατασκευής και συντήρησης των ορθότροπων γεφυρών έχει αναπτυχθεί ώστε να συμπληρώνει και να εκσυγχρονίζει το εγχειρίδιο σχεδιασμού 1963 των ορθότροπων γεφυρών γραμμένο από τον Roman Wolchuk που δημοσιεύτηκε από το αμερικανικό ινστιτούτο των μεταλλικών κατασκευών. Χιλιάδες από τις ορθότροπες γέφυρες έχουν χτιστεί ανά τον κόσμο. Η εμπειρία από αυτές τις κατασκευές έχει οδηγήσει στην εκτενέστερη αναζήτηση για τη βελτίωση της ασφάλειας, για τη συμπεριφορά της κόπωσης, για τη βελτίωση του σχεδιασμού, για την ποιότητα στην κατασκευή και στον έλεγχο και για τη συντήρηση των ορθότροπων καταστρωμάτων, ώστε να είναι πλέον μία από τις πιο επιθυμητές επιλογές των μηχανικών.

Τα ορθότροπα καταστρώματα παρέχουν μια σπονδυλωτή, προκατασκευαστική λύση σχεδιασμού που είναι αποτελεσματική σε μια νέα κατασκευή, που η ταχύτητα και η εκτενής ασφάλεια ζωής είναι επιθυμητή, και στην αποκατάσταση των υπαρχόντων γεφυρών των οποίων το βάρος είναι πρώτης ανησυχίας.



Υπάρχουν πολλές ορθότροπες γέφυρες στον κόσμο, κυρίως στις ΗΠΑ, στη Γαλλία και στην Ιαπωνία που έχει και το μεγαλύτερο άνοιγμα κρεμαστής γέφυρας, 1991m.

Εικόνα 1.1: Κρεμαστή ορθότροπη γέφυρα Ακάσι-Καϊκιό στην Ιαπωνία, 1998. (Wikipedia)

Κεφάλαιο 2

2. Ορθότροπα καταστρώματα

2.1 Εισαγωγή

Ορθότροπη ή ορθοτροπική γέφυρα είναι αυτή που συμπεριλαμβάνει μια δομική πλάκα καταστρώματος από χάλυβα, με μεγάλη δυσκαμψία στην εγκάρσια διεύθυνση ή στη διαμήκη ή και στις δύο.Με αυτόν τον τρόπο το κατάστρωμα φέρει άμεσα τα φορτία των οχημάτων και συμβάλλει στην αποτελεσματική κατανομή της συνολικής φόρτισης της γέφυρας, λόγω της διαφορετικής δυσκαμψίας. Υπάρχουν δύο τρόποι για τη στήριξή του, ο ένας είναι οι διαμήκεις δοκοί να λειτουργούν ως στηρίξεις για το κατάστρωμα (διαμήκεις νευρώσεις) και ο άλλος είναι να το στηρίζουν εγκάρσιες δοκοί. Σημαντικό είναι να τονίσουμε πως οι διαφορετικές δυσκαμψίες σε εγκάρσια και διαμήκη διεύθυνση ορίζουν την ορθότροπη πλάκα, καθώς οι γέφυρες με ίδια δυσκαμψία στις δύο διευθύνσεις ονομάζονται ισοτροπικές.

2.2 Σύγκριση με συμβατικές γέφυρες

2.2.1 Πλεονεκτήματα-μειονεκτήματα

Με την ανάλογη ενίσχυση μπορούμε να έχουμε παρόμοια αποτελέσματα και για την πλάκα σκυροδέματος και για την ορθότροπη πλάκα, όπως, η αντοχή σε κάμψη, ώστε τα τοπικά φορτία να κατανέμονται στις κύριες δοκούς, αλλά και η αντοχή σε λυγισμό.

Το μεγαλύτερο προσόν όμως της χαλύβδινης πλάκας είναι το μικρότερο βάρος της που βοηθά στην κατασκευή γεφυρών με μεγαλύτερα ανοίγματα. Επίσης, δεν μπορούν να κατασκευαστούν στο έργο αλλά θα πρέπει να είναι προκατασκευασμένες, δεδομένο το οποίο μπορεί να περιορίζει την ευελιξία που θα μπορούσε να υπάρχει με το σκυρόδεμα, όμως η κατασκευή γίνεται πιο γρήγορα με την προϋπόθεση καλού ποιότικού ελέγχου. Αφού η γέφυρα θα έχει υποστεί τον κατάλληλο ποιότικό έλεγχο δεν θα χρειαστεί συχνή συντήρηση με αποτέλεσμα να μικρύνει το κόστος σε βάθος χρόνου. Ένα επιπλέον πλεονέκτημα είναι πως το κατάστρωμα της ορθότροπης γέφυρας είναι αβαθές, πράγμα το οποίο διευκολύνει στα σημεία της γέφυρας που υπάρχει κλίση, άρα μειώνει το κόστος. Επιπλέον, στην κατασκευή σκυροδέματος θα πρέπει να προσέχουμε τις καιρικές συνθήκες για την σκλήρυνση του, κάτι που στο χαλύβδινο κατάστρωμα δεν χρειάζεται να γίνει.

Τα ορθότροπα καταστρώματα είναι μια εναλλακτική όταν χρειαζόμαστε μικρότερη μαζα, πλαστιμότητα, λεπτές τομές και γρήγορη εγκατάσταση.

Λόγω της μειωμένης ανάγκης του σκυροδέματος, που μειώνει το ίδιο βάρος, εκτιμάται πως ως και 25% της συνολικής μάζας μπορεί να χρησιμοποιηθεί επιπλέον σε καλώδια, πύργους, προβλήτες κλπ, πράγμα το οποίο είναι πολύ σημαντικό καθώς το 60% της τάσης στα καλώδια προκαλείται από την μάζα. Ένα άλλο πλεονέκτημα της μικρότερης μάζας είναι η καλύτερη σεσμική απόκριση της κατασκευής. Η Golden Gate bridge, Σαν Φρανσίσκο, Καλιφόρνια, (1937) από κατάστρωμα σκυροδέματος αντικαταστάθηκε με ορθότροπο κατάστρωμα (1985) και αυτή η

μετασκευή μείωσε την σεισμική ένταση. Επίσης, στη γέφυρα Lions Gate Bridge of Vancouver, Canada (1975) που έγινε η ίδια μετασκευή, αύξηθηκε η σεσμική ανθεκτικότητα.

Τα ορθότροπα καταστρώματα είναι κατάλληλα σε σεισμικές ζώνες που μπορούν να μειώσουν την σεισμική αδράνεια στα βάθρα και στα θεμέλια, ώστε να υποβάλλονται σε όλκιμες παραμορφώσεις χωρίς ξαφνικές αστοχίες.Επιπλέον, είναι πολύ επιθυμητά σε κρεμαστές γέφυρες διότι παρέχουν αντοχή με μεγαλύτερη ευκολία στη κίνηση.

Τέλος, οι ορθότροπες γέφυρες συμβάλλουν στη μείωση διακοπής της κυκλοφορίας κατά τη διάρκεια της κατασκευής, και στη βελτιωμένη ασφάλεια εργασίας.

Παρ'όλα αυτά, δεν θα μπορούσαμε να αμελήσουμε το αρχικά μεγάλο κόστος της ορθότροπης γέφυρας λόγω των συγκολλήσεων των οποίων ο αριθμός είναι μεγάλος. Είναι σημαντικό να αναφερθεί πως, τα ορθότροπα καταστρώματα αντιμετωπίζουν φαινόμενα κόπωσης και απομάκρυνσης της επιφάνειας φθοράς επειδή συνήθως είναι πολύ λεπτή λόγω της προσπάθειας μείωσης του βάρους. Για να ορίσουμε τη διάρκεια ζωής και το απαραίτητο πάχος του καταστρώματος θα πρέπει να έχουμε προσδιορίσει την συμπεριφορά ταξινόμησης και ανάπτυξης των ρωγμών σε σχέση με την κόπωση. Η ταξινόμηση είναι ορισμένη για 12mm πάχος και η συμπεριφορά ανάπτυξης ρωγμών για τα μεγαλύτερα πάχη δεν είναι γνωστή.

Στο Εθνικό παράρτημα του ΕΝ 1993-2 τα πάχη που αναφέρονται είναι 15-22mm, που έχουν διεξαχθεί με βάση τις ζημιές που έχουν προκληθεί στις γέφυρες Brienenoord, Caland, Moerdijk σχετικά με την ένταση κυκλοφορίας.

Εν κατακλείδι αυτές οι γέφυρες είναι οικονομικές στις παρακάτω περιπτώσεις:

- 1) Γέφυρες με μεγάλα ανοίγματα
- 2) Κινούμενες γέφυρες
- 3) Γέφυρες σε σεισμική ζώνη
- 4) Γέφυρες που απαιτείται η γρήγορη κατασκευή
- 5) Γέφυρες που απαιτούν εκτενή ασφάλεια ζωής



Εικόνα 2.1: Σύγκριση συμβατικής και ορθότροπης γέφυρας (Α. Συμβατική γέφυρα, Β. Ορθότροπη γέφυρα) (Blodgett 1967)

2.2.2 Δομικό σύστημα

Σε σχέση με τις συμβατικές γέφυρες που τα δομικά στοιχεία τους είναι κατασκευασμένα χωριστά, η χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος είναι μία σύνθεση δομικού συστήματος του οποίου τα στοιχεία είναι συνδεδεμένα.

Συγκεκριμένα, το παλιό σύστημα με το κατάστρωμα από σκυρόδεμα, μεταφέρει τα φορτία των οχημάτων στην κατά μήκος δοκό ζεύξης, η οποία δρα στην εγκάρσια δοκό μεταφέροντας το φορτίο τους σε δύο δικτυώματα. Το κατάστρωμα δεν συνεισφέρει στην δύναμη ή στην δυσκαμψία των δικτυωμάτων, ούτε συνυπολογίζεται στην εγκάρσια δυσκαμψία της γέφυρας.

Στο νέο σχεδιασμό η πλάκα καταστρώματος, οι εγκάρσιες δοκοί και οι διαμήκεις δοκοί ενσωματώνονται σε ένα δομικό στοιχείο, καθώς η άκαμπτη πλάκα με τις εγκάρσιες και διαμήκεις άκαμπτες δοκίδες χρησιμοποιούν την πλάκα καταστρώματος ως το κοινό άνω μέρος τους. Η έντονη διαφορά ανάμεσα στο σύστημα δαπέδου και στα κύρια στοιχεία έχει εξαφανιστεί, και το κατάστρωμα μαζί με τις διαμήκεις δοκίδες γίνονται μέρος των κύριων δοκαριών ως το ανώτατο μέρος τους. Η χαλύβδινη πλάκα επίσης, παρέχει άφθονη εγκάρσια δυσκαμψία, τοιουτοτρόπως, καθίσταται περιττή η ανάγκη ενός διαχωρισμένου συστήματος όπως αυτό του αρχικού σχεδίου.

Η σχάρα του άκαμπτου χαλύβδινου καταστρώματος, με τις συνεχόμενες δοκίδες και άκαμπτα συνδεδεμένες η μία με την άλλη, είναι στατικά απροσδιόριστη και έχει καλή κατανομή φορτίου ώστε να συγκεντρώνονται τα φορτία οχημάτων που χρειάζονται για τον έλεγχο του σχεδιασμού του καταστρώματος.

Η ασφάλεια ενός τέτοιου συστήματος ώστε να μην υπάρχει αστοχία λόγω του συγκεντρωμένου φορτίου είναι σημαντικά μεγαλύτερη σε σχέση με αυτήν την συμβατικής γέφυρας, αφού μια τοπική υπερφόρτιση στην χαλύβδινη πλάκα προκαλεί ελαστική και τελικά πλαστική ανακατανομή τάσεων σε διπλανά στοιχεία, αντί για άμεση αστοχία του μέλους. Επιπλέον ασφάλεια προσφέρει η μεμβρανική συμπεριφορά σε υψηλές φορτίσεις.



Εικόνα 2.2: Σύνδεση δομικών στοιχείων ορθότροπης γέφυρας. (Journal of Constructional Steel Research Volume 141, February 2018)

2.2.3 Παράγοντες που συνεισφέρουν στην οικονομία της κτίσης της χαλύβδινης πλάκας καταστρώματος

Οικονομία ανάμεσα στο κατάστρωμα από σκυρόδεμα και την επιφάνεια φθοράς της χαλύβδινης γέφυρας. Η αντικατάσταση του σκυροδέματος από την πιο οικονομική επιφάνεια φθοράς είναι ένας σημαντικός παράγοντας εξοικονόμησης.

Οικονομία λόγω της μείωσης του ύψους της κατασκευής. Οι χαλύβδινες πλάκες καταστρώματος συχνά χαρακτηρίζονται από το πολύ λεπτό σώμα τους, με αποτέλεσμα το ύψος της κατασκευής να μειώνεται.Αυτό το γεγονός, εκτός του ότι προσθέτει αισθητική, μειώνει το κόστος των υψηλών γεφυρών λόγω του ότι οι διατομές των βάθρων είναι μικρότερες εξαιτίας του μικρότερου βάρους που παραλαμβάνουν.

Οικονομία στην αποτελεσματικότητα της κατασκευής. Ένας άλλος παράγοντας στην οικονομία των γεφυρών αυτών είναι η ανέγερση των χαλύβδινων γεφυρών. Η κύρια διατομή είναι ελαφρύτερη, που είναι πολύ σημαντικός παράγοντας στην προβολοδόμηση.

Οικονομία στα θεμέλια. Η μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής, που μπορεί να είναι από 50% έως 66% έναντι της συμβατικής γέφυρας, έχει σημαντική επιρροή στον σχεδιασμό των θεμελίων. Η οικονομία στα θεμέλια μπορεί να είναι είτε από τη μείωση των διαστάσεων των πελμάτων, ή από τον αριθμό των πασσάλων, που αντιστοιχεί σε μειωμένο φορτίο, ή από τη μείωση του αριθμού των στηρίξεων τοποθετώντας τες ανά μεγαλύτερα διαστήματα. Η οικονομία στα θεμέλια μπορεί να είναι σημαντική όταν οι συνθήκες της κατασκευής είναι δύσκολες και χρειάζεται βαθύ σκάψιμο για τους πασσάλους. Αν χρησιμοποιηθεί μικρού βάρους χαλύβδινη πλάκα μπορεί να επιτευχθεί οικονομία από 5-15%.

Η οικονομία της κατασκευής των χαλύβδινων πλακών καταστρώματος μπορεί να βελτιωθεί σημαντικά από την τυποποίηση των τυπών του καταστρώματος και την προκατασκευή των πλακών καταστρώματος σε μονάδες κατάλληλες για τις διάφορες σχεδιαστικές συνθήκες. Τέτοιες μονάδες, αν κατασκευάζονται με μαζικές μεθόδους παραγωγής, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για γέφυρες με μικρότερα ανοίγματα, παρ'όλο που η κατασκευή με χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος θα είναι ασύμφορη.

2.3 Συστήματα

Τα δύο είδη συστημάτων που υπάρχουν είναι, τα ανοιχτά συστήματα (στρεπτικά εύκαμπτα) και τα κλειστά (στρεπτικά δύσκαμπτα) και τοποθετούνται παράλληλα στην διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας. Επίπεδες πλάκες και διατομές Τ, είναι κάποια από τα ανοιχτά συστήματα ενώ τα γωνιακά χαλύβδινα στοιχεία μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε σαν κλειστά είτε σαν ανοιχτά συστήματα ανάλογα με το πώς είναι συγκολλημένα με τη πλάκα του καταστρώματος.

Οι διατομές αυτές συνδέονται με συγκολλήσεις σε εγκάρσιες δοκούς, οι οποίες μπορεί να είναι πλακοδοκοί, εγκιβωτισμένες δοκοί, ή πλήρης διαφραγματικές πλάκες. Όταν χρησιμοποιούνται διαφραγματικές πλάκες, απαιτείται η δημιουργία ανοιγμάτων τα οποία είναι απαραίτητα για τη μελλοντική συντήρηση, μειώνεται το ίδιο βάρος και παρέχεται ο ανάλογος χώρος για μηχανολογικές και ηλεκτρολογικές εγκαταστάσεις. Η επιλογή των εγκάρσιων εγκάρσιων δοκών οδηγεί σε διάφορες μορφές ορθότροπης γέφυρας.



Εικόνα 2.3:Διαφραγματική λειτουργία και απεικόνιση γεωμετρικών στοιχείων δοκίδας και εγκάρσιας δοκού. (Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, US Department of Transportation. February 2012. Retrieved 21 January 2015. Publication No. FHWA-IF-12-027)

2.3.1 Ανοιχτά - κλειστά συστήματα δοκίδων

Ένα κλειστό συστημα είναι στρεπτικά δύσκαμπτο και είναι συνήθως είναι μια εγκιβωτισμένη δοκός. Σε αυτά τα συστήματα έχουμε πιο αποτελεσματική κατανομή φορτίου, από ένα σημειακό φορτίο, σε σχέση με τα ανοίχτα συστήματα. Τα ανοιχτά συστήματα χρησιμοποιούνταν παλαιότερα λόγω ευκολότερων υπολογισμών, στην πορεία όμως που ανακαλύφθηκε ότι με τα κλειστά συστήματα μειώθηκε το ίδιο βάρος της κατασκευής, και μειώθηκε κατά 50% η επιφάνεια των συγκολλήσεων, υιοθετήθηκαν σε όλη την Ευρώπη.



Εικόνα 2.4:Τύποι ανοιχτών και κλειστών συστημάτων δοκίδων.(Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, US Department of Transportation. February 2012. Retrieved 21 January 2015. Publication No. FHWA-IF-12-027)

2.3.1.1 Ανοιχτές διατομές

Οι ανοιχτές διατομές είναι απλές στην κατασκευή και είναι εύκολες στην σύνδεση στο πεδίο. Η γεωμετρία των δοκίδων μπορεί να ποικίλει, όπως απαιτείται σε δίαφορα μέρη στο κατάστρωμα της γέφυρας. Το κάτω μέρος των δοκίδων επιτρέπει εύκολη πρόσβαση για έλεγχο και συντήρηση.

Υπάρχουν δύο κύρια μειονεκτήματα των ανοιχτών διατομών. Αρχικά, έχουν μικρή στρεπτική δυσκαμψία. Γι'αυτό το λόγο τοποθετούνται περισσότερες δοκίδες, άρα και περισσότερος χάλυβας σε κάθε τετραγωνικό σε σχέση με ένα κλειστό σύστημα δοκίδων, με αποτέλεσμα να αυξάνεται το βάρος της κατασκευής. Δευτερευόντως, το συνολικό ποσό των συγκολλήσεων που απαιτούνται για να κατασκευαστεί το σύστημα είναι προσεγγιστικά το διπλό από αυτό που χρειάζεται σε ένα κλειστό σύστημα δοκίδων, με αποτέλεσμα να αυξάνεται και το κόστος της κατασκευής.

Οι ανοιχτές διατομές απέχουν κατά προσέγγιση 305mm-406mm κεντροβαρικά και το μήκος τους ποικίλει από 1,30-3,50m.

2.3.1.2 Κλειστές διατομές

Οι πιο κοινές κλειστές διατομές είναι οι τραπεζοειδείς και σχήματος U. Πιο πολύ χρησιμοποιούνται οι τραπεζοειδείς γιατί είναι πιο εύχρηστες από τους μηχανικούς και από την παγκόσμια βιομηχανία σιδήρου, ενώ διαθέτουν σημαντική στρεπτική δυσκαμψία, καταλήγοντας σε μια ικανοποιητική εγκάρσια κατάνομη φορτίου στο κατάστρωμα.

Η χρήση των διατομών U έχει το πλεονέκτημα, λόγω της γεωμετρίας τους, να αποφεύγεται η μεγάλη καταπόνηση του υλικού της πλάκας κατά τη διάρκεια κατασκευής. Παρ'όλα αυτά η ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία αυτού του τύπου διατομής είναι μικρότερη από αυτή των τραπεζοειδών. Οι κοίλες λεπτότοιχες διατομές είναι πιο αποτελεσματικές ως καμπτικά στοιχεία και διαθέτουν μεγάλο βαθμό ελαστικής σταθερότητας. Γι'αυτό το λόγο, είναι εφικτό να υπάρχει ένα σχετικά μεγάλο διάστημα των εγκάρσιων δοκών, καταλήγοντας σε χαμηλότερο βάρος του καταστρώματος και ταυτόχρονα στη μείωση της εργασίας της ανέγερσης.

Το κλειστό σύστημα διατομών πρότιμάται σε σχέση με το ανοιχτό για πάρα πολλούς λόγους. Αρχικά, έχουν μεγάλη στρεπτική και καμπτική δυσκαμψία. Η μεγάλη στρεπτική δυσκαμψία συνεισφέρει σε μια καλύτερη κατανομή συγκεντρωμένων εγκάρσιων φορτίων και συνεπώς στη μείωση των τάσεων στην πλάκα καταστρώματος. Λιγότερες συγκολλήσεις, μικρότερη παραμόρφωση και μικρότερο βάρος σιδήρου είναι τα επιπλέον πλεονεκτήματα τους.

Ένα μειονέκτημα των κλειστών διατομών είναι η συγκόλληση της μίας πλευράς τους, στη σύνδεση με τις δοκίδες στην πλάκα καταστρώματος. Αυτή η καταπόνηση ευαίσθητων συγκολλήσεων απαιτεί σχολαστικότητα από τους κατασκευαστές για να εκτελεστεί με την απαραίτητη ποιότητα. Επίσης, λόγω της γεωμετρίας και της έμφυτης στρεπτικής δύναμης, τα κλειστά συστήματα δοκίδων υπόκεινται σε τοπικές δευτερεύουσες παραμορφώσεις και τάσεις, που τα καθιστά ευάλωτα στην κόπωση. Τέλος, μειονέκτημα των κλειστών διατομών είναι και η πιο δύσκολη κατασκευή των διατομών και οι πιο περίεργες περιοχές ένωσης των δοκίδων. Το σύστημα των κλειστών διατομών απαιτεί μεγάλο βαθμό ακρίβειας στην κατασκευή και στην ανέγερση στων πλακών για να διασφαλιστεί η σωστή εφαρμογή των ενώσεων. Ωστόσο, υψηλότερη τάση των μεγαλύτερων ανοιγμάτων παρουσιάζεται σε κλειστά συστήματα, διότι περιορίζεται από μεγαλύτερα διαφράγματα στο δίκτυο των εγκάρσιων δοκών. Επιπλεόν, οι παραμορφώσεις που σχετίζονται με μεγάλες τοπικές εγκάρσιες καμπυλότητες μπορούν να οδηγήσουν σε πρώιμη αστοχία της επιφάνειας φθοράς.



Εικόνα 2.5: Ορθότροπη γέφυρα με, (a) ανοιχτό σύστημα δοκίδων, (b) κλειστό σύστημα δοκίδων.(Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, US Department of Transportation. February 2012. Retrieved 21 January 2015. Publication No. FHWA-IF-12-027)

Κεφάλαιο 3

3. Σχεδιασμός και δομικά μέλη

Αυτό το κεφάλαιο υπογραμμίζει την προσέγγιση του σχεδιασμού τον ορθότροπων γεφυρών, μέσω της εκτίμησης της εφαρμογής της οριακής κατάστασης χρησιμοποιώντας τη μέθοδο του φορτίο και του παράγοντα αντοχής σχεδιασμού.



Εικόνα 3.1:Τυπικός σχεδιασμός μελών ορθότροπης γέφυρας με ανοιχτό και κλειστό σύστημα δοκίδων (Troitsky, M.S., Orthotropic Steel Deck Bridges, 2nd ed., JFL Arch Welding Foundation, Cleveland, OH, 1987. Courtesy of the James F. Lincoln Arc Welding Foundation)

3.1 Σχεδιαστικές θεωρήσεις

Σε αντίθεση με τις συμβατικές γέφυρες, που τα δομικά στοιχεία εκτελούνται χωριστά, στα ορθότροπα καταστρώματα, που είναι ένα πολύπλοκο δομικό σύστημα, τα μέλη είναι αλληλοεξαρτώμενα. Η τάση του καταστρώματος είναι ένας συνδυασμός αποτελεσμάτων διαφόρων λειτουργιών που εκτελούνται στο κατάστρωμα. Για την ανάλυση θα πρέπει τα ακόλουθα μέλη να μελετηθούν ξεχωριστά.

Σε μια τυπική ορθότροπη γεφυρα έχουμε το πρώτο μέλος που είναι το κατάστρωμα, μια επίπεδη πλάκα εδραζόμενη σε συγκολλημένες δοκίδες. Το κατάστρωμα αναλαμβάνει δράση τοπικά ως συνέχες μέλος άμεσης υποστήριξης του συγκεντρωμένου φορτίου που λαμβάνει χώρα ανάμεσα στις δοκίδες και μεταφέρει τις δράσεις στις δοκίδες. Το δεύτερο μέλος ορίζεται ως ένα πλευρικό άνοιγμα από δοκάρι σε δοκάρι. Το άκαμπτο χαλύβδινο κατάστρωμα που γεφυρώνει τις δοκούς αποτελείται από τις δοκίδες και τη πλάκα καταστρώματος, που αποτελούν το άνω μέρος. Το τρίτο

μέλος είναι η εγκάρσια δοκός που εκτείνεται μεταξύ των κύριων δοκών. Το τέταρτο μέλος ορίζεται σαν μία δοκό που εκτείνεται απο υποστύλωμα σε υποστύλωμα και είναι ένα συνεχές στοιχείο από τουλάχιστον δύο ανοίγματα ώστε να είναι οικονομικά βιώσιμο. Επίσης, το κατάστρωμα λειτουργεί ως μέρος αυτού του μέλους. Το ορθότροπο κατάστρωμα λαμβάνει τάσεις από διάφορους συνδυασμούς φορτίων, επειδή η πλάκα του κατστρώματος είναι το μεγαλύτερο άνοιγμα των μελών δύο, τρία και τέσσερα. Όποια δομική διάταξη στην πλάκα του καταστρώματος έχει σκοπό να συμπεριφερθεί ανεξάρτητα από τα άλλα κύρια στοιχεία είναι ανεπιθύμητη.



Εικόνα 3.2:Ανάλυση τεσσάρων μελών του ορθότροπου καταστρώματος. (a) Πρώτο μέλος-κατάστρωμα, (b) Δεύτερο μέλος-δοκίδα (κλειστή), Τρίτο μέλος-εγκάρσια δοκός, (d) Τέταρτο μέλος-κύρια δοκός.(Mangus, Alfred R.; Sun, Shawn (1999). "Ch. 14: Orthotropic Deck Bridges". In Chen, Wai-Fah; Duan, Lian (eds.). Bridge Engineering Handbook (1st ed.). Boca Raton Fl: CRC Press)

3.1.1 Σχεδιασμός καταστρώματος

Η κύρια λειτουργία του χαλύβδινου καταστρώματος είναι να υποστηρίζει τα φορτία κυκλοφορίας και να μεταφέρει τις δράσεις στις δοκίδες. Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό αυτού του καταστρώματος είναι η ικανότητά του να μεταφέρει συγκεντρωμένα φορτία. Όταν το φορτίο προσεγγίζει το μεγαλύτερο φορτίο που μπορεί να λάβει το κατάστρωμα συμπεριφέρεται πρακτικά σαν μεμβράνη και μπορεί να μεταφέρει 15 ως 20 φορές το μέγιστο φορτίο σύμφωνα με την συνήθη καμπτική θεωρία. Τοιουτοτρόπως, η πλάκα καταστρώματος κατέχει μια άφθονη ικανότητα μεταφοράς φορτίου.

Το ελάχιστο πάχος της πλάκας του καταστρώματος μπορεί να καθοριστεί από την επιτρεπόμενη παραμόρφωση της πλάκας καταστρώματος υπό την επιβολή του φορτίου, το οποίο δεν πρέπει να ξεπερνάει το 1/300 του διαστήματος των στηρίξεων του καταστρώματος. Με βάση αυτό το κριτήριο, το πάχος της πλάκας t_Pμπορεί να καθοριστεί από την εξίσωση του Kloeppel:

$$t_p \ge (0.004a) \left(\sqrt[3]{p}\right) \tag{3.1}$$

Όπου: *a* =διάστημα του ανοιχτών δοκίδων, ή διάστημα των τοιχωμάτων των κλειστών

δοκίδων, σε mm.

p =πίεση μονάδας φορτίου οχήματος, βάσει το σχεδιασμό AASHTO LRFD παράλληλο
με 55 kN φορτίο οχήματος, συμπεριλαμβανομένου 33% επιτρεπόμενο δυναμικό
φορτίο, σε kPa. Για 50mm επιφάνεια φθοράς το p είναι 449kPa.

3.1.2 Σχεδιασμός δοκίδων

Οι περισσότερες δοκίδες που χρησιμοποιούνται είναι κλειστού τύπου. Το διάστημα ανάμεσα στις δοκίδες εξαρτάται από το πάχος του καταστρώματος και συνήθως για τις κλειστές διατομές (a+e) ποικίλει ανάμεσα σε 610-760 mm. Το ελάχιστο πάχος των κλειστών διατομών δεν πρέπει να είναι λιγότερο από 4.75mm κατά AASHTO-LRFD. Γενικά, είναι απαραίτητο να περιοριστεί η τάση στις δοκίδες που προκαλείται εξαιτίας της στροφής που δημιουργείται στο σύστημα κατάστρωμα-δοκίδα. Για να επιτευχθεί αυτό, οι διαστάσεις της διατομής σε ορθότροπα χαλύβδινα καταστρώματα θα πρέπει να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση κατά AASHTO-LRFD:

$$\frac{t_r a^3}{t_{d,eff}^3 h'} \leq 400 \tag{3.2}$$

Όπου: t_r =πάχος των δοκίδων, (mm)

 $t_{d,eff}^3$ =ωφέλιμο πλάτος της πλάκας καταστρώματος, με την θεώρηση της επιρροής της δυσκαμψίας της επιφάνειας φθοράς, (mm) a=το μέγιστο άνοιγμα μεταξύ των δοκίδων, (mm) h'=κεκλιμένο μήκος δοκίδας, (mm)

Στο δεύτερο στάδιο του σχεδιασμού η επιρροή της πλαστιμότητας της εγκάρσια δοκού είναι σημαντική. Η πλαστιμότητα οδηγεί σε μια αύξηση της ροπής στο μέσον του ανοίγματος και μείωση ροπής στην εγκάρσια δοκό. Η σημαντικότητα αυτού, καθορίζεται από τη σχετική δυσκαμψία ανάμεσα στη δοκίδα και στην εγκάρσια δοκό. Το ωφέλιμο πλάτος χρησιμοποιείται για το πρώτο στάδιο ανάλυσης αλλά μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για το δεύτερο με μικρή απόκλιση. Πίνακας 3.1: Ωφέλιμο πλάτος της πλάκας καταστρώματος σε λειτουργία με τη δοκίδα (American Association of State Highway and Transportation Officials, LRFD Bridge Design Specifications, Washington, D.C., 1994).



3.1.3 Σχεδιασμός της εγκάρσιας δοκού και κύριας δοκού

Οι ροπές και οι τέμνουσες της εγκάρσια δοκού υπολογίζονται με το ίδιο βάρος της δοκού και τα βάρη που συμβάλλουν από την περιοχή του καταστρώματος. Οι ροπές και οι τέμνουσες από τα κινητά φορτία στη δοκό υπολογίζονται σε δύο στάδια. Στο πρώτο στάδιο, οι εγκάρσιες δοκοί λειτουργούν ως δύσκαμπτα στηρίγματα για τις συνεχόμενες δοκίδες. Οι ροπές και οι τέμνουσες υπολογίζονται με έναν συμβατικό τρόπο επίλυσης. Στο δεύτερο στάδιο, η δυσκαμψία της δοκού υπολογίζεται αν κατανεμηθεί το φορτίο της απευθείας φορτισμένης εγκάρσια δοκού σε γειτονικές δοκούς. Η δυσκαμψία της εγκάρσια δοκού μειώνει τις ροπές και τις τέμνουσες του πρώτου σταδίου.

Ο σχεδιασμός της εγκάρσιας δοκού κατά AASHTO-LRFD για την κάμψη στην εγκάρσια διεύθυνση είναι:

$$\frac{M_{fb}}{M_{rb}} + \frac{M_{ft}}{M_{rt}} \le 1.0$$
 (3.3)

Όπου: M_{fb} =η εφαρμοσμένη ροπή εξαιτίας του συντελεστή της φόρτισης στην εγκάρσια

δοκό, (N-mm)

 M_{rb} =συντελεστής αντίστασης ροπής στην εγκάρσια δοκό, (N-mm)

 M_{ft} =εφαρμοσμένη εγκάρσια ροπή στη πλάκα καταστρώματος εξαιτίας του

συντελεστή των φορτίων ως απόρροια της μεταφοράς του φορτίου από τη πλάκα

στις διαμήκεις δοκίδες, (N-mm)

 M_{rt} =εφαρμοσμένη ροπή αντίστασης της πλάκας καταστρώματος στη μεταφορά του φορτίου στις δοκίδες, (N-mm)



Orthotropic steel bridge deck.

Εικόνα 3.3: Σχεδιασμός μελών του ορθότροπου καταστρώματος. (Hans De Backer, December 2015)

3.2 Ιδιότητες μίας ιδανικής ορθότροπης πλάκας

3.2.1 Βασικές υποθέσεις

Μια ορθότροπη πλάκα ορίζεται ως μια πλάκα που έχει διαφορετικές ελαστικές ιδιότητες στις δύο διευθύνσεις, x και y. Αφού το πάχος της πλάκας είναι σταθερό και το υλικό της συνεχές η διαφορετικότητα αυτή στις δύο διευθύνσεις οφείλεται στο μέτρο ελαστικότητας E_x, E_y και τους διαφορετικούς λόγους poison v_x,v_y. Τοιουτοτρόπως, η θεωρία ορθότροπης πλάκας ορίζει ένα ανισότροπο υλικό.

Εκτός από την πρόσθετη συνθήκη της ανισοτροπίας, ο υπολογισμός των παραμορφώσεων και των τάσεων της ορθότροπης πλάκας μέσω της θεωρίας της ελαστικής πλάκας βασίζεται στις ίδιες υποθέσεις, όπως αυτές για την ισοτροπική πλάκα.

1) Το υλικό της πλάκας είναι ομοιογενές. Για παράδειγμα, οι φυσικές ιδιότητες του υλικού είναι όμοιες σε κάθε σημείο της πλάκας. Επιπλέον, το υλικό είναι συνεχές στην εξωτερική επιφάνεια της πλάκας, γεγονός το οποίο αποκλείει την ύπαρξη κενών, σχισμών κλπ μέσα στη πλάκα.

2) Το πάχος της πλάκας είναι ομοιόμορφο και μικρό συγκριτικά με τις άλλες διαστάσεις της πλάκας. Με αυτό το τρόπο, μπορούμε να παραβλέψουμε τις τάσεις στο μέσον της πλάκας και τα αποτελέσματα των διατμητικών τάσεων στις παραμορφώσεις της πλάκας.

3) Οι παραμορφώσεις της φορτισμένης πλάκας είναι ελαστικές και ορίζονται σύμφωνα με τον νόμο του Hooke. Με βάση την υπόθεση του Bernoulli οι ίσιες γραμμές στο μέσον της επιφάνειας της πλάκας παραμένουν ίσιες και κατά τη διάρκεια της παραμόρφωσης της φορτιζόμενης πλάκας.

4) Η εκτροπή της πλάκας είναι μικρή συγκριτικά με το πάχος της. Αυτή η υπόθεση αποκλείει την περίπτωση των μεμβρανικών τάσεων στην πλάκα.

3.3 Σχεδιαστική ανάλυση χαλύβδινων πλακών καταστρώματος βασισμένη στην ορθότροπη θεωρία πλακών

Τα συστήματα αποτελούνται από μια επίπεδη πλάκα άκαμπτη από τις δοκίδες, σε μία ή και στις δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις, και συμπεριφέρονται ως ορθότροπες πλάκες υπό τη συνθήκη ότι η απόσταση των δοκίδων είναι μικρότερη από το διάστημα που εξασφαλίζει ολοκληρωτική συμμετοχή της πλάκας στην καμπτική δράση των δοκίδων. Στα άκαμπτα χαλύβδινα καταστρώματα αυτή η υπόθεση είναι υποχρεωτική.

Γι'αυτό, το περίπλοκο δομικό σύστημα του καταστρώματος μπορεί να παρουσιαστεί με ένα πιο απλό αναπληρωματικό σύστημα πλάκας πιο εύχρηστο για την σχεδιαστική ανάλυση.

Γενικά το χαλύβδινο κατάστρωμα που αποτελείται από τη πλάκα καταστρώματος, τις διαμήκεις δοκίδες και τις εγκάρσιες δοκούς μπορεί να είναι ιδανικό με δύο τρόπους.

Προσέγγιση Α. Η δυσκαμψία των δύο διευθύνσεων μπορεί να είναι συνεχώς κατανεμημένη σε όλο το κατάστρωμα. Με αυτόν τον τρόπο μια λωρίδα ορθότροπης πλάκας στηρίζεται σε κύριες δοκούς. Αυτη η προσέγγιση, έχει χρησιμοποιηθεί σε παλαιότερα σχέδια.

Προσέγγιση Β. Η δυσκαμψία μόνο των διαμήκων δοκίδων είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη, ενώ οι εγκάρσιες δοκοί είναι σαν μεμονωμένα μέλη. Με αυτή τη προσέγγιση το κατάστρωμα συμπεριφέρεται ως συνεχόμενη ορθότροπη πλάκα στηριζόμενη στις κύριες δοκούς και στις δοκούς δαπέδου.

Και στις δύο περιπτώσεις οι ροπές υπολογίζονται από την αναπληρωματική πλάκα και από αυτές τις τιμές παίρνουμε τις τάσεις και τις ροπές των μεμονωμένων μελών.

3.3.1 Αποτελέσματα της ασυνέχειας στους υπολογισμούς των τάσεων

Στο σχεδιασμό που το κατάστρωμα συμπεριφέρεται ως μια λωρίδα ορθότροπης πλάκας (προσέγγιση Α), μόνο οι τιμές των εγκάρσιων δοκών μπορούν να αποκτηθούν από τον υπολογισμό της ορθότροπης πλάκας. Χρειάζονται επιπλέον βήματα για να υπολογίσουμε τις τιμές των τάσεων στις διαμήκεις δοκίδες υπό την επιβολή του φορτίου που λαμβάνει χώρα ανάμεσα στα σημεία του καταστρώματος.

Στο σχεδιασμό που το κατάστρωμα συμπεριφέρεται ως συνεχόμενη ορθότροπη πλάκα (προσέγγιση Β), τα φαινόμενα της ασυνέχειας του συστήματος στον υπολογισμό των τάσεων είναι τα ακόλουθα:

Στις ανοιχτές διατομές, και η εγκάρσια δυσκαμψία και η στρεπτική δυσκαμψία, πολύ λιγότερο από τη διαμήκη δυσκαμψία, το ωφέλιμο πλάτος υπολογίζεται από την ιδανική ορθότροπη πλάκα, που εμφανίζει τις τιμές δυσκαμψίας του πραγματικού συστήματος, και είναι μεγαλύτερο από το πλάτος του επιβαλλόμενου φορτίου. Για φορτιζόμενο πλάτος σχεδόν ίσο με την απόσταση των δοκίδων, το ωφέλιμο πλάτος στο ιδανικό σύστημα μπορεί να είναι μικρότερο από το πλάτος πάνω στο οποίο επεκτείνεται το φορτίο στο πραγματικό κατάστρωμα, σαν αποτέλεσμα της δράσης της πλάκας καταστρώματος ως συνεχόμενο μέλος ανάμεσα στις δοκίδες. Σε μια τέτοια περίπτωση η τιμή της ροπής της άμεσα φορτιζόμενης δοκίδας αποκτάται από τον υπολογισμό της ορθότροπης πλάκας και θα μπορούσε να είναι μεγαλύτερη από τη τιμή της ροπής στη δοκίδα. Σε κάποιες περιπτώσεις οι συνθήκες αντιστρέφονται και οι τιμές αποκτώνται από το αναπληρωματικό σύστημα. Γι' αυτό το λόγο, ένα σύστημα με ανοιχτή διατομή δεν είναι πάντα επαρκώς ικανοποιητικό από μια ιδανική ορθότροπη πλάκα.

Στο κατάστρωμα με κλειστές διατομές, έχοντας καλύτερη ικανότητα κατανομής φορτίου στην εγκάρσια διεύθυνση συγκριτικά με τις ανοιχτές διατομές, η κατανομή του φορτίου αποκτάται από τον υπολογισμό μιας ισότιμης ορθότροπης πλάκας που προσεγγίζει ικανοποιητικά τις πραγματικές συνθήκες, καθώς καθορίζεται εμπειρικώς. Η ανακρίβεια στον υπολογισμό των ροπών και των τάσεων στις δοκίδες πηγάζει από το γεγονός ότι η συνολική ροπή συνήθως αποκτάται από τον πολλαπλασιασμό των ροπών ανά μονάδα πλάτους, και υπολογίζεται από το αναπληρωματικό σύστημα, για ένα μεγαλύτερο πλάτος (a+e) της δοκίδας (εικόνα 3.4). Γι΄αυτό το λόγο, η συνολική ροπή που υπολογίζεται είναι μεγαλύτερη από τον πραγματικό μέσο όρο της ροπής στη δοκίδα. Με ένα σταθερά φορτιζόμενο πλάτος αυτή η ασυνέπεια θα έτεινε να μειωθεί καθώς η σχετική εγκάρσια δυσκαμψία του συστήματος θα έχει αυξηθεί. Η σωστή τιμή για τη ροπή της δοκίδας αποκτάται από την κλιμάκωση του διαγράμματος των ροπών κάτω από τη δοκίδα.



Εικόνα 3.4: Απεικόνιση ωφέλιμου πλάτους. (Mangus, Alfred R.; Sun, Shawn (1999). "Ch. 14: Orthotropic Deck Bridges". In Chen, Wai-Fah; Duan, Lian (eds.). Bridge Engineering Handbook (1st ed.). Boca Raton FI: CRC Press)

3.3.2 Ιδιότητες της χαλύβδινης πλάκας στη μεταβλητότητα με υποθέσεις από της θεωρία ορθότροπης πλάκας

Ένα χαλύβδινο κατάστρωμα διαφέρει σε διάφορες πτυχές από την ιδανική ορθότροπη πλάκα. Οι πιο σημαντικές ιδιότητες της θεωρίας της ορθότροπης πλάκας είναι η ασυνέχεια και η ασσυμετρία της χαλύβδινης πλάκας καταστρώματος.

Μια άκαμπτη χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος είναι ασυνεχής σχετικά με τις απαιτήσεις της ορθότροπης θεωρίας. Γι'αυτό το λόγο, αντίθετα από τη περίπτωση της ιδανικής ορθότροπης πλάκας, οι διαφορετικές δυσκαμψίες στις δύο διευθύνσεις πηγάζουν από διαφορετικές γεωμετρικές ιδιότητες αντί για το μέτρο ελαστικότητας του υλικού, το οποίο στη περίπτωση του χάλυβα είναι ισοτροπικό αντί για ανισότροπο.

Εξαιτίας της τοποθεσίας των άκαμπτων δοκίδων στο ένα μέρος της πλάκας μόνο, το σύστημα είναι ασσύμετρο περίπου στο μέσον της επιφάνειας της επίπεδης πλάκας. Εξαιτίας της μη ομόκεντρης διάταξης των άκαμπτων στοιχείων, η φυσική επιφάνεια του καταστρώματος για την ροπή στην διεύθυνση x και y δεν συμπίπτει, αντίθετα με την περίπτωση της ιδανικής ομογενούς πλάκας με το σταθερό πάχος, όπως ορίζεται από τη θεωρία της ορθότροπης πλάκας. Το γεγονός αυτό είναι συνέπεια των τάσεων στην πλάκα καταστρώματος.

Η μη σύμπτωση των φυσικών επιφανειών στις δύο κάθετες διευθύνσεις έχει επιρροή και στη τελική στρεπτική δυσκαμψία, της άκαμπτης πλάκας καταστρώματος, η οποία είναι δύσκολο να καθοριστεί.

Ο λόγος του Poisson για την ιδανική πλάκα αμελείται. Μια πλάκα, σε ένα πραγματικό κατάστρωμα ή στο ιδανικό μοντέλο, μπορεί να είναι με σχισμές αντί για μια ομογενή ορθότροπη πλάκα ,πράγμα το οποίο επηρεάζει την τιμή της ροπής. Η ροπή του συστήματος στη διεύθυνση των δοκίδων κατά γ, δεν προκαλεί καμία αξιόλογη τάση στη κανονική διεύθυνση των δοκίδων, αφού οι πραγματικές ή οι ιδανικές δοκίδες μπορούν να διαστέλλονται και να συστέλλονται στην εγκάρσια διεύθυνση. Ακόμα, αν το σύστημα στρίβει κατά την x διεύθυνση το αποτέλεσμα των τάσεων στην γ διεύθυνση θα είναι παρομοίως αμελητέο εξαιτίας των γεωμετρικών συνθηκών.

3.4 Απλοποιήσεις υποθέσεων για το σχεδιασμό

Οι ροπές σε μια χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος που συμπεριφέρεται ως ορθότροπη πλάκα εξαρτώνται από:

1) Τη φόρτιση

2) Την απόσταση των εγκάρσιων δοκών

3) Το μήκος την κύριας δοκού

4) Το μέγεθος και την αναλογία των τριών χαρακτηριστικών δυσκαμψιών της αναπληρωματικής ορθότροπης πλάκας, που χρησιμοποιούνται στο πραγματικό σύστημα, τις καμπτικές δυσκαμψίες και στις δύο διευθύνσεις, και την στρεπτική δυσκαμψία.

Για πρακτικούς λόγους κάποιοι από τους παραπάνω παράγοντες είναι μικρής σημασίας και εξαλείφονται από τους υπολογισμούς.

Το μήκος της κύριας δοκού δεν παίζει σημαντικό ρόλο στις ροπές των διαμήκων δοκίδων, (στον υπολογισμό οι δοκόι δαπέδου θεωρούνται άκαμπτοι), αφού το ωφέλιμο βάρος του καταστρώματος φορτίζεται από ένα συγκεντρωμένο φορτίο και είναι μικρής σύγκρισης με το μήκος της κύριας δοκού. Γι'αυτό στο σχεδιασμό των κλειστών διατομών το πραγματικό πλάτος του καταστρώματος μπορεί να αντικατασταθεί στους υπολογισμούς από ένα μικρότερο αναπληρωματικό πλάτος, γεγονός που απλοποιεί σημαντικά τους υπολογισμούς.

Στην αρχή του σχεδιασμού των ανοιχτών διατομών το μήκος δεν παίρνει μέρος στους υπολογισμούς. Παρ'όλα αυτά στον καθορισμό της ελαστικότητας των εγκάρσιων δοκών που είναι η συνέχεια των υπολογισμών, το πραγματικό μήκος των εγκάρσιων δοκών πρέπει να χρησιμοποιηθεί και στις δύο περιπτώσεις.

Η επιρροή του παράγοντα της δυσκαμψίας στην x διεύθυνση, στη ροπή του καταστρώματος με κλειστή διατομή, είναι μικρή στις κατασκευές με συνηθισμένες διαστάσεις, όπως είναι η επιρροή της δυσκαμψίας του άξονα x και της στρεπτικής δυσκαμψίας στη ροπή του καταστρώματος στις ανοιχτές διατομές.

3.5 Διάρκεια ζωής σχεδιασμού

Ενώ κάποια καταστρώματα είναι αναλώσιμα (διάρκειας 30-50 χρόνια) τα ορθότροπα καταστρώματα παρέχουν παραπάνω διάρκεια ζωής. Στο παρελθόν απορρίπτονταν λόγω της αβεβαιότητας για την συντήρηση πιθανών ρωγμών. Καθώς η τεχνολογία έχει προχωρήσει και έχει αποκτηθεί περισσότερη εμπειρία, τα προβλήματα της κόπωσης έχουν μειωθεί ή εξαλειφθεί οπότε έχει μειωθεί και η ανησυχία γι' αυτά. Συνεπώς, τα ορθότροπα καταστρώματα είναι οικονομικά και πολύ ανταγωνιστικά στον κύκλο ζωής παρά του αρχικού υψηλού κόστους. Δεν υπάρχει λόγος ανησυχίας ότι μια ορθότροπη γέφυρα δεν θα διαρκέσει όσο τα άλλα κοινά χαλύβδινα μέλη που υπόκεινται σε παρόμοιες δυσμενείς συνθήκες κυκλοφορίας και περιβαλλοντικών συνθηκών.

3.6 Λειτουργία δομικών στοιχείων

3.6.1 Δομικά στοιχεία της χαλύβδινης πλάκας

Η τάση σε κάθε μέλος της γέφυρας, κυρίως στο κατάστρωμα, εμφανίζεται εξαιτίας συνδυασμένων αποτελεσμάτων ποικίλων λειτουργιών που συμβαίνουν στο κατάστρωμα κατά την κατασκευή της γέφυρας. Παρά το γεγονός ότι αυτές οι λειτουργίες και οι τάσεις που δημιουργούνται είναι άμεσα συνδεδεμένες, είναι σημαντικό για τον σχεδιασμό να αντιμετωπίσουμε ξεχωριστά τα παρακάτω δομικά στοιχεία.

1° Σύστημα. Το κύριο σύστημα της γέφυρας για τη μεταφορά των φορτίων της είναι το χαλύβδινο κατάστρωμα και οι διαμήκεις δοκίδες.

2° Σύστημα. Η άκαμπτη χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος που αποτελείται από διαμήκεις δοκίδες και εγκάρσιες δοκούς, και η πλάκα καταστρώματος αποτελούν το άνω μέρος της γέφυρας και δρουν ως το δάπεδο αυτής.

3° Σύστημα. Η πλάκα καταστρώματος δρα τοπικά ως συνεχές μέλος, που παραλαμβάνει απευθείας τα συγκεντρωμένα φορτία οχημάτων, που λαμβάνουν χώρα ανάμεσα στις δοκίδες, και μεταφέρει τις αντιδράσεις σε αυτές.

Είναι εμφανές πως η χαλύβδινη πλάκα συμμετέχει και στα τρία δομικά συστήματα.

3.6.1.1 Ανάλυση συστημάτων

1° Σύστημα-Το κατάστρωμα ως μέρος των κυρίων στοιχείων που μεταφέρουν φορτία

Στις γέφυρες που οι διαμήκεις άκαμπτες δοκίδες είναι συνδεδεμένες στο κατάστρωμα λειτουργούν ως το άνω μέρος των κύριων δοκών. Το ωφέλιμο πλάτος του καταστρώματος δρα μαζί με ένα δίκτυο δοκών και εξαρτάται από την απόσταση των δοκών και το είδος της φόρτισης, καθώς είναι ανεξάρτητο από το πάχος της πλάκας.

Τα εντατικά μεγέθη του 1°υ συστήματος υπολογίζονται εύκολα με συνήθεις μεθόδους.

Η κατανομή του κινητού φορτίου στις κύριες δοκούς εξαρτάται από τον τύπο της διατομής της γέφυρας και τις εγκάρσιες συνδέσεις μεταξύ τον δοκών. Στην περίπτωση δύο μεμονωμένων κύριων δοκών, η χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος μπορεί να μεταφέρει τα φορτία στις δοκούς όπως σε ένα απλό υποστύλωμα.

Η συμμετοχή του καταστρώματος στην τάση των κύριων δοκών, θα προκαλέσει εφελκυσμό στο κατάστρωμα, στην αρνητική περιοχή του διαγράμματος ροπών των κύριων δοκών, και θλίψη στη θετική περιοχή.

Ο λόγος των ροπών ευστάθειας /ανατροπής του καταστρώματος στις περιοχές της θλίψης είναι συνήθως μεγάλος εξαιτίας της μεγάλης διαμήκης και εγκάρσιας δυσκαμψίας της πλάκας του καταστρώματος από τις δοκίδες και τη εγκάρσια δοκό, και γενικότερα της χαμηλής έντασης της θλίψης του 1^{ου} συστήματος στο κατάστρωμα. Γι'αυτό, στις περισσότερες περιπτώσεις δεν χρειάζεται έρευνα για την ελαστική σταθερότητα του καταστρώματος.

2° Σύστημα-Το κατάστρωμα ως δάπεδο της γέφυρας

Το σύστημα του δαπέδου αποτελείται από διαμήκεις δοκίδες και εγκάρσιες δοκούς τα οποία χρησιμοποιώντας την πλάκα κατάστρωματος ως το κοινό τους άνω μέρος μπορούν να συμπεριφέρονται ως ανεξάρτητα δομικά στοιχεία της γέφυρας. Σύμφωνα με αυτήν την υπόθεση το σύστημα του δαπέδου στηρίζεται στις κύριες δοκού, παρ'όλα αυτά, καμία διαμήκη δύναμη δεν μπορεί να μεταδοθεί από τις δοκόυς στο κατάστρωμα το οποίο υπόκειται μόνο σε τοπικά φαινόμενα των εξωτερικών φορτίων που ασκούνται στο κατάστρωμα.

Ένα συγκεντρωμένο φορτίο που ασκείται στο κατάστρωμα ανάμεσα από τις δοκίδες μεταφέρεται στις κοντινότερες διαμήκεις δοκίδες μέσω της πλάκας καταστρώματος. Οι διαμήκεις δοκίδες λειτουργούν ως συνεχόμενα στοιχεία και στηρίζουν τις εγκάρσιες δοκούς οι οποίες μεταφέρουν το φορτίο τους σε κύριες δοκούς.

Αν έχουμε πάνω από δύο κύριες δοκούς, οι εγκάρσιες δοκοί συχνά συμπεριφέρονται σαν συνεχόμενοι δοκοί σε άκαμπτες στηρίξεις. Αυτό προϋποθέτει ότι η διατομή της γέφυρας διατηρεί το γεωμετρικό της σχήμα υπό την επιβολή φοτίου, που θα πρέπει να διασφαλίζεται από μεγάλα διαφράγματα, τα οποία συνδέονται από κύριες δοκούς.

3° Σύστημα-Η πλάκα καταστρώματος λειτουργεί ανάμεσα στις διαμήκεις δοκίδες

Ένα φορτίο οχήματος επιβάλλεται στην χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος ανάμεσα στις άκαμπτες δοκίδες το οποίο μεταφέρεται στις δοκούς μέσω της πλάκας καταστρώματος λειτουργώντας ως συνεχής ισοτροπική πλάκα.

Επιπροσθέτως των τάσεων εξαιτίας της απευθείας μεταφοράς φορτίου στις δοκούς, σε ένα σύστημα με στρεπτικά άκαμπτες δοκούς, υπάρχουν στο κατάστρωμα πρόσθετες τάσεις εξαιτίας της διατμητικής μεταφοράς φορτίων στην εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας.

Κεφάλαιο 4

4. Παραμορφώσεις και μηχανισμοί συμπεριφοράς

4.1 Στήριξη καταστρώματος

4.1.1 Το κατάστρωμα υποστηρίζεται από ανοιχτή διατομή

Α) Η πλάκα καταστρώματος σε δύσκαμπτες στηρίξεις

Για να προσεγγίσουμε τους υπολογισμούς, το κατάστρωμα που υποστηρίζεται από ανοιχτή διατομή, συμπεριφέρεται σαν μία ισοτροπική πλάκα, συνεχόμενη στην x διεύθυνση, πάνω από τις δοκίδες που δρουν ως άκαμπτες στηρίξεις.



Εικόνα 4.1: Πλάκα καταστρώματος στηριζόμενη σε ανοιχτό σύστημα δοκίδων και συμπεριφέρεται ως συνεχόμενη πλάκα σε άκαμπτες στηρίξεις (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

Οι εκτιμήσεις για τους παράγοντες της πλάκας, βασίζονται στους υπολογισμούς των διαγραμμάτων ροπής σε μια συνεχή ισοτροπική πλάκα, με δύσκαμπτες στηρίξεις, που έχουν οριστεί από τους Pelikan και Esslinger στο άνοιγμα και στις στηρίξεις της πλάκας καταστρώματος (εικόνα 4.2).



Εικόνα 4.2: Παράγοντες της πλάκας για το διάγραμμα ροπών σε συνεχόμενη ισοτροπική πλάκα, (α) Διάγραμμα ροπών στο άνοιγμα, (b) Διάγραμμα ροπών στη στήριξη. (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

B) Αποτελέσματα από την ευκαμψία των δοκίδων

Η ευκαμψία των δοκίδων τείνει να μειώσει τις μέγιστες ροπές πάνω στις δοκίδες και να αυξήσει τις ροπές στο μέσον του ανοίγματος της πλάκας. Παρ'όλα αυτά τα αποτελέσματα θα είναι μικρά σε συνήθεις συνθήκες.



Εικόνα 4.3: Διαμήκεις δοκίδες που συμπεριφέρονται ως ελαστικές στηρίξεις της πλάκας καταστρώματος

4.1.2 Το κατάστρωμα υποστηρίζεται από κλειστή διατομή

Οι τοπικές τάσεις στην πλάκα καταστρώματος που υποστηρίζονται από κλειστή διατομή μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελούνται από δύο μέρη:

1. Τασεις εξαιτίας της άμεσης φόρτισης του καταστρώματος που υποστηρίζονται από εύκαμπτες δοκίδες.

2. Τασεις εξαιτίας του φορτίου που μεταφέρεται από την άμεση φόρτιση των δοκίδων σε γειτονικές δοκίδες σε πραγματικό κατάστρωμα, που δρουν όπως στην ορθότροπη πλάκα.

1. Τάσεις εξαιτίας της απευθείας φόρτισης

Οι τάσεις μπορούν να αποκτηθούν αναλύοντας το σύστημα της συνεχόμενης ισοτροπικής πλάκας. Το σύστημα αυτό συνδέεται δύσκαμπτα με τις δοκίδες, οι οποίες δρουν ως δύσκαμπτα μέλη και παρέχουν έναν ελαστικό περιορισμό στην πλάκα, στα σημεία της στήριξης. Οι δοκίδες, που μεταφέρουν το φορτίο στις δοκούς δαπέδου, θεωρητικά δεν παραμορφώνονται υπό την επιβολή του φορτίου.





2.Τάσεις λόγω της εγκάρσιας διατμητικής μεταφοράς

Στο πραγματικό σύστημα του καταστρώματος, οι δοκίδες δεν είναι δύσκαμπες όπως στους υπολογισμούς του 1^{ου}. Επιπροσθέτως, στην άμεση φόρτιση των δοκίδων, οι γειτονικές δοκίδες παραμορφώνονται και στρίβουν, έτσι συμμετέχουν στην μεταφορά του φορτίου. Το φορτίο μεταφέρεται από την απευθείας φορτιζόμενη δοκίδα στις μακρινές δοκίδες, μέσω της διάδοσης των διατμητικών δυνάμεων, που μεταφέρονται από το κατάστρωμα δρώντας σε κάμψη. Οι διατμητικές δυνάμεις στην πλάκα καταστρώματος εξαιτίας του φορτίου που μεταφέρεται, παρουσιάζονται δίπλα στη δοκίδα, στην έμμεσα φορτισμένη, και στην πλάκα καταστρώματος, στην άμεσα φορτισμένη δοκίδα.

Η γενική έκφραση για τη διάτμηση, V_x , σε ορθότροπη πλάκα με $\nu = 0$, είναι η παρακάτω:

$$V_x = -D_x \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} - 2H \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2}$$
(4.1)

Όπου: : Dx=η καμπτική δυσκαμψία της πλάκας στην x διεύθυνση

Η=η ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία της πλάκας



Εικόνα 4.5: Παράδειγμα υπολογισμού του διαγράμματος ροπών στη πλάκα καταστρώματος που στηρίζεται από κλειστό σύστημα δοκίδων. Ροπές εξαιτίας της εγκάρσιας διατμητικής μεταφοράς(Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

3. Υπολογισμός των ολικών τάσεων

Οι ολικές ροπές και τάσεις στην πλάκα καταστρώματος αποκτώνται από τις δύο παραπάνω περιπτώσεις.

Οι τοπικές τάσεις στην x διεύθυνση συνεισφέρουν στις τάσεις της y διεύθυνσης του καταστρώματος και του τοιχώματος των δοκίδων. Η αύξηση της τάσης, Δf_{ν} , στην y διεύθυνση υπολογίζονται με βάση τον νόμο του Hooke:

$$\Delta f_{\nu} = \nu f_{\chi} \tag{4.2}$$

Όπου ν=0,3, ο λόγος Poisson για το χάλυβα και f_x η τάση στην x διεύθυνση.



Εικόνα 4.6: Παράδειγμα υπολογισμού του διαγράμματος ροπών στη πλάκα καταστρώματος που στηρίζεται από κλειστό σύστημα δοκίδων. Συνολικό διάγραμμα ροπών στη πλάκα καταστρώματος στη x διεύθυνση, που αποκτήθηκε από τις επιρροές του άμεσου φορτίου και της εγκάρσιας διατμητικής μεταφοράς του.(Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

4.2 Φόρτιση

4.2.1 Ανάλυση Fourier για το φορτίο

Για τον υπολογισμό του καταστρώματος που συμπεριφέρεται σαν ορθότροπη πλάκα, και για τον συνυπολογισμό των αποτελεσμάτων της δυσκαμψίας των εγκάρσιων δοκών στις τιμές του καταστρώματος σε ανοιχτές και σε κλειστές διατομές, το φορτίο οχήματος που επιβάλλεται στο κατάστρωμα της γέφυρας υπολογίζεται με τις εξισώσεις Fourier, αντικαθιστώντας τα πραγματικά συγκεντρωμένα φορτία από ένα σύνολο ημιτονοειδών φορτίων που εκτείνονται σε ολόκληρο το πλάτος της γέφυρας.



Εικόνα 4.7:Απεικόνιση των μεταβλητών της εξίσωσης Fourier. (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

Στο σύστημα που εμφανίζεται στην εικόνα 4.7 ένα φορτίο $P = Q_0(x_2 - x_1)$ μπορεί να οριστεί:

$$Q_x = \sum_{n=1}^{\infty} Q_n \left(\sin \frac{n\pi x}{l} \right) \tag{4.2}$$

ME:
$$Q_n = \frac{2Q_0}{l} \int_{x1}^{x2} \sin \frac{n\pi x}{l} dx \qquad (4.2\alpha)$$

$$=2\frac{Q_0}{n\pi}\left[\cos\frac{n\pi x_1}{l} - \cos\frac{n\pi x_2}{l}\right]$$

Όπου Q_x =φορτίο ανά μέτρο πλάτους στην περιοχή x,σε k/in.

 Q_0 =το πραγματικό φορτίο στη πλάκα καταστρώματος ανά μέτρο πλάτους

$$= P/2g(\frac{k}{in})$$

l= μήκος ανοίγματος=πλάτος καταστρώματος (in).

Η τιμή $Q_n(Q_1, Q_2, Q_{n3,....})$ παρουσιάζει τη μέγιστη τιμή του νιουστού ημιτονοειδούς φορτίου του μέλους όπως φαινεται στην εικόνα 4.8.



Εικόνα 4.8: Ημιτονοειδές φορτίο του μέλους κατά τον (FourierWolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

Σε κάθε περίπτωση, το x, η ένταση του φορτίου, Q_{nx} , του νιοστού φορτίου του μέλους, είναι:

$$Q_{nx} = Q_n \sin \frac{n\pi x}{l} \tag{4.2b}$$
4.3 Μηχανισμοί συμπεριφοράς

Η συμβατική μέθοδος της ανάλυσης γεφυρών ορίζει πως ολόκληρο το δομικό σύστημα αποτελείται από κάποια βασικά ανεξάρτητα στοιχεία όπως το κατάστρωμα, τη δοκό ζεύξης, τις δοκούς δαπέδου. Αυτή η προσέγγιση βασίζεται στην υπόθεση ότι το κάθε στοιχείο δρα ανεξάρτητα και μεταφέρει φορτίο από τον εαυτό του στο επόμενο στοιχείο χωρίς θεώρηση της αλληλεπίδρασης ανάμεσα στα στοιχεία. Στις ορθότροπες γέφυρες η πλάκα καταστρώματος, οι διαμήκεις, οι εγκάρσιες και οι κύριες δοκοί ενσωματώνονται σε μια δομίκη ενοποίηση. Η πλάκα καταστρώματος θα πρέπει να εκτελέσει κάποιες λειτουργίες ταυτόχρονα, συμπεριλαμβανομένου της κατανομής του φορτίου και να λειτουργήσει ως το άνω μέρος των εγκάρσιων δοκών και των κυρίων δοκών. Το γεγονός ότι οι ορθότροπες γέφυρες εκτελούν όλες αυτές τις λειτουργίες παράλληλα, καταλήγει σε μια αποτελεσματική χρήση της πλάκας χωρίς να αγνοηθούν οι αλληλεπιδράσεις.

Πίνακας 4.1: Μηχανισμοί συμπεριφοράς ορθότροπου χαλύβδινου καταστρώματος . (Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, US Department of Transportation. February 2012. Retrieved 21 January 2015. Publication No. FHWA-IF-12-027)

System	Action	Figure	Result
1	Local Deck Plate Deformation		Transverse flexural stress in deck and rib plates and RD
2	Panel Deformation		Transverse deck stress from rib differential displacements
3	Rib Longitudinal Flexure	Friend Strategy Strat	Longitudinal flexure and shear in rib acting as a continuous beam on flexible FB supports
4	Floorbeam In- plane Flexure		Flexure and shear in FB acting as beam spanning between rigid girders
5	Floorbeam Distortion	Deplaying constances bottom of ob bottom of ob	Out-of-plane flexure of FB web at rib due to rib rotation
6	Rib Distortion		Local flexure of rib wall due to FB cut-out
7	Global		Axial, flexural, and shear stresses from supporting girder deformations

4.3.1 Συστήματα παραμόρφωσης

Τοπική παραμόρφωση πλάκας καταστρώματος-1° Σύστημα

Η κατανομή του φορτίου ξεκινά με την μεταφορά του από την πλάκα καταστρώματος στις στηρίξεις των δοκών. Η αντίδραση επηρεάζεται από την απόσταση των δοκών και το πάχος (καμπτική δυσκαμψία) της πλάκας καταστρώματος και των δοκίδων. Είναι αξιοσημείωτο πως αυτό το σύστημα είναι ένας κινητήριος παράγοντας στην κόπωση, αλλά δεν είναι μια γενική ανησυχία. Απλοποιημένη μορφή του συστήματος των τάσεων μπορεί να επιτευχθεί χρησιμοποιώντας ένα μοντέλο πεπερασμένων λωριδών των διατομών των ορθότροπων γεφυρών στην εγκάρσια διεύθυνση, με υπότιθέμενες δύσκαμπτες στηρίξεις για τις δοκίδες, ή ελαστικές εύκαμπτες στηρίξεις, που βασίζονται στην καμπτική δυσκαμψία των δοκίδων και στο μήκος των ανοιγμάτων.

Παραμόρφωση της πλάκας -2° Σύστημα

Είναι το πιο περίπλοκο σύστημα διότι απαιτεί κατανόηση συμπεριφοράς από δύο κατανομές φορτίων της ορθότροπης πλάκας όταν υποβάλλεται σε εξωτερική φόρτιση, που είναι ένα σύνθετο πρόβλημα. Η λύση βρέθηκε στην εξίσωση Huber's:

$$Dx\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + Dy\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$
(4.3)

Όπου: Dx=η καμπτική δυσκαμψία της πλάκας στην x διεύθυνση

Dy= η καμπτική δυσκαμψία της πλάκας στην y διεύθυνση

Η=η ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία της πλάκας

p(x,y)=το φορτίο σε κάθε σημείο της πλάκας με συντεταγμένες (x,y)

Η διαφορική εξίσωση οδήγησε σε λύσεις του Fourier. Απαιτητικές λύσεις αυτής της εξίσωσης αποτέλεσαν πρόκληση όταν οι εγκάρσιες δοκοί παρουσίασαν ξανά είτε ασυνέχειες ή αβέβαια όρια, με τα οποία η συμβατότητα είναι απαραίτητη, αλλά η μετακίνηση τους δεν είναι εύκολα κατανοητή. Πρόσφατα ο Higgins (2003,2004), εφάρμοσε αυτή τη λύση για τον υπολογισμό των ροπών και των παραμορφώσεων, που υποστηρίζονται από τα πεπερασμένα στοιχεία και τα εμπειρικά αποτελέσματα. Παρ'όλα αυτά, οι ορθότροπες γέφυρες με τις κλειστές διατομές έχουν προσθέσει περιπλοκότητες εξαιτίας της αυξημένης στρεπτικής δυσκαμψίας των δοκίδων. Η πιο διαδεδομένη λύση σε αυτό το γεγονός, προτάθηκε από τους Pelikan και Esslinger (1957).

Διαμήκης κάμψη δοκίδων-3° Σύστημα

Μετά την εγκάρσια κατανομή των φορτίων κατά μήκος των δοκίδων στο 2° σύστημα, οι δοκίδες μεταφέρουν φορτίο στη διαμήκη διεύθυνση στις δοκούς δαπέδου. Σε αυτόν τον μηχανισμό η δοκίδα μπορεί να θεωρηθεί ως μια συνεχής δοκός σε χωριστές εύκαμπτες στηρίξεις. Το 2° σύστημα παρέχει τις τιμές των παραμορφώσεων της δοκίδας για την ιδανική περίπτωση, όταν η εγκάρσια δοκός είναι δύσκαμπτη. Το 3° σύστημα παρέχει τις τιμές παραμόρφωσης της δοκίδας, που προέρχονται από τις εύκαμπτες δοκούς δαπέδου. Η ευκαμψία της εγκάρσια δοκού προκαλεί μια αύξηση στις θετικές ροπές και μείωση στις αρνητικές, όπως και μια μείωση και στις εγκάρσιες δοκούς στις θετικές ροπές. Για να περιπλακούν τα πράγματα, οι δοκίδες έχουν συνέχεια διασχίζοντας τις εγκάρσιες δοκούς κατά τη διαμήκη διευθυνση και οι εγκάρσιες δοκοί έχουν ευκαμψία που αλληλεπιδρά με τις δοκίδες. Πράγματι, ο De Corte and Van Bogaert (2006) πρόσφατα ανακάλυψε ότι η επιρροή των διατμητικών παραμορφώσεων στις εγκάρσιες δοκούς έχουν μεγάλη επίδραση στις ροπές που εμφανίζονται στις δοκίδες, τα οποία μειώνουν την συνολική διατμητική δυσκαμψία.

Η μέθοδος Pelikan-Esslinger διευθέτησε αυτό το πρόβλημα και παρείχε μια άμεση τεχνική αλλαγών στις ροπές των εγκάρσιων δοκών και στις δοκίδες, που βασίζεται στην σχετική δυσκαμψία τους. Αυτές οι τεχνικές παρουσιάζονται από αριθμητικά παραδείγματα στο Design Manual For Orthotropic Steel Plate Bridges (AISC,1963) και Troitsky (1987). Παρ'όλα αυτά, η δουλειά τους αγνοεί τις επιρροές των διατμητικών παραμορφώσεων και δεσμεύεται από τις απλοποιημένες υποθέσεις

που περιγράφηκαν πριν. Μια προσέγγιση στην αξιολόγηση του μηχανισμού είναι να χρησιμοποιηθεί ένα απλό 2D μοντέλο εσχάρας από μεμονωμένες δοκίδες με διαδοκίδες. Λύσεις για αυτά τα προβλήματα μπορεί κανείς να βρει στη βιβλιογραφία.

Εγκάρσιες δοκοί - Εντός επιπέδου κάμψης-4° Σύστημα

Το επόμενο βήμα σχετικά με τη φόρτιση είναι η μεταφορά του φορτίου από τις δοκίδες στη κύρια δοκό μέσω των εγκάρσιων δοκών. Οι τάσεις στις διαδοκίδες είναι ένας συνδυασμός εντός επιπέδου, τάση της κάμψης και της διάτμησης, και εκτός επιπέδου, τάση στρέψης από την στροφή των δοκίδων. Οι περισσότερες έρευνες σε αυτό το σύστημα έχουν επικεντρωθεί στον καθορισμό του βέλτιστου διαφράγματος σχετικά με την γεωμετρία του, που βασίζεται στον εντός επιπέδου έλεγχο και ανάλυση (Kolstein,2007). Έχει αποδειχθεί πειραματικά ότι, τα διαφράγματα με αυστηρή γεωμετρία εμφανίζουν τάσεις εκτός επιπέδου σε χαμηλές τιμές ή μπορεί να είναι το 25% της εντός επιπέδου τάσης (Williamsburg and Bronx-Whitestone). Γι'αυτό το λόγο, οι αναλύσεις επικεντρώνονται στην εντός επιπέδου συμπεριφορά.

Για την ανάλυση των εγκάρσιων δοκών χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο Vierendeel, ωστόσο για την απλοποίηση της 2D ανάλυσης, μια ισάξια προσέγγιση μοντέλου Vierendeel προτάθηκε από τους Haibach και Plasil (1983) και υιοθετήθηκε στον τρέχον Ευροκώδικα (ECS,1992). Είναι μία απλή και άμεση μέθοδος ανάλυσης για την συμπεριφορά των εγκάρσιων δοκών εντός επιπέδου και παρέχει περιορισμένη ασφάλεια στο ελεύθερο άκρο του διαφράγματος. Ο De Corte et al. (2007) πρότεινε μια προσέγγιση, με ένα βελτιωμένο μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων για τον καθορισμό του παράγοντα γεωμετρικού μεγέθους, (συγκεντρωτικός παράγοντας) που μπορεί να εφαρμοστεί στις ονομαστικές τάσεις που αποκτήθηκαν από το Vierendeel μοντέλο. Αυτό το βήμα είναι απαραίτητο για να εξασφαλίσει τον προσδιορισμό της τάσης του διαφράγματος. Σημαντικό είναι να τονιστεί πως το μοντέλο Vierendeel δεν παρέχει αξιολόγηση της τάσης στο τέλος του διαφράγματος, που είναι η πιο κρίσιμη θέση για την κόπωση.

Παραμόρφωση των εγκάρσιων δοκών-5° Σύστημα

Αυτό το σύστημα επικεντρώνεται στις επιρροές που υπάρχουν στις αλληλεπιδράσεις των δοκίδων και των εγκάρσιων δοκών, και πως αυτές επηρεάζουν τις τοπικές τάσεις των εγκάρσιων δοκών εντός επιπέδου, και την διάρκεια ζωής τους.

Κατά τη διάρκεια της τελευταίας δεκαετίας εργαστηριακές μελέτες στις ΗΠΑ, και η χρήση των πεπερασμένων στοιχείων, βοήθησαν στην κατανόηση της συμπεριφοράς των επιρροών κατά μήκος των εγκάρσιων δοκών και πως αλληλεπιδρούν η δυσκαμψία τους με την πλάκα καταστρώματος. Για παράδειγμα, μια αύξηση στο πάχος των εγκάρσιων δοκών μπορεί να βελτιώσει τις τάσεις από τη δοκίδα στο κατάστρωμα, αλλά μπορεί και να τις επιδεινώσει στο διάφραγμα ή στις συγκολλήσεις.

Οι τοπικοί μηχανισμοί που επηρεάζουν τις λεπτομέρειες δοκίδας-εγκάρσιας δοκού κατά μήκος των εγκάρσιων δοκών ή διαφράγματος είναι:

1.Η εκτός επιπέδου παραμόρφωση από τη στροφή δοκίδας.

2.Η εντός επιπέδου παραμόρφωση από την οριζόντια διάτμηση.

3.Η εντός επιπέδου παραμόρφωση από κάθετη μετατόπιση.

Παραμόρφωση δοκίδας-6° Σύστημα

Αυτό το πολύ σημαντικό φαινόμενο αγνοούταν τελείως παλαιότερα. Σε ένα κλειστό σύστημα η στροφή των δοκίδων όταν το φορτίο είναι στο μέσον και έκκεντρα του άξονα της δοκίδας, προκαλεί

στροφή στη δοκίδα γύρω από το κέντρο της με συνέπεια την μετακίνηση στο μέσον. Η εγκάρσια δοκός όμως παρουσιάζει περιορισμό εντός του επιπέδου της στροφής. Όταν υπάρχει διάφραγμα ο περιορισμός είναι συγκεκριμένος και υπάρχουν ασυνέχειες που επιβάλλουν παραμορφώσεις εκτός επιπέδου στον κορμό της δοκίδας, δημιουργώντας μεγάλες τάσεις που σχετίζονται με την διαθέσιμη αντοχή σε κόπωση.

Καθολικό-7° Σύστημα

Αυτός ο μηχανισμός εμπεριέχει τη μετακίνηση του πρώτου δοκαριού, επιπλέον του ορθότροπου συστήματος, αφού βρίσκεται ανάμεσα στα σημεία της καθολικής στήριξης. Μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας συμβατικές μεθόδους της δομικής ανάλυσης. Για να υπολογιστούν οι τάσεις σε αυτό το σύστημα, στα μοντέλα χρησιμοποιούνται συχνά σπονδυλωτά στοιχεία με σκοπό να παρουσιάσουν ολόκληρη τη διατομή της γέφυρας με εφαρμογή του ωφέλιμου πλάτους του ορθότροπου καταστρώματος.

4.4 Στρεπτική δυσκαμψία

4.4.1 Εισαγωγή

Η στρεπτική δυσκαμψία στις κλειστές διατομές είναι πιο σημαντική από τις ανοιχτές και γι' αυτό το λόγο στις ανοιχτές μπορεί να αγνοηθεί. Οι τιμές αυτές συνυπολογίζονται στους υπολογισμούς του σχεδιασμού μέσα από την ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία της αναπληρωματικής ορθότροπης πλάκας αντικαθιστώντας το πραγματικό σύστημα.

Θεωρώντας ότι ο λόγος του Poisson των ορθότροπων πλακών αντικαθιστά τη χαλύβδινη πλάκα των συνηθισμένων γεφυρών, μπορεί να θεωρηθεί 0 (x,y).

Αν το πραγματικό σύστημα είναι να αντικατασταθεί με μία ιδανική ορθότροπη πλάκα, η ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία του ιδανικού συστήματος μπορεί να θεωρηθεί η μισή της στρεπτικής δυσκαμψίας της δοκίδας ανά μέτρο πλάτους.

4.4.2 Στρεπτικές παραμορφώσεις των δοκίδων

Η ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία βασίζεται στην υπόθεση ότι το κατάστρωμα αποτελείται από τις δοκίδες και την πλάκα καταστρώματος και δεν είναι επιπλέον δύσκαμπτο ανάμεσα στις εγκάρσιες δοκούς και στα διαφράγματα ή άλλα μέλη που κατασκευάζονται για να ενισχύσουν την ωφέλιμη δυσκαμψία και την ικανότητα κατανομής του εγκάρσιου φορτίου που προκύπτει από αυτό.

Η θεωρητική στρεπτική δυσκαμψία εξαρτάται από το μέγεθος και το πάχος της πλάκας και δεν συνυπολογίζεται στην ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία του καταστρώματος.

Αν η πλάκα καταστρώματος ήταν επαρκώς δύσκαμπτη η παραμόρφωση θα ήταν ομαλή. Σε αυτήν την περίπτωση οι δοκίδες συμμετέχουν εξ'ολοκλήρου στη κατανομή του φορτίου στο κατάστρωμα λόγω της στρεπτική τους δυσκαμψίας.

Από την άλλη μεριά, αν το καταστρωμα ήταν εύκαμπτο, δεν θα υπήρχε στρεπτική παραμόρφωση των δοκίδων εξαιτίας του φορτίου, και η στρεπτική δυσκαμψία των δοκιδων δεν θα ασκούσε επιρροή στην κατανομή του φορτίου και τη ροή της τάσης στο κατάστρωμα. Σε αυτήν την περίπτωση το κατάστρωμα θα είχε μια καμπτική δυσκαμψία, συνεπώς οι δοκίδες θα αναγκαστούν να στρίψουν. Παρ'όλα αυτά το σχετικά λεπτό κατάστρωμα παραμορφώνεται εξαιτίας της διατμητικής μεταφοράς της δύναμης από τη μία δοκίδα στην επόμενη. Συνεπώς, η στρεπτική στροφή των δοκίδων είναι μικρότερη από αυτήν που θα είχε ένα σύστημα με πολύ δύσκαμπτη πλάκα καταστρώματος. Αυτό σημαίνει ότι σε μια πραγματική κατασκευή καταστρώματος η στρεπτική δυσκαμψία των δοκίδων που αντιστοιχεί στις γεωμετρικές ιδιότητες τους δεν είναι πλήρως εφαρμόσιμη εξαιτίας της καμπτικής παραμόρφωσης του καταστρώματος.



Εικόνα 4.9: Παραμόρφωση των δοκίδων εξαιτίας της διατμητικής μεταφοράς φορτίου στη x διεύθυνση. (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)



Εικόνα 4.10: (a) Λεπτομέρεια παραμόρφωσης της εικόνας 18, (b) Απεικόνιση ροπών και διάτμησης της δοκίδας εξαιτίας του (a). (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

Οι καμπτικές τάσεις και παραμορφώσεις του καταστρώματος και των δοκίδων είναι σημαντικές στον καθορισμό της ωφέλιμης στρεπτικής δυσκαμψίας του καταστρώματος. Γιάυτό, η καμπτική δυσκαμψία του συστήματος στην εγκάρσια διεύθυνση αγνοείται στην αναπληρωματική ορθότροπη πλάκα, συμμετέχει έμμεσα στους υπολογισμούς μέσα από μειωμένη τιμή της ωφέλιμης στρεπτικής δυσκαμψίας.

4.4.3 Υπολογισμός της ωφέλιμης στρεπτικής δυσκαμψίας

Ως στρεπτική δυσκαμψία ενός ιδανικού συστήματος ορίζεται, χωρίς δευτερεύουσες καμπτικές παραμορφώσεις, η στρεπτική δυσκαμψία στην οποία οι παραμορφώσεις, εξαιτίας μόνο της στρέψης, είναι ίσες με τις παραμορφώσεις της στρέψης και της δευτερεύουσας κάμψης των πραγματικών δοκίδων. Από αυτή τη συνθήκη της ισότητας ενέργειας στα δύο συστήματα, ακολουθεί το ότι η στρεπτική παραμόρφωση των δοκίδων του ιδανικού συστήματος πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη στρεπτική παραμόρφωση του πραγματικού συστήματος. Αυτό σημαίνει πως η στρεπτική δυσκαμψία του ιδανικού συστήματος, ή η ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία των δοκίδων, είναι μικρότερη τιμή από τη δυσκαμψία που αποκτήθηκε χωρίς θεώρηση της δευτερεύουσας καμπτικής παραμόρφωσης του καταστρώματος και των δοκίδων.

Η μείωση της τιμής της θεωρητικής δυσκαμψίας, εκφράζεται με τον συντελεστή μ, βασίζεται στις γεωμετρικές ιδιότητες της διατομής και είναι μικρότερη από 1.

Η μειωμένη στρεπτική δυσκαμψία των δοκίδων υπολογίζεται με την τιμή της ωφέλιμης στρεπτικής δυσκαμψίας της αναπληρωματικής ορθότροπης πλάκας αντικαθιστώντας την πραγματική.

Η ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία της ορθότροπης πλάκας με κλειστό σύστημα εκφράζεται από την παρακάτω σχέση:

$$H = \frac{1}{2} \left(\frac{\mu G K}{a + e} \right) \tag{4.4}$$

Όπου: *Η*=ωφέλιμη στρεπτική δυσκαμψία της ορθότροπης πλάκας (k-in²/in)

G=μέτρο ελαστικότηταςτου χάλυβα σε διάτμηση (11.2 x 10 k/in²)

Κ=ιδιότητα διατομής που χαρακτηρίζει την αντοχή σε στρέψη, όπως ορίζεται

παρακάτω, (in)

a=πλάτος άνω πλευράς της κλειστής διατομής, (in)

e=πλάτος καταστρώματος ανάμεσα σε δύο δοκίδες, (in)

μ=μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από την ευκαμψία της πλάκας

καταστρώματος και το διάστημα των δοκίδων, (αδιάστατο)

Η ιδιότητα διατομής της δοκίδας, Κ, υπολογίζεται από τη παρακάτω σχέση:

$$K = \frac{4A^2}{(u/t_R) + (a/t_P)} \tag{4.4a}$$

Όπου: Α=εμβαδόν της κλειστής διατομής, (in²)

u= μηκός περιμέτρου της δοκίδας, (in)

 t_R =πάχος δοκίδας, (in)

 t_P =πάχος πλάκας καταστρώματος, (in)



Εικόνα 4.11: Διαστάσεις δοκίδας. (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

4.5 Λυγισμός

4.5.1 Σταθερότητα

Η σταθερότητα του πάνελ πρέπει να υπολογιστεί για να εξασφαλιστεί πως ο λυγισμός δεν επιδεινώνει την αντοχή της γέφυρας όταν υπόκειται σε αξονικές και/ή καμπτικές παραμορφώσεις. Αυτό ισχύει ειδικά όταν το ορθότροπο κατάστρωμα είναι το μεγαλύτερο μέρος της γέφυρας, που έχει την ιδιότητα να αντιστέκεται σε θλιπτικά φορτία, όπως σε μια καλωδιωτή και συνεχόμενη κιβωτιοειδή γέφυρα. Στο άνω μέρος των κιβωτοειδών, καμπτικές απαιτήσεις στην κατασκευή μπορούν να καταλήξουν σε σχεδόν καθαρή αξονική τάση θλίψης στα δομικά στοιχεία αυτού του μέρους της πλάκας. Οι πιθανές οριακές καταστάσεις σταθερότητας που πρέπει να υπολογίζονται στις ορθότροπες πλάκες εμπεριέχουν:

1. Τοπικό λυγισμό της πλάκας καταστρώματος μεταξύ των δοκίδων

- 2.Τοπικό λυγισμό των δοκίδων
- 3. Λυγισμό του ορθότροπου πάνελ ανάμεσα στις δοκούς δαπέδου.

Πειράματα έχουν αποδείξει πως η αστοχία της κύριας δοκού σε ένα δύσκαμπτο πάνελ είναι κρίσιμη διότι μπορεί να επέλθει μια ξαφνική κατάρρευση σε ολόκληρο το πάνελ. (Gordin et al.,1998)

Γενικά για να αποφευχθεί ο λυγισμός του καταστρώματος υπό θλίψη που εμφανίζεται από την κάμψη της κύριας δοκού, η λεπτότητα, L/r, δεν θα πρέπει να ξεπερνά τη τιμή της παρακάτω σχέσης κατά AASHTO:

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{max} = 83\sqrt{\frac{1500}{F_y} - \frac{2700F}{F_y^2}}$$
(4.5)

Όπου: L=η απόσταση ανάμεσα στις εγκάρσιες εγκάρσια δοκού

r=η ακτίνα περιστροφής γύρω από τον οριζόντιο κεντροβαρικό άξονα της δοκίδας

συμπεριλαμβανομένου το ωφέλιμο πλάτος της πλάκας καταστρώματος

F =η μέγιστη τάση θλίψης σε MPa (λαμβάνεται θετική), στη πλάκα καταστρώματος,

ως απόρροια της δράσης του καταστρώματος, το οποίο λειτουργεί ως άνω μέρος της

εγκάρσιας δοκού

 F_y =η δύναμη διαρροής του υλικού της δοκίδας σε MPa

4.5.2 Τοπικός λυγισμός

Ο τοπικός λυγισμός μπορεί να εμφανιστεί στις ορθότροπες πλάκες ανάμεσα στις συνδέσεις των δοκίδων και των δοκών, λόγω της λεπτότητας του κάθε στοιχείου. Αυτή η οριακή κατασταση παρατηρήθηκε ποσότικώς και εμπειρικώς από τους Choy et al (2006), Grondin, et al (2002). Το πρόβλημα με τον τοπικό λυγισμό, αρχικώς καταγράφηκε στο Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges (AISC, 1963). Η μέθοδος που προτάθηκε βασίστηκε στην ανάλυση ελαστικής σταθερότητας απλών στοιχείων με μεταβλητά φορτία και οριακές συνθήκες.

Για την απλοποιημένη εκτίμηση της τοπικής σταθερότητας, μετά από μελέτες των ΗΠΑ, είναι να οριοθετηθεί ο λόγος πλάτους / πάχος σε μια συγκεκριμένη τιμή ώστε να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός. Όταν αυτά τα όρια υπερβαίνονται, ο τοπικός λυγισμός προκαλεί μείωση της δυσκαμψίας και ανακατανομή των τάσεων. Με αυτό το τρόπο, τμήματα του πλάτους γίνονται μη ωφέλιμα (SSRC 1998). Η πλασματική κρίσιμη τάση μειώνεται από έναν εμπειρικό μειωτικό συντελεστή για τον υπολογισμό της συμπεριφοράς του μέλους μετά τον λυγισμό.

Η σταθερότητα μπορεί να υπολογιστεί με πιο απαιτητικές μεθόδους, συμπεριλαμβανομένου τα πεπερασμένα στοιχεία. Υπάρχουν δύο τρόποι για να διεξαχθεί η ανάλυση του λυγισμού χρησιμοποιώντας πεπερασμένα στοιχεία:

1.Εκτίμηση ανάλυσης λυγισμού Eigen.

2.Γενική μη γραμμική αυξητική ανάλυση κατάρρευσης, που σχεδιάζει ολόκληρη τη συμπεριφορά στην ισορροπία, στο κρίσιμο φορτίο και μετά από αυτό.

Η εκτίμηση ανάλυσης λυγισμού Eigen είναι πρότιμότερη γιατί χρειάζεται λιγότερους υπολογισμούς, αφού μπορεί να χρησιμοποιήσει μια τιμή Eigen στο πίνακα δυσκαμψίας, αντί να παράγει επαναλαμβανόμενα αναστροφή του πίνακα. Αυτός ο τύπος ανάλυσης βρίσκεται στους κώδικες λογισμικών, παρ'όλο που υπάρχουν προβλήματα σχετικά με την κατάρρευση ενώ οι μετακινήσεις είναι μικρές, και οι αλλαγές στις ιδιότητες του υλικού δεν επηρεάζουν σημαντικά την γραμμικότητα. Επίσης, αυτή η μέθοδος αγνοεί κάθε εναπομένουσα τάση και ατέλεια, καταλήγοντας σε υπερεκτίμηση του πραγματικού φορτίου λυγισμού. Αυτό το σφάλμα μπορεί να είναι μικρό για τις πλάκες με μεγάλο πάχος. Η δεύτερη στρατηγική είναι πιο ακριβής σχετικά με τις εναπομένουσες τάσεις και τις ατέλειες. Παρ'όλα αυτά είναι πιο απαιτητική στην κατανόηση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων από τον εκτελεστή.

4.6 Κόπωση

4.6.1 Εκτιμήση τάσεων

Στο τέλος του 1970, τα προβλήματα κόπωσης στις συγκολλήσεις έγιναν πιο κατανοητά και η προσέγγιση της εκτίμησης της πλασματικής τάσης στην αντοχή σε κόπωση έγινε προκαθορισμένη διαδικασία. Παρ'όλα αυτά, απλές μέθοδοι εκτιμούσαν τις τάσεις στο διάφραγμα της εγκάρσια δοκού, όμως ήταν ακατάλληλες για τον υπολογισμό της παραμόρφωσης και άλλων τοπικών τάσεων που πρέπει να προστεθούν στην αρχική φάση.

Πλέον, υπάρχουν τρόποι για την σωστή αξιολόγηση τάσεων, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και τα εργαστηριακά πειράματα. Η πρώτη μέθοδος είναι ευρέως αποδεκτή, και είναι υψίστης αποτελεσματικότητας. Η δεύτερη είναι ισότιμα αποτελεσματική, αλλά πρέπει να χρησιμοποιηθεί σε ένα πρωτότυπο με ακρίβεια στην κατασκευή και τη φόρτιση. Εργαστηριακά πειράματα χρησιμοποιούνται σε ήδη υπάρχουσες κατασκευές για να ελέγξουν τον σχεδιασμό των πρωτότυπων σχεδιασμών. Στο προγραμματισμό όπως και στο τελικό στάδιο σχεδιασμού η τεχνική των πεπερασμένων στοιχείων είναι αναγκαία.

Όταν η ανάλυση κόπωσης χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της διάρκειας ζωής, απαιτείται διάκριση στις τάσεις, δηλαδή αν είναι ενιαίες διασχίζοντας το πάχος της πλάκας και ικανές να ποικίλουν εξαιτίας της κάμψης. Οι τεχνικές θα δώσουν όλους τους πιθανούς συνδυασμούς, τις οποίες ο μηχανικός καλείται να εκτιμήσει.



Εικόνα 4.12: Διάγραμμα κόπωσης κατά Wohler

4.6.2 Θεωρίες κόπωσης

Η κόπωση της πλάκας καταστρώματος είναι πολύ μεγάλη αλλα λεπτές πλάκες μπορεί να προκαλέσουν αστοχίες σε άλλα δομικά στοιχεία. Ένας τρόπος να μειώσουμε την κόπωση είναι να περιορίσουμε την τάση στις δοκίδες, που δημιουργείται από τη ροπή εγκάρσιας δοκού-δοκίδας, δημιουργώντας λεπτές συγκολλήσεις στις δοκίδες με την πλάκα καταστρώματος. Μεγάλη ποσότητα συγκόλλησης προκαλεί συρρίκνωση του συγκολλημένου μετάλλου που μπορεί να προκαλέσει πρόσθετες τάσεις. Σημαντικό ρόλο παίζει και το μέγεθος των δομικών στοιχείων που συγκολλώνται ,καθώς αν είναι πολύ μικρό μπορεί να προκαλέσει πρόβληματα κατά τη διάρκεια της συγκόλλησης. Επιπλέον, αν το συμπλήρωμα συγκόλλησης τοποθετηθεί ώστε να γεφυρώσει ένα μεγαλύτερο κενό, τότε, περισσότερο πάχος συγκόλλησης μπορεί να αυξήσει την πιθανότητα συρρίκνωσης τάσεων.

Πιο συγκεκριμένα οι ατέλειες στην ευθυγράμμιση των δομικών στοιχείων και ο ποιότικός έλεγχος έχουν άμεση επιρροή στο τελικό προϊόν. Όταν οι πλάκες είναι μη ευθυγραμμισμένες συνεισφέρουν στην αστοχία λόγω κόπωσης. Για την καλή συμπεριφορά του στοιχείου γίνεται 80% διείσδυση της συγκόλλησης των δοκίδων στην πλάκα του καταστρώματος πράγμα το οποίο συμβάλει στην μείωση της αστοχίας σε κόπωση. Τέλος, η διακοπή της συγκόλλησης είναι ένας τρόπος για να ξεκινήσει το φαινόμενο της κόπωσης.



Εικόνα 4.13: Σημεία κόπωσης στην πλάκα καταστρώματος. (Journal of Constructional Steel Research Volume 141, February 2018)

4.6.3 Κόπωση του χάλυβα των λεπτομερειών σύνδεσης

Οι λεπτομέρειες σύνδεσης για την κόπωση του χάλυβα είναι οι παρακάτω:

- Συγκόλληση δοκίδας στη πλάκα καταστρώματος
- Δοκίδα σε εγκάρσια δοκό
- Δοκίδα σε κατάστρωμα που είναι σε σύνδεση με την εγκάρσια δοκό





4.6.4 Καθορισμός ανάλυσης για την αξιολόγηση κόπωσης

Σε όλες τις εκτιμήσεις της κόπωσης, ο υπολογισμός της τάσης συγκρίνεται με κάποιες επιτρεπόμενες τάσεις. Οι μέθοδοι με τις οποίες κάθε τέτοια παράμετρος καθορίζεται ποικίλει από πολύ απλοποιημένη ως πολύ περίπλοκη. Κάποιες μέθοδοι μπορούν να απλοποιηθούν για να γίνονται πιο εύκολα οι υπολογισμοί. Παρ'όλα αυτά οι πιο απλοποιημένες μέθοδοι, αν και ευκολότερες στην εφαρμογή, μπορεί να καταλήξουν σε ιδιαίτερα συμβατικό και αντιοικονομικό σχεδιασμό.

Προφανώς κάθε ανάλυση έχει στόχο την εκτίμηση της κόπωσης, δηλαδή τη πρόωρη ρωγμή κόπωσης των ποικίλων στοχείων του ορθότροπου καταστρώματος. Προκειμένου να επιτευχθεί αυτός ο στόχος υπάρχουν αρκετοί υπολογισμοί που πρέπει να κατέχει η μεθοδολογία:

- Ακριβής υπολογισμός για τις επιρροές των φορτίων εντός και εκτός επιπέδου δυνάμεων. Το μοντέλο που χρησιμοποιείται για να αποκτήσει αυτές τις επιρροές φορτίων πρέπει να προσομοιώνει την ακριβή 3D συμπεριφορά ολόκληρης της ορθότροπης πλάκας, τις στηρίξεις και πως αυτές οι δυνάμεις εισέρχονται στην σύνδεση.
- Ακριβής υπολογισμός για τις επιρροές ανεπαίσθητων αλλαγών στους τύπους των συγκολλήσεων. Είναι γνωστό πως οι μικρές αλλαγές στους τύπους των συγκολλήσεων μπορεί να αλλάξουν σημαντικά την παρουσίαση της κόπωσης της σύνδεσης, ιδίως αν χρησιμοποιείται λεπτομέρεια διαφράγματος. Γι'αυτό, η διαδικασία πρέπει να είναι ικανή να υπολογίσει αυτές τις παραμέτρους στην πρόβλεψη κόπωσης κατά τη διάρκειας ζωής του

μοντέλου. Για παράδειγμα, υποθέτουμε πως μια λεπτομέρεια διαφράγματος έχει εκτιμηθεί για την οριακή κατάσταση κόπωσης. Αν στους υπολογισμούς της αντοχής σε κόπωση ληφθεί υπόψιν η πραγματική γεωμετρία της συγκόλλησης τότε η τιμή της αντοχής θα ήταν μεγαλύτερη από αυτή που θα έχουμε υπολογίζοντάς την με τη θεωρητική γεωμετρία. Αν η ολική διείσδυση σύνδεσης (συγκόλληση) χρησιμοποιήθηκε, θα έιχε μεγαλύτερη αντοχή σε κόπωση από ότι θα είχε αν έιχε την ίδια γεωμετρία, αλλά ένα στρογγύλεμα συγκόλλησης είχε χρησιμοποιηθεί αντί γι' αυτό. Επιπλέον, αν η ολική διέισδυση σύνδεσης χρησιμοποιήθηκε στον υπολογισμό και η συγκόλληση δεν ηταν σε ομαλή επιφάνεια, η αντοχή σε κόπωση θα ήταν διαφορετική. Αυτές οι διαφορές πρέπει να υπολογιστούν διαφορετικά στο μοντέλο.



Εικόνα 4.15: Γεωμετρία συγκόλλησης

- Παράγοντας σταθερής πρόβλεψης της τάσης κόπωσης. Ιδανικά, η μέθοδος θα είναι εφαρμόσιμη σε όλες τις γεωμετρίες, τους τύπους συγκόλλησης και διάταξης για τις συνδέσεις και θα παράγουν σταθερές εκτιμήσεις τάσεων που είναι ανεξάρτητες στη χρήση.
- Η ακρίβεια της μεθόδου πρέπει να είναι επικυρωμένη. Η ικανότητα του μοντέλου να προβλέψει τη διάρκεια ζωής σε κόπωση πρέπει να είναι εγγυημένη. Η προβλεπόμενη διάρκεια ζωής σε κόπωση σε κάθε περίπτωση, τα σημεία που εμφανίζονται ρωγμές και άλλες σημαντικές παράμετροι προβλέπονται από τη μέθοδο που χρησιμοποιείται συγκρίνοντας τες με τα πειραματικά δεδομένα. Τα δεδομένα δεν χρειάζεται να είναι ακριβούς γεωμετρίας για να χρησιμοποιηθούν στον σχεδιασμό. Θα πρέπει να είναι από δείγματα που είναι παρόμοια με αυτά που χρησιμοποιούνται ώστε όλες οι σημαντικές μεταβλητές να εμπεριέχονται στο μοντέλο και στα δεδομένα.

Τέτοιες πληροφορίες μπορούν να αποκτηθούν χρησιμοποιώντας μόνο πεπερασμένα στοιχεία. Ωστόσο η καθολική συμπεριφορά των επιλεγμένων δομικών στοιχείων της ορθότροπης πλάκας μπορεί να προβλεφθεί με προσεγγιστικές μεθόδους όπως των Pelikan-Esslinger. Καμία από τις προσεγγιστικές μεθόδους δεν παρέχουν ικανότητα να προσδιοριστεί η ποσότητα των παραμορφωσιακών τάσεων και μετακινήσεων στις κρίσιμες λεπτομέρειες, όπως αυτή της σύνδεσης δοκίδας με εγκάρσια δοκό. Παρ'όλα αυτά κάθε καταγεγραμμένη αστοχία του ορθότροπου καταστρώματος έχει καταγραφεί από τοπικές παραμορφώσεις και όχι από καθολικές. (Connor, 2002) (Kolstein, 2007).

Γενικά υπάρχουν δύο μέθοδοι για την εκτίμηση της κόπωσης που χρησιμοποιούνται στα ορθότροπα καταστρώματα: 1) Καμπύλη προσέγγισης πλασματικής /ονομαστικής τάσης (π.χ. AASHTO [2010]) και 2) η προσέγγιση τοπικής κατασκευαστικής τάσης (π.χ. IIW [2007]). Κάθε μέθοδος έχει πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα. Ενώ μία μέθοδος μπορεί να είναι κατάλληλη για τον ένα τύπο λεπτομέρειας ,η ίδια προσέγγιση μπορεί να μην είναι η καλύτερη ή η πιο αποτελεσματική για άλλη λεπτομέρεια.

Κεφάλαιο 5

5. Κατασκευή

5.1 Τυπικές διατομές γέφυρας

Υπάρχουν κάποια βασικά κριτήρια για την εγκατάσταση της διατομής της ορθότροπης γέφυρας όσον αφορά την αποτελεσματικότητα του κόστους και της ασφάλειας, που περιλαμβάνουν και ολόκληρη τη διατομή και τις λεπτομέρειες της πλάκας. Τα κριτήρια για τη λεπτομερή δομή της γεωμετρίας της πλάκας, όπως οι δοκίδες και οι εγκάρσιες δοκοί, και τα διαστήματα και τα ανοίγματα, αφορούν το αρχικό σχέδιο διάταξης.

Το ορθότροπο πάνελ θα πρέπει να θεωρείται ένα δομικό εξάρτημα «δομοστοιχείου», που μπορεί να ταιριάξει μέσα σε μια διατομή μιας γέφυρας σε όποια γεωμετρία έχει αντιληφθεί ο σχεδιαστής.

Οι ορθότροπες γέφυρες επιτρέπουν την εξέλιξη των σπονδυλωτών διατομών που είναι ικανές να κατασκευαστούν γρήγορα. Μπορεί να περιλαμβάνουν μικρές κλειστές διατομές ή ανοιχτά Τ. Αυτές οι μορφές των σπονδυλωτών δοκών είναι πολύ σταθερές κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και είναι προκατασκευασμένες ώστε να μειώνουν τον χρόνο της κατασκευής. Επίσης, αν οι δοκοί έχουν ανεγερθεί, μια ασφαλής πλατφόρμα έχει εγκατασταθεί, παρέχοντας εύκολη πρόσβαση στους εργάτες. Επιπλέον, η κατασκευή μπορεί να εκτελεστεί γρηγορότερα από μία συμβατική γέφυρα, καθώς η ρίψη του σκυροδέματος κατά της διάρκεια των τρεχόντων απαιτήσεων, αντικαθιστάται με μια επιφάνεια φθοράς σαν κάλυμμα, που μειώνει την κυκλοφοριακή συμφόρηση κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Αφού οι ορθότροπες γέφυρες έχουν μια σχετικά μεγάλη ποσότητα χαλύβδινης επιφάνειας, υπάρχει μελλοντική πιθανότητα διάβρωσης, άρα η ασφάλεια γι'αυτό θα πρέπει να αποκτηθεί στην εξέλιξη της διατομής της γέφυρας. Γι'αυτό το λόγο, πρότιμώνται κλειστές διατομές που μειώνουν την εκτεθειμένη περιοχή. Αυτό θα μειώσει το αρχικό κόστος της επικάλυψης καθώς και τα μελλοντικά κόστη συντήρησης. Σχέδια πολλών σύγχρονων γεφυρών με μεγάλα ανοίγματα ανά τον κόσμο έχουν μια μεμονωμένη κυψελίδα κλειστής διατομής με σύστημα ξηρασίας για τον εσωτερικό χώρο. Εξωτερική διάβρωση είναι πιθανή αν η σχετική υγρασία είναι κάτω από το 60%. Μια τέτοια προσέγγιση απαιτεί μια απλή βασική κάλυψη στο εσωτερικό των επιφανειών που μπορεί να μειώσει την υγρασία ως το 80% και να παρέχει απεριόριστη αντίσταση στη διάβρωση (Gimsing 1998).

Επίσης, οι ορθότροπες γέφυρες έχουν την πιθανότητα κόπωσης λόγω των διατμητικών τάσεων των συγκολλήσεων και θα πρέπει συστηματικά να επιθεωρούνται για να ελέγχεται η πιθανότητα ρωγμής που μπορεί να εξελίσσεται, ειδικά τα πρώτα χρόνια. Η μεμονωμένη κυψελίδα κλειστής διατομής παρέχει την καλύτερη λύση για την εγκατάσταση αυτής της επιθεώρησης. Ωστόσο, το εσωτερικό της κλειστής διατομής θεωρείται ένας περιορισμένος χώρος που μπορεί να απαιτήσει συγκεκριμένη επιθεώρηση. Αυτού του τύπου η γέφυρα μπορεί εύκολα σε τακτά χρονικά διαστήματα να επιθεωρείται χωρίς διακοπή της κυκλοφορίας. Πιο συγκεκριμένα οι λεπτομέρειες των συγκολλήσεων μπορούν εύκολα να ελέγχονται σε κοντινή προσέγγιση από τον ελεγκτή, αν είναι αναγκαίο.



Εικόνα 5.1: Κατασκευή ορθότροπης πλάκας. (Wikipedia)



Εικόνα 5.2: Διαδικασία εφαρμογής της πλάκας καταστρώματος.(Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, US Department of Transportation. February 2012. Retrieved 21 January 2015. Publication No. FHWA-IF-12-027)



Εικόνα 5.3: Ανέγερση της πλάκας καταστρώματος στο σημείο εφαρμογής

5.2 Εγκάρσιες δοκοί

Αν η απόσταση μεταξύ των κύριων δοκών είναι μεγάλη, μπορεί να χρησιμοποιηθούν οι εγκάρσιες δοκοί ως στηρίξεις ανέγερσης για τις πλάκες του καταστρώματος. Σε αυτήν την περίπτωση το χαμηλότερο σημείο της εγκάρσια δοκού μπορεί να αποτελείται από διατομή Ι κατασκευασμένη ξεχωριστά και το πάνω μέρος του δικτύου των εγκάρσιων δοκών, που κατασκευάζεται μαζί με την πλάκα, συγκολλάται στην περιοχή αφού τοποθετηθούν τα μέρη της πλάκας καταστρώματος στη θέση τους.

Βαρύτερες διαδοκίδες ή μεγάλα διαφράγματα απαιτούνται στο μεσοδιάστημα, ώστε να λειτουργούν ως πλαίσια και να αυξάνουν τη στρεπτική δυσκαμψία της διατομής της γέφυρας. Παρ'όλα αυτά, σε μερικές κατασκευές τα βαριά εγκάρσια μέλη έχουν παραλειφθεί εξαιτίας ειδικών θεωρήσεων.

Τα διαφράγματα πρέπει να τοποθετούνται στα δίκτυα των εγκάρσιων δοκών στις διασταυρώσεις με τις συνεχόμενες διαμήκεις δοκίδες. Τα κυκλικά διαφράγματα στην κορυφή και στο κάτω μέρος των σχισμών στο δίκτυο των εγκάρσιων δοκών φτιάχνονται για να μειώσουν την συγκέντρωση των τάσεων στην πλάκα και να αποφύγουν διαστραυρώσεις που συνδέονται οι συγκολλήσεις με τις εγκάρσιες δοκούς και τις διαμήκεις δοκίδες στην πλάκα καταστρώματος. Οι συγκολλήσεις ανάμεσα στις δοκίδες και στο κατάστρωμα είναι συνεχόμενες, ενώ οι συγκολλήσεις που συνδέουν τις δοκίδες στις δοκούς δαπέδου και τις δοκούς δαπέδου στο κατάστρωμα είναι κλειστοί βρόγχοι.

Οι διατμητικές δυνάμεις που μεταφέρονται από τις δοκίδες στις δοκούς δαπέδου είναι συχνά μικρές και είναι επαρκείς αν οι δοκίδες συγκολλώνται στο δίκτυο των εγκάρσιων δοκών μόνο στη μία πλευρα. Αυτό έχει ως πλεονέκτημα να μειώνονται οι τάσεις στο δίκτυο των εγκάρσιων δοκών αναπτύσσοντας ως αποτέλεσμα την συρρίκνωση των κάθετων συγκολλήσεων στις δοκίδες. Αυτές οι τάσεις προκαλούν κάποιες φορές ρωγμές στις κάθετες συγκολλήσεις.

Το βάθος και το μέγεθος των εγκάρσιων δοκών μπορεί να οριστεί από τις απαιτήσεις της ανέγερσης και τις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις, ειδικά με μακρύτερα διαστήματα εγκάρσιων δοκών. Σε αυτές τις περιπτώσεις ενδείκνυται για τις εγκάρσιες δοκούς ο ανθρακοχάλυβας.

5.3 Κατασκευή συγκολλήσεων

5.3.1 Γενικά σχόλια στις συγκολλήσεις των χαλύβδινων πλακών

Οι τάσεις στις συγκολλήσεις που συνδέουν την πλάκα καταστρώματος με τις διαμήκεις δοκίδες και το δίκτυο των εγκάρσιων δοκών είναι συχνά χαμηλές, έτσι το ποσό των συγκολλήσεων είναι θεωρητικά επαρκές στις περισσότερες συνδέσεις.

Η παραμόρφωση των συγκολλήσεων σχετίζεται με τις υπολειπόμενες τάσεις συγκόλλησης στα δομικά στοιχεία. Η σπουδαιότητα αυτών των τάσεων που δεν μπορεί να αγνοηθεί πλήρως, παραμένει άγνωστη και είναι πολύ μεγάλη αν δεν εφαρμοστούν οι σωστοί κανόνες των συγκολλήσεων. Από πλευράς ασφαλείας, τέτοιες τάσεις μπορούν να θεωρηθούν ως ανεπιθύμητες καθώς οι τοπικές συγκεντρώσεις τάσεων προκαλούνται από διακοπτόμενες η πολύ μικρές συγκολλήσεις.

Οι παραμορφώσεις των συγκολήσεων και οι υπολειπόμενες τάσεις εξαρτώνται από το ποσό των συγκολλήσεων που εμπεριέχονται στην κατασκευή. Έτσι ο πρώτος κανόνας της κατασκευής της χαλύβδινης πλάκας για να μειώσουμε την παραμόρφωση των συγκολλήσεων είναι ότι πρέπει να αποφεύγεται η μεγάλη ποσότητα των συγκολλήσεων. Ένας άλλος τρόπος για να μειώσουμε την παραμόρφωση των συγκολλήσεων είναι η εφαρμογή της γρήγορης αυτόματης τεχνικής συγκόλλησης, που παρέχει λιγότερη θερμότητα στο υλικό το οποίο περιβάλλει η συγκόλληση, από τη λιγότερο επαρκή χειροκίνητη συγκόλληση. Επιπλέον, μια ορθή αλληλουχία συγκόλλησης μπορεί να καθοριστεί σε κάθε σύνδεση, για να μειώσει τις υπολειπόμενες τάσεις. Τέλος, διασταυρώσεις συγκολλήσεων θα πρέπει να αποφεύγονται όπου είναι πιθανό για να αποφεύγονται και οι διατμητικές τάσεις σε αυτές.



Εικόνα 5.4: Παραμορφώσεις στις συγκολλήσεις. (Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.)

5.3.2 Κατασκευή των πλακών της πλάκας καταστρώματος

Στην κατασκευή του καταστρώματος με ανοιχτή διατομή, οι εγκάρσιες δοκοί είναι συγκολλημένοι ελαφρώς στην αρχή (σαν καρφιτσωμένοι), στην συνέχεια οι δοκίδες περνάνε στα διακεκομμένα σημεία στο δίκτυο των εγκάρσιων δοκών και συγκολλώνται. Συγκολλώντας τις διαμήκεις δοκίδες πριν την τοποθέτηση των εγκάρσιων δοκών, έχουμε το πλεονέκτημα της άνετης εκτέλεσης των συγκολλήσεων σε ολόκληρο το μήκος τους.

Κλειστές διατομές συνήθως κατασκευάζονται λοξά κομμένες στις άκρες για να δημιουργηθεί εγκοπή συγκόλλησης, η οποία συνδέεται με την πλάκα καταστρώματος. Αυτές οι εγκωπές δεν πρέπει να είναι πολύ κοφτερές, για να εμποδίζεται το φαινόμενο γήρανσης στο χάλυβα.

Οι συγκολλήσεις που συνδέουν τις δοκίδες στην πλάκα καταστρώματος και τα διαφράγματα είναι αεροστεγείς και υδατοστεγείς (συνεχής ραφή), για να αποτρέψουν την διάβρωση των εσωτερικών επιφανειών.

Οι πλάκες καταστρώματος κατασκευάζονται με τις μεγάλες πλευρές παράλληλες στις διαμήκεις δοκίδες ή στις εγκάρσιες δοκούς. Η επιλογή εξαρτάται από τη μέθοδο ανέγερσης των πλακών. Γενικά η διαμήκης διεύθυνση που απαιτεί λιγότερες εγκάρσιες συνδέσεις της πλάκας καταστρώματος και των δοκίδων, πρέπει να προτιμάται.

5.4 Κατασκευή και συντήρηση

5.4.1 Τοποθέτηση της επιφάνειας φθοράς

Οι διαδικασίες και οι μέθοδοι τοποθέτησης επιφάνειας φθοράς εξαρτώνται από τον τύπο χρήσης της επιφάνειας.

Εξαιτίας των συνθηκών ασφαλείας που πρέπει να ικανοποιούνται από μια επιφάνεια φθοράς στο χαλύβδινο κατάστρωμα, η προετοιμασία και η τοποθέτηση πρέπει να αποδίδεται με συγκεκριμένο τρόπο.

Είναι σημαντικό πως όλες οι απαιτήσεις σχετικά με την ποιότητα και την εισχώρηση της ασφάλτου, η διαβάθμιση των αδρανών, οι αναλογίες και οι θερμοκρασίες είναι υπό αυστηρή παρακολούθηση.

Η επιφάνεια φθοράς μπορεί να τοποθετηθεί μόνο κατά τη διάρκεια ζεστού και ξηρού καιρού. Τοποθέτηση κάτω από 50 βαθμούς F θα πρέπει να αποφεύγεται, αφού το μίγμα υπόκειται σε γρήγορη ψύξη και θα δημιουργούσε εσωτερικές θερμοκρασιακές τάσεις που θα οδηγούσαν σε ρωγμή.

Σίγουρες περιπτώσεις αστοχίας της ασφαλτικής επιφάνειας φθοράς στο χαλύβδινο κατάστρωμα μπορεί να αποδίδονται στο γεγονός ότι η ανάγκη υψηλής ποιότητας δουλειάς στην εγκατάσταση των πεζοδρομίων δεν είναι επαρκώς εκτιμώμενη. Γι'αυτό το λόγο, η κατασκευή της επιφάνειας φθοράς στα χαλύβδινα καταστρώματα θα πρέπει να επιτρέπεται σε σχολαστικά συνεργεία ασφαλτόστρωσης.



Εικόνα 5.5: Απεικόνιση της επιφάνειας φθοράς. (ASCE)

5.4.2 Συντήρηση

Η επιφάνεια φθοράς θα πρέπει να εξεταστεί μετά από κάθε εποχή με χαμηλές καιρικές συνθήκες. Αν σχηματιστούν ρωγμές μπορούν να σφραγιστούν από κατάλληλες ενώσεις.

Είναι σημαντικό πως η συσσώρευση του νερού στο κατάστρωμα μπορεί να αποφευχθεί. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί στον σχεδιασμό της γέφυρας με κεκλιμένα επίπεδα του καταστρώματος και επαρκές κοίλωμα πριν το κράσπεδο.

Για να μείνει το κατάστρωμα αντιολισθητικό κατά τη διάρκεια που σχηματίζεται ο πάγος προτιμώνται μη διαβρωτικά χημικά.

Ενώ μια διατηρούμενη επιφάνεια φθοράς κατασκευάζεται έναντι των διαβρωτικών φαινομένων των αλάτων, που χρησιμοποιούνται για την αφαίρεση του πάγου, η αποφυγή της χρήσης τους θα παρείχε ένα πρόσθετο μέτρο ασφαλείας.

Η ακεραιότητα της επιφάνειας φθοράς πρέπει να διατηρείται κατά τη διάρκεια όλων των σταδίων κατασκευής.

5.4.3 Προστασία από τη διάβρωση

Οι τρεις μέθοδοι προστασίας από τη διάβρωση είναι το βάψιμο, η χρήση ανοξείδωτου χάλυβα και διάφοροι μέθοδοι απορρόφησης υγρασίας. Φυσικά το βάψιμο είναι η πιο γνωστή μέθοδος όμως η διάβρωση μπορεί να συνεχιστεί αν η επιφάνεια οξείδωσης έχει φθαρεί εκθέτοντας τον υποκείμενο χάλυβα. Γι'αύτο το λόγο προβλέπεται ένα επιπλέον πάχος χάλυβα ώστε να υπάρχει περιθώριο φθοράς εξαιτίας της πιθανής εμφάνισης οξείδωσης μετάλλου.

5.4.4 Οφέλη της επιφάνειας φθοράς

Μια ορθότροπη χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος πρέπει να είναι ασφαλτοστρωμένη με την επιφάνεια φθοράς, ώστε να παρέχει μια ικανοποιητική διάρκεια ζωής στην επιφάνεια, και να είναι αντιολισθητική. Οι λειτουργίες της επιφάνειας φθοράς είναι οι εξής:

- 1.Προσφέρει αντιολίσθηση
- 2.Παρέχει μια ομαλή επιφάνεια για την καλύτερη κυκλοφορία των οχημάτων
- 3. Βοηθάει στην στεγανοποίηση της γέφυρας
- 4.Αντιστέκεται στις ρωγμές
- 5. Έχει μεγάλη διάρκεια ζωής με χαμηλό κόστος συντήρησης
- 6.Επιτρέπει μικρή διακοπή κυκλοφορίας για την επισκευή.

7.Μια σκληρή επιφάνεια μπορεί να προσφέρει μεγαλύτερη αντοχή κόπωσης στο κατάστρωμα, άρα και στις δοκίδες και στις συγκολλήσεις, λόγω μείωσης συσσώρευσης των τάσεων. Επιπλέον, επιφάνειες με 50mm προσφέρουν καλύτερη κατανομή στο φορτίων, και απόσβεση της χαλύβδινης πλάκας.

Υπάρχουν 3 τύποι επιφανειών για τις ορθότροπες γέφυρες:

1.Λεπτές επιφάνειες από 4-8mm

2.Επιφάνειες που αποτελούνται από ένα προϊόν με συγκολλητική ουσία ασφάλτου ή πολυμερής ρητίνη που συνήθως έχουν πάχος 12-75mm.

3.Επιφάνειες από συνθέσεις συγκολλητικών ουσιών ασφάλτου ή πολυμερούς ρητίνης με πάχος 18-60mm.

Όλοι αυτοί οι τύποι απαιτούν ένα καλά ενωμένο στρώμα επιφάνειας στο χαλύβδινο κατάστρωμα ώστε, να διατηρηθεί η αντίσταση της επιφάνειας ενάντια στις δυνάμεις των οχημάτων, και να παρέχεται μια επαρκής αντοχή για τη μεταφορά των φορτίων κατά τη διάρκεια της κυκλοφορίας. Οι λεπτές επιφάνειες δεν είναι κατάλληλες για τα καταστρώματα που μεταφέρουν μεγάλο βάρος (πχ φορτηγά με μεγάλο βάρος). Το επαναλαμβανόμενο φορτίο των οχημάτων μπορεί να απομακρύνει τα αδρανή εκθέτοντας τις ρόδες των οχημάτων στην επιφάνεια της ρητίνης, παράγοντας πολύ χαμηλή αντιολισθητική αντίσταση.

Κατά μέσο όρο οι ορθότροπες γέφυρες με επιφάνεια φθοράς έχουν αστοχήσει στα 20-25 χρόνια λόγω πάχους υλικού, λόγω διαφοράς θερμοκρασίας, λόγω των λεπτομερειών των ενώσεων κλπ.

5.4.5 Απαιτήσεις επιφάνειας φθοράς

Η χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος έχει στο πάνω μέρος μία επιφάνεια φθοράς για να βελτιώνει την πρόσφυση και να προστατεύει τη χαλύβδινη πλάκα από τα άμεσα φαινόμενα της ατμόσφαιρας και της κυκλοφορίας. Υπάρχουν πολλές γέφυρες που έχουν απροστάτευτη πλάκα καταστρώματος και έχει αποδειχθεί πως η αντοχή τους στην διάβρωση, και η φθορά στην απροστάτευτη επιφάνεια του εκτεθειμένου χάλυβα είναι καλή. Παρ'όλα αυτά η επιφάνεια τριβής αυτών των καταστρωμάτων είναι λιγότερο ικανοποιητική ειδικά αν το κατάστρωμα εκτεθεί σε πάγο.

Οι κύριες απαιτήσεις που θα πρέπει η επιφάνεια φθοράς να πληροί είναι οι παρακάτω:

1. *Ελαφρύ βάρος*. Είναι μια προφανής απαίτηση για την χαλύβδινη πλάκα καταστρώματος, η οποία στοχεύει στη μείωση του ίδιου βάρους της κατασκευής.

2. Αντίσταση στην ολίσθηση. Η επιφάνεια φθοράς έχει μεγάλη σταθερά επιφάνειας ολίσθησης. Η υφή της επιφάνειας πρέπει να είναι τραχιά για να αυξήσει την τριβή και να μειώσει την ύπαρξη του πάγου στο καταστρώμα.

3.Σταθερότητα και διάρκεια. Καμία παραμόρφωση δεν θα δημιουργηθεί στην επιφάνεια φθοράς εξαιτίας της πρόσφυσης και της αλλαγής ταχύτητας των οχημάτων. Η σταθερότητα θα διατηρηθεί στην αναμενόμενη θερμοκρασιακή διαφορά.Η επιφάνεια φθοράς δεν επηρεάζεται από λάδια, πετρέλαιο, άλατα για τον πάγο και άλλα χημικά. Για τις λεπτές επιφάνεια μία υψηλή αντοχή στην τριβή είναι απαραίτητη.

4.*Επαρκές πάχο*ς. Απαιτείται για να παρέχει μια ίση και επίπεδη επιφάνεια. Η χαλύβδινη πλάκα δεν θα έχει τέλεια γεωμετρία, ακόμα και αν κατασκευαστεί και ανεγερθεί με όλες τις προφυλάξεις. Έτσι το ελάχιστο σχεδιαστικό πάχος της επιφάνειας θα πρέπει να εμπεριέχει και ένα επιτρεπόμενο πάχος για αναπόφευκτη αποχώρηση από το κατάστρωμα εξαιτίας των παραμορφώσεων των συγκολλήσεων κλπ.

5.*Προστασία που διαρκεί έναντι της διάβρωσης*. Η επιφάνεια φθοράς μπορεί να επιδεινώσει αντί να μικρύνει τον κίνδυνο της διάβρωσης του καταστρώματος αν τοποθετηθεί ενώ έχει σχισμή ή είναι ανεπαρκώς συνδεδεμένη στο κατάστρωμα σχηματίζοντας ρωγμές που μπορεί να συσσωρευτεί η υγρασία. Αν υπό αυτές τις συνθήκες εμφανιστούν φαινόμενα διάβρωσης, μπορεί να εξαπλωθεί απαρατήρητη κάτω από την επιφάνεια.

6.Εύκολη συντήρηση και επισκευή. Οι επιφάνειες φθοράς απαιτούν την ελάχιστη συντήρηση. Αν συμβεί κάποια φθορά είναι δυνατό να επιδιορθωθεί το συντομότερο, εύκολα και οικονομικά. Είναι επίσης εφικτό να αφαιρεθεί κ να αντικατασταθεί σε κομμάτια αν είναι απαραίτητο, χωρίς να διακοπεί η διέλευση των οχημάτων εκείνη την χρονική περίοδο.

Φαίνεται πως η επιφάνεια φθοράς σε ένα χαλύβδινο κατάστρωμα έχει περισσότερες απαιτήσεις και συνθήκες συντήρησης από ένα κατάστρωμα σκυροδέματος. Γι'αυτό παίζει σημαντικό ρόλο η επιλογή σε κάθε περίπτωση, η οποία εξαρτάται από την τοπική κυκλοφορία, τις κλιματικές συνθήκες, την σημαντικότητα εξοικονόμησης του ίδιου βάρους, τις δομικές λεπτομέρειες του καταστρώματος, το κόστος διαφόρων τύπων επιφάνειας και προτίμησης του μηχανικού, που βασίζεται στις εμπειρίες και στην απόδοση των διαφόρων υλικών.

Ενώ η ανάπτυξη των επιφανειών φθοράς είναι σε εξέλιξη και καμία επιφάνεια στο παρόν δεν είναι ιδανική από όλες τις πτυχές, πολλοί τύποι επιφανειών στις υπάρχουσες χαλύβδινες γέφυρες έχει αποδειχθεί πώς είναι ικανοποιητικές.

5.4.6 Σύνθετη συμπεριφορά με την επιφάνεια καταστρώματος

Έρευνες από εργαστηριακά πειράματα και μετρήσεις στο πεδίο (εργοτάξια) έχουν αποδείξει πως οι επιφάνειες φθοράς μπορούν να μειώσουν τις μετακινήσεις και τις τάσεις στη σύνθεση του συστήματος του καταστρώματος των ορθότροπων γεφυρών. Η σημαντικότητα αυτής της συμπεριφοράς, παρουσιάζεται συγκεκριμένα στην ακρίβεια της αξιολόγησης των τάσεων κόπωσης σε κρίσιμες χαλύβδινες λεπτομέρειες. Τέτοια πειράματα πραγματοποιήθηκαν από τον De Jong και Kolstein (2004), σε διαφορετικά ορθότροπα καταστρώματα, από διαφορετικά υλικά επιφανειών, και σε ποικίλες θερμοκρασίες.

Συμβατικές μέθοδοι σύνθετης ανάλυσης μπορούν να εφαρμόζονται για να αξιολογούν τις τάσεις, με τη χρήση του ωφέλιμου πάχους πλάκας καταστρώματος, που υπολογίζεται με βάση τον λόγο ελαστικοτήτων ανάμεσα στο χάλυβα και την επιφάνεια υλικού, n=E_{steel}/E_{ws}. Αυτός ο λόγος θα πρέπει να υπολογίζεται με τη θεώρηση της μεταβλητότητας στην ελαστικότητα της επιφάνειας υλικού, ως αποτέλεσμα της αλλαγής της θερμοκρασιακής και της ταχύτητας του φορτίου. Αν τα σχετικά δεδομένα δεν είναι διαθέσιμα, βελτιωμένες μέθοδοι ανάλυσης, που βρίσκονται στο Seim and Ingham (2004), ή πειραματικές μέθοδοι, απαιτούνται ώστε να αξιολογούν την σύνθετη δυσκαμψία που προκύπτει από την επιφάνεια φθοράς.

6. Παρουσίαση προσομοιώματος

6.1 Παρουσίαση προγράμματος προσομοίωσης (SOFiSTiK)

Η σειρά προγραμμάτων SOFiSTiK είναι ένα δυναμικό και αξιόπιστο πακέτο ανάλυσης και διαστασιολόγησης, γερμανικής καταγωγής, στηρίζεται στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και διατίθεται στην ελληνική αγορά από το 1990. Λόγω της αξιοπιστίας του και των πολλών δυνατοτήτων του είναι πλέον ευρέως γνωστό στους Έλληνες μηχανικούς. Παρέχονται απεριόριστες δυνατότητες για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που συναντά ο μελετητής στο μεγαλύτερο φάσμα εφαρμογών και ειδικά στην γεφυροποιία. Πρόκειται για μία σειρά προγραμμάτων που συνεργάζονται όλα μεταξύ τους κάτω από μία κοινή βάση δεδομένων. Υπάρχουν προγράμματα γραφικής επεξεργασίας και εισαγωγής δεδομένων (preprocessing), προγράμματα γραφικής αξιολόγησης αποτελεσμάτων και διαχείρισης εκτυπώσεων (post-processing) και προγράμματα σχεδίασης κατασκευαστικών σχεδίων (εφαρμογές σε περιβάλλον AutoCAD). Στο πρόγραμμα υπάρχει βιβλιοθήκη υλικών σκυροδέματος, χάλυβα και ξύλου, σύμφωνα με πολλούς κανονισμούς: παλιούς γερμανικούς (DIN 1045,4227) νέους (DIN 1045-1, Fachberichte), ευρωκώδικες (EC2), αυστριακούς, βρετανικούς, ισπανικούς, ιταλικούς, αμερικανικούς κ.α. Δεν υπάρχει περιορισμός στον αριθμό των υλικών σε ένα φορέα ή στην ίδια διατομή. Μη γραμμικές ιδιότητες υλικών μπορούν να ληφθούν κατ' ευθείαν από τους κανονισμούς ή να δοθούν ιδιαίτερες από τον χρήστη. Περιλαμβάνονται τυπικές διατομές, όπως ορθογωνικές, πλακοδοκοί, κυκλικές καθώς και κιβωτοειδείς, σύμμικτες, λεπτότοιχες. Υπολογίζονται ελαστικά και πλαστικά μεγέθη της διατομής, καθώς και μεγέθη για τον υπολογισμό των αξονικών και διατμητικών τάσεων. Πρακτικά δεν υπάρχει κανένας περιορισμός στον αριθμό των διατομών που δέχεται το πρόγραμμα. Αρχικά μορφώνεται ο φορέας σε γραφικό περιβάλλον AutoCAD, μέσω ενός plugin που λέγεται SOFiPLUS-X. Στα επιμέρους ραβδωτά στοιχεία ορίζονται διατομές, καθώς και οι συνοριακές συνθήκες. Στη συνέχεια εφαρμόζονται οι συνθήκες στήριξης και τα φορτία. Αφού ολοκληρωθεί η μόρφωση ο φορέας εισάγεται στο πρόγραμμα SSD (SOFiSTiK Structural Desktop), στο οποίο γίνεται η γραμμική στατική ανάλυση και προκύπτουν όλα τα εντατικά μεγέθη.

6.2 Μόρφωση Γέφυρας

Το συνολικό μήκος του ανοίγματος της γέφυρας είναι 74.98m και πλάτος 14.40m. Το κατάστρωμα αποτελείται από μεταλλικές δοκούς δαπέδου σε απόσταση 2.03m, και πυκνότερες, ανά 1.83m (4'-7') στα άκρα, οι οποίες συνδέονται κάθετα με την κύρια δοκό και τις διαμήκεις δοκούς, οι οποίες είναι τοποθετημένες ανά 0.4m (12"-16"), όπως έχει αναφερθεί στο κεφάλαιο 3. Η προσομοίωση έχει γίνει με διατομές διπλού T (beam elements), έναντι ανεστραμμένου T, ώστε να εξασφαλίζεται η σωστή λειτουργία της μεταλλικής πλάκας κατστρώματος. Σε διαφορετική περίπτωση η μοντελοποίση της μεταλλικής πλάκας καταστρώματος θα γινόταν με χρήση πεπερασμένων στοιχείων, κάτι το οποίο θα αύξανε την πολυπλοκότητα του μοντέλου. Τα κατακόρυφα καλώδια τοποθετούνται ανά 8.10m, λαμβάνοντας εφελκυστικές δυνάμεις και μεταφέροντας το φορτίο στα τόξα, τα οποία είναι παραβολικά με μέγιστο ύψος 12.50m στο μέσον της γέφυρας. Τα δύο τόξα συνδέονται μεταξύ τους με διαγώνια και εγκάρσια μέλη, η σύνδεση των οποίων γίνεται στις θέσεις που είναι τοποθετημένα τα καλώδια, με σκοπό να επιτευχθεί η σωστή συνεργασία των τόξων, αλλά και η αύξηση της δυσκαμψίας στην εγκάρσια διεύθυνση (εγκάρσια μέλη) και της στρεπτικής (διαγώνια μέλη). Οι κύριες δοκοί έχουν κατά κύριο λόγο το ρόλο του ελκυστήρα, παρεμποδίζοντας τη σχετική μετακίνηση των άκρων των τόξων. Η μοντελοποίηση των στηρίξεων στα άκρα της γέφυρας

SOFISTIK

έγινε με τη χρήση άρθρωσης στο ένα άκρο του ανοίγματος και κύλιση στο άλλο, για να εξασφαλιστεί η ελευθερία στροφής και η ελευθερία μετακίνησης στη διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας αντιστοίχως.

Εικόνα 6.1: Στατικό προσομοίωμα ορθότροπου καταστρώματος

6.2.1 Διατομές

Για την κατάλληλη προσομοίωση του φορέα έγιναν κάποιες αρχικές διαστασιολογήσεις, χρησιμοποιώντας προσεγγιστικές τιμές για τις διαστάσεις των διατομών. Στη συνέχεια δημιουργήθηκε το προσομοίωμα, στο οποίο μπόρεσαν να γίνουν λεπτομερώς οι έλεγχοι και, όπου απαιτήθηκε, επαναδιαστασιολόγηση. Οι επαναλαμβανόμενες διαδικασίες μέσω των οποίων βελτιστοποιήθηκε η επιλογή των διατομών δε θα αναφερθούν. Παρακάτω παρουσιάζονται οι τελικές διατομές που επιλέχθηκαν.

i. <u>Διατομή κύριας δοκού</u>

Τοποθετήθηκε διατομή διπλού Τ για την προσομοίωση της κύριας δοκού με πλάτος άνω και κάτω πέλματος 600mm και πάχος 40mm, και ύψος κορμού 1540mm και πάχος 20mm.



ii. <u>Διατομή εγκάρσιων δοκών</u>

Για την προσομοίωση των εγκάρσιων δοκών χρησιμοποιήθηκε διατομή διπλού Τ, με πλάτος άνω πέλματος 200mm και πάχος 15mm, πλάτος κάτω πέλματος 100mm και πάχος 40mm, και ύψος κορμού 734mm με πάχος 20mm.



iii. Διατομή ανοιχτού συστήματος δοκίδων

Στη θέση των δοκίδων (παράλληλα στην κύρια δοκό), εφαρμόστηκε διατομή τύπου διπλού Τ με πλάτος άνω πέλματος 400mm και πάχος 20mm, κάτω πέλμα πλάτους 255mm και πάχους 30mm, ύψος κορμού 310mm και πάχος 16mm.



iv. <u>Διατομή τόξου</u>

Για τη διατομή του τόξου σχεδιάστηκε μια κοίλη ορθογωνική διατομή ύψους 2250mm, πλάτους 800mm, πάχος κορμού 17mm και πάχος πέλματος 35mm.



ν. <u>Διατομή οριζόντιων άκρων</u>

Στα οριζόντια άκρα χρησιμοποιήθηκε κοίλη διατομή διαμέτρου 1000mm και πάχους 20mm.



vi. <u>Διατομή διαγώνιων στοιχείων</u>

Τα διαγώνια στοιχεία προσομοιώθηκαν με κόιλη διατομή διαμέτρου 600mm και πάχους 15mm.



vii. <u>Διατομή καλωδίων</u>

Τέλος, τα κάθετα καλώδια διαμέτρου 150mm αποτελούνται από εφτά συρματόσχοινα.



7. Δράσεις

7.1 Μόνιμες Δράσεις

Στις μόνιμες δράσεις περιλαμβάνονται όλες οι δράσεις των οποίων η διαφοροποίηση στο χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτές περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη της κατασκευής, αλλά και της ασφαλτόστρωσης, των στηθαίων ασφαλείας κλπ και της προέντασης.

Για τον ασφαλτοτάπητα λαμβάνονται δύο ασφαλτικές στρώσεις πάχους 50 mm η καθεμία (50mm ασφαλτική στρώση και 50mm επιφάνεια φθοράς), με επιφανειακό φορτίο 2,4 kN/m² συνολικά. Το κράσπεδο έχει ύψος 15 cm και το ειδικό βάρος του θεωρείται ίδιο με του οπλισμένου σκυροδέματος (25 kN/m³). Για τα λοιπά ίδια βάρη (στηθαία ασφαλείας, κιγκλιδώματα, φωτισμοί κλπ) λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 1,00 kN/m².

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: 25,00 kN/m³
- Ίδιο βάρος χάλυβα: 78,5 kN/m³
- Ασφαλτικά: 2,40 kN/m² (για παχος 10cm)
- Κιγκλιδώματα: 1,00 kN/m

Στην εικόνα 7.1 φαίνεται μια τυπική διαμόρφωση του πεζοδρομίου:



Εικόνα 7.1: Λεπτομέρεια διαμόρφωσης του ακραίου τμήματος του προβόλου που περιλαμβάνει το σύστημα συγκράτησης, τις μετωπίδες και το κιγκλίδωμα των πεζών.

Υπολογισμός πάχους μεταλλικής πλάκας

Το ελάχιστο πάχος της πλάκας t_p μπορεί να καθοριστεί από την εξίσωση του Kloeppel:

$$t_p \ge (0.004 \times 400) \left(\sqrt[3]{p449}\right) = 12,25mm$$

Όπου: *a* =400mm.

```
p = 449 kPa (για 50mm επιφάνεια φθοράς)
```

Επιλέγεται πάχος πλάκας 20mm, σύμφωνα με το Εθνικό παράρτημα του ΕΝ 1993-2.

7.2 Μεταβλητές Δράσεις

7.2.1 Κατακόρυφα φορτία κυκλοφορίας

Στο μέρος 2 του EC1 προδιαγράφονται τα κινητά φορτία που χρησιμοποιούνται για οδικές γέφυρες των οποίων η διάρκεια ζωής λαμβάνεται ίση με 100 χρόνια.

Προκειμένου να γίνει προσομοίωση των πραγματικών δράσεων, ορίζονται διάφορα πλασματικά μοντέλα φόρτισης για τα οποία προδιαγράφονται τόσο η μορφή όσο και τα αντίστοιχα φορτία τους. Η δυναμική επιρροή των φορτίων έχει συνυπολογιστεί και περιληφθεί στα μοντέλα αυτά, οπότε δεν χρειάζεται να γίνει καμία περαιτέρω προσαύξηση.

Ανάλογα με τις ανάγκες που εξυπηρετεί η γέφυρα, τα μοντέλα φόρτισης εξειδικεύονται και σε ειδικές περιπτώσεις (μοντέλα ειδικών οχημάτων, ανθρωποσυνωστισμός). Αυτά τα μοντέλα χρησιμοποιούνται μόνον όταν ζητείται από την αρμόδια αρχή. Κατά συνέπεια στην περίπτωση της εν λόγω εφαρμογής του EC1, θεωρώντας ότι η υπό μελέτη γέφυρα δεν έχει ειδικές απαιτήσεις, μπορούν να αγνοηθούν.

Στον πίνακα ορίζεται ο μέγιστος αριθμός και το αντίστοιχο πλάτος των συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας, ανάλογα με το πλάτος του οδοστρώματος.

Πλάτος	Αριθμός συμβατικών	Πλάτος συμβατικής	Πλάτος της
οδοστούματος μ	λωρίδων κυκλοφορίας	λωρίδας κυκλοφορίας	απομένουσας
οσοστρωματός w	nl	w1	επιφάνειας wr
w<5,4m	nl=1	3m	w-3m
5,4m <w<6m< td=""><td>nl=2</td><td>w/2</td><td>0</td></w<6m<>	nl=2	w/2	0
6m <w< td=""><td>nl=Int(w/3)</td><td>3m</td><td>w-3xnl</td></w<>	nl=Int(w/3)	3m	w-3xnl

Πίνακας 7.	.1: Αριθμός	και πλάτος λωρίδο	ων κυκλοφορίας.
------------	-------------	-------------------	-----------------



1: Ονομαστική Λωρίδα 1

2: Ονομαστική Λωρίδα 2

3: Ονομαστική Λωρίδα 3

4: Απομένουσα επιφάνεια

Το πλάτος του οδοστρώματος είναι 10.40 m, συνεπώς λαμβάνονται τρεις λωρίδες με πλάτος 3m η κάθε μία. Η απομένουσα επιφάνεια είναι 1.40 m.

Στον κανονισμό ορίζονται τέσσερα μοντέλα φόρτισης (Μ.Φ.) για τα κατακόρυφα φορτία και δίνονται οι αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές τους. Αυτά τοποθετούνται στις λωρίδες κυκλοφορίας και στην απομένουσα επιφάνεια, έτσι ώστε να προκαλούν το πλέον δυσμενές αποτέλεσμα για τον κάθε επιμέρους έλεγχο. Επομένως, οι γραμμές επιρροής των μεγεθών που αναζητούνται, είναι αυτές που προσδιορίζουν την τελική μορφή φόρτισης και τα τμήματα όπου τοποθετούνται τα αντίστοιχα κινητά φορτία. Επιτυγχάνεται λοιπόν, ο προσδιορισμός της επίδρασης των φορτίων κυκλοφορίας για τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας καθώς και ορισμένους ελέγχους σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Στην συγκεκριμένη γέφυρα πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι με το Μοντέλο Φόρτισης 1 και 3. Το Μοντέλο Φόρτισης 2 εφαρμόζεται για να καλύψει τις δυναμικές επιδράσεις της κυκλοφορίας σε οποιοδήποτε σημείο του οδοστρώματος σε μικρά κατασκευαστικά στοιχεία (π.χ. διαδοκίδες) και το Μοντέλο Φόρτισης 4 χρησιμοποιείται μόνο όταν ζητείται από την αρμόδια αρχή για γενικούς ελέγχους και σχετίζεται με παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού (π.χ. ανθρωποσυνωστισμός).

7.2.1.1 Μοντέλο Φόρτισης 1

Το Μοντέλο Φόρτισης 1 (κύριο σύστημα φόρτισης) αποτελείται από συγκεντρωμένα και ομοιόμορφα φορτία, καλύπτει τις περισσότερες από τις επιδράσεις της κυκλοφορίας επιβατηγών και φορτηγών αυτοκινήτων και χρησιμεύει για γενικούς και τοπικούς ελέγχους.Αποτελείται από δύο επιμέρους συστήματα:

• Διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία (σύστημα δίδυμου άξονα: TS), με τον κάθε άξονα να έχει βάρος a_QQ_k όπου ας είναι συντελεστές προσαρμογής.

Πρέπει να λαμβάνονται υπόψη μόνο πλήρη συστήματα δίδυμου άξονα και ότι δεν πρέπει να λαμβάνονται υπόψη περισσότερα από ένα συστήματα δίδυμου άξονα ανά ονομαστική λωρίδα κυκλοφορίας. Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών στο σύνολο της γέφυρας, κάθε σύστημα δίδυμου άξονα θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη υποθέτοντας ότι κινείται κεντρικά κατά μήκος των αξόνων των ονομαστικών λωρίδων κυκλοφορίας (εικόνα 7.2). Κάθε άξονας πρέπει να λαμβάνεται υπόψη με δύο πανομοιότυπους τροχούς, με το φορτίο ανά τροχό ίσο προς 0,5a_QQ_k και η επιφάνεια επαφής κάθε τροχού πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ως τετράγωνη με πλευρά 0,40 m (εικόνα 7.2).

 Ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία (σύστημα UDL), τα οποία ανά τετραγωνικό μέτρο ονομαστικής λωρίδας κυκλοφορίας διαθέτουν βάρος a_qq_k όπου a_q είναι συντελεστές προσαρμογής.

Τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία θα εφαρμόζονται μόνο στα δυσμενή τμήματα της επιφάνειας επιρροής, κατά τη διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση.

Η Πρότυπη Φόρτιση 1 θα πρέπει να εφαρμόζεται σε κάθε ονομαστική λωρίδα και στις εναπομένουσες επιφάνειες. Στην ονομαστική λωρίδα i τα μεγέθη των φορτίων αναφέρονται ως a_{Qi}Q_{ik} και a_{qi}q_{ik} και στις εναπομένουσες επιφάνειες ως a_{qr}q_{rk} (Πίνακας 7.2). Οι χαρακτηριστικές τιμές των Q_{ik} και q_{ik}, συμπεριλαμβανομένης και της δυναμικής προσαύξησης, θα πρέπει να λαμβάνονται από

τον Πίνακα 7.2, ενώ οι τιμές των συντελεστών προσαρμογής a_{Qi} και a_{qi} επιλέγονται ανάλογα με την αναμενόμενη κυκλοφορία και πιθανόν ανάλογα με τις διαφορετικές κατηγορίες διαδρομών. Κατά την απουσία σαφούς προσδιορισμού τους, οι συντελεστές αυτοί θα πρέπει να λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα.

	Διαξονικό όχημα (TS)	Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο (UDL)
	Φορτίο άξονος Q _{ik} (kN)	q _{ik} ή q _{rk} (kN/m²)
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2,5
Λωρίδα 3	100	2,5
Λοιπές λωρίδες	0	2,5
Απομένουσα επιφάνεια (qrk)	0	2,5

Πίνακας 7.2: Βασικές τιμές των Qik και qik από το μέρος 2 του ΕC1.



(1) Λωρίδα 1 : Q_{1k} = 300 kN ; q_{1k} = 9 kN/m²
(2) Λωρίδα 2 : Q_{2k} = 200 kN ; q_{2k} = 2,5 kN/m²
(3) Λωρίδα 3 : Q_{3k} = 100 kN ; q_{3k} = 2,5 kN/m²
* Για w= 3,00 m

Εικόνα 7.2: Εφαρμογή της Πρότυπης Φόρτισης 1 (λεπτομέρειες)

7.2.1.2 Προσομοίωμα φόρτισης κόπωσης

Η κυκλοφορία πάνω στις γέφυρες παράγει ένα φάσμα τάσεων το οποίο ενδέχεται να προκαλέσει κόπωση. Το φάσμα των τάσεων εξαρτάται από τη γεωμετρία των οχημάτων, τα αξονικά φορτία, την απόσταση των οχημάτων, τη σύνθεση της κυκλοφορίας και τις δυναμικές της επιδράσεις. Έτσι, ορίζονται πέντε προσομοιώματα φόρτισης κόπωσης κατακόρυφων δυνάμεων τα οποία αντιστοιχούν σε διάφορες χρήσεις.

Οι πρότυπες φορτίσεις κόπωσης 1 και 2 χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο του κατά πόσο η διάρκεια ζωής κόπωσης μπορεί να θεωρηθεί απεριόριστη όταν δίνεται ένα όριο κόπωσης σταθερής διακύμανσης της τάσης, η πρότυπη φόρτιση κόπωσης 3 χρησιμοποιείται για τον έλεγχο του φορέα έναντι κόπωσης και οι πρότυπες φορτίσεις κόπωσης 4 και 5 χρησιμοποιούνται μόνο όταν υπάρχουν επαρκή δεδομένα (στατιστικά).

Για την αξιολόγηση των γενικών αποτελεσμάτων τα προσομοιώματα τοποθετούνται κεντρικά στις λωρίδες βραδείας κυκλοφορίας, ενώ για την αξιολόγηση των τοπικών αποτελεσμάτων τοποθετούνται κεντρικά σε όποια λωρίδα δίνει τα δυσμενέστερα αποτελέσματα. Όπου η εγκάρσια τοποθέτηση των οχημάτων για τις Πρότυπες Φορτίσεις Κόπωσης 3, 4 και 5 είναι σημαντική για τα υπό εξέταση εντατικά μεγέθη θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μια στατιστική κατανομή αυτής της εγκάρσιας τοποθέτησης σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 7.3: Κατανομή συχνότητας εγκάρσιας τοποθέτησης του άξονα του οχήματος

Για τον υπολογισμό του εύρους ισοδύναμων τάσεων βλάβης για τον έλεγχο κόπωσης, τα αξονικά φορτία του προσομοιώματος φόρτισης 3 θα πολλαπλασιάζονται με 1,75 για έλεγχο σε ενδιάμεσες στηρίξεις σε συνεχείς γέφυρες και 1,40 για έλεγχο σε άλλες περιοχές. Κοντά στους αρμούς διαστολής πρέπει να εφαρμόζεται σε όλα τα φορτία ο συντελεστής προσαύξησης $\Delta_{\varphi fat}$ που δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta_{\varphi fat} = 1,30 \left(1 - \frac{D}{26} \right), \Delta_{\varphi fat} \ge 1$$

$$(7.1)$$

όπου *D* είναι η απόσταση (*m*) της εξεταζόμενης διατομής από τον αρμό διαστολής. Σχηματικά οι τιμές του συντελεστή συναρτήσει της απόστασης της εξεταζόμενης διατομής από τον αρμό διαστολής φαίνονται στο σχήμα.



Εικόνα 7.4: Απεικόνιση του πρόσθετου συντελεστή προσαύξησης

Πρότυπη Φόρτιση Κόπωσης 3 (προσομοίωμα μεμονωμένου οχήματος)

Αυτό το προσομοίωμα φόρτισης συνίσταται από τέσσερις άξονες, κάθε ένας από τους οποίους έχει δύο όμοιους τροχούς. Το βάρος κάθε άξονα ισούται με $120 \ kN$, και η επιφάνεια επαφής κάθε τροχού είναι ένα τετράγωνο πλευράς $0,40 \ m$.



όπου w_l το πλάτος της λωρίδας και X ο διαμήκης άξονας της γέφυρας Εικόνα 7.5: Πρότυπη φόρτιση κόπωσης 3

Θα πρέπει να υπολογίζονται οι μέγιστες και ελάχιστες τάσεις και τα εύρη των τάσεων για κάθε κύκλο διακύμανσης της τάσης, δηλαδή η αλγεβρική τους διαφορά, που προκύπτουν από τη διέλευση του προσομοιώματος κατά μήκος της γέφυρας. Εάν το άνοιγμα της γέφυρας είναι πάνω από 40 m τότε θα πρέπει να λαμβάνεται και δεύτερο όχημα στην ίδια λωρίδα κυκλοφορίας με τα εξής χαρακτηριστικά: Η γεωμετρία του δεύτερου οχήματος είναι όπως ορίζεται πιο πάνω στο (1) και το βάρος του κάθε άξονα ισούται με 36 kN (αντί των 120 kN). Η απόσταση μεταξύ των δύο οχημάτων, η οποία μετριέται από κέντρο σε κέντρο στα οχήματα, δεν είναι μικρότερη από 40 m. Κάθε τυπικό βαρύ όχημα θεωρείται ότι διασχίζει τη γέφυρα απουσία οποιουδήποτε άλλου οχήματος.

7.2.1.3 Δράσεις σε Πεζοδρόμια

Τα χαρακτηριστικά φορτία αποσκοπούν στον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών που οφείλονται σε στατικά φορτία από πεζούς ή δίκυκλα και που σχετίζονται με ελέγχους οριακών καταστάσεων αστοχίας και λειτουργικότητας. Η χαρακτηριστική τιμή αυτού του προσομοιώματος φόρτισης θα πρέπει να χρησιμοποιείται τόσο για τις μόνιμες όσο και για τις παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού. Για οδογέφυρες οι οποίες στηρίζουν πεζοδιαδρόμους ή ποδηλατοδρόμους, θα πρέπει να ορίζεται ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο *q*_{fk} (Εικόνα 7.6).



Εικόνα 7.6: Χαρακτηριστικό φορτίο σε πεζοδρόμιο

Η χαρακτηριστική τιμή q_{fk} ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα και για την Ελλάδα είναι $q_{fk} = 5kN/m^2$. Για το σχεδιασμό πεζογεφυρών, θα πρέπει να ορίζεται ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο

 $q_{
m fk}$ και να εφαρμόζεται μόνο στα δυσμενή τμήματα της επιφάνειας επιρροής, κατά τη διαμήκη και εγκάρσια κατεύθυνση.

7.2.2 Οριζόντια φορτία

7.2.2.1 Φορτία ανέμου

Το μέρος 1-4 του EC1 περιγράφει αναλυτικά τις μεθόδους και τους κανόνες υπολογισμού των φορτίων ανέμου για οδικές γέφυρες και τα επιμέρους στοιχεία τους.

Τα φορτία ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Η συνολική απόκριση των κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων τους στη δράση του ανέμου, μπορεί να θεωρηθεί ως επαλληλία μιας «βασικής» και μίας «συντονιστικής» συνιστώσας, όπου η βασική συνιστώσα ενεργεί ως οιονεί στατική, ενώ η συντονιστική ως δυναμική. Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών αυτή η δεύτερη είναι συνήθως μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, οπότε ο υπολογισμός γίνεται μόνο βάσει της πρώτης, μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο μέρος 1-4 του EC1.

Οι τιμές που δίνονται στο πληροφοριακό παράρτημα Α του μέρους 1-4 του ΕC1 για την Ελλάδα είναι οι μεγαλύτερες σε όλο τον Ευρωπαϊκό χώρο. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα λαμβάνει τη τιμή 27 *m/s* για νησιά και παράλια μέχρι 10 *km* και τη τιμή 33 *m/s* για την υπόλοιπη χώρα.

7.2.2.2 Δεδομένα για τον άνεμο

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_{m(z)}$, σε ύψος z από την επιφάνεια του εδάφους, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφία, καθώς και από την βασική ταχύτητα του ανέμου v_b . Προσδιορίζεται από τη σχέση 7.2:

$\nu_{\rm m}(z) = c_{\rm r}(z) \cdot c_{\rm o}(z) \cdot \nu_{\rm b}$

Όπου:

 $c_{\rm r}(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας

 $c_0(z)$ ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (=1,0)

 $\nu_{\rm b}$ η βασική ταχύτητα ανέμου

 $v_{b} = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$

Όπου:

Cdir ο συντελεστής διεύθυνσης

Cseason ο εποχικός συντελεστής

 $v_{\mathrm{b},0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου

Οι προτεινόμενες τιμές για τα Cdir και Cseason είναι 1 και $v_{b,0}$ =33m/s

Ο συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$ λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου

Η προτεινόμενη διαδικασία για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας c_r(z) σε ύψος z δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση και βασίζεται σε μια λογαριθμική κατανομή της ταχύτητας.

$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0)$ για $z_{min} \le z \le z_{max}$	(7.3)
$c_r(z)=c_r(z_{min}) \gamma \iota \alpha z \leq z_{min}$	(7.4)

Όπου:

 z_0 = το μήκος τραχύτητας

 k_r = συντελεστής εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

k _r =0.19(z ₀ / z ₀ ,II)0,07	(7.5)
---	-------

Όπου:

 z_0 , II = 0,05 (κατηγορία εδάφος II, πίνακας 7.3)

69

 z_{min} = το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον πίνακα 7.3

z_{max} = πρέπει να λαμβάνεται 200 m, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα

*z*₀, *z_{min}* εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους. Προτεινόμενες τιμές δίνονται στον πίνακα 7.3 για πέντε αντιπροσωπευτικές κατηγορίες εδάφους.

Κατηγορία εδάφους	<i>z</i> ₀(m)	z _{min} (m)
Ο Θαλάσσια ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0,003	1
 Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια 	0,01	1
ΙΙ Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτήρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
ΙV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m.	1,0	10

Πίνακας 7.3: Κατηγορία εδάφους και παράμετροι εδάφους.

Οι δράσεις ανέμου σε γέφυρες δημιουργούν δυνάμεις στις διευθύνσεις x, y και z όπως φαίνεται στο εικόνα 7.7.

- x-διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το πλάτος του καταστρώματος, κάθετα προς το άνοιγμα
- γ-διεύθυνση είναι η διεύθυνση παράλληλα με το άνοιγμα
- z-διεύθυνση είναι η διεύθυνση κάθετα προς το κατάστρωμα

Οι δυνάμεις που προκαλούνται στις διευθύνσεις x και y οφείλονται σε άνεμο που πνέει σε διαφορετικές διευθύνσεις και κανονικά δεν είναι ταυτόχρονες. Οι δυνάμεις που προκαλούνται στη διεύθυνση z μπορούν να προκύψουν από την πνοή του ανέμου σε πολλές διευθύνσεις. Εάν είναι δυσμενείς και σημαντικές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη ως ταυτόχρονες με τις δυνάμεις που προκαλούνται στο κάθε άλλη διεύθυνση.



Εικόνα 7.7: Διευθύνσεις των δράσεων του ανέμου σε γέφυρες

Προσδιορισμός πίεσης μέσης ταχύτητας ανέμου σε ύψος z, q_b(z)

$$q_{b}(z) = \frac{1}{2} \rho v_{m}^{2}(z), \rho = 1,25 \text{kgr/m}^{3}$$
 (7.6)

Προσδιορισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής q_p(z)

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b(z) \tag{7.7}$$

Όπου:

$$c_e(z)=1+7I_v(z)$$
 (7.8)

με Ι_ν(z) συμβολίζεται η ένταση των στροβιλισμών και είναι:

$$I_{v}(z) = \frac{k_{I}}{C_{0}(Z) \ln \left(\frac{Z}{z_{0}}\right)} \gamma \iota \alpha \ z_{\min} \le z \le z_{\max}$$

$$(7.9)$$

$$I_{v}(z) = \frac{k_{I}}{C_{0}(z_{min}) \ln\left(\frac{z_{min}}{z_{0}}\right)} \gamma \iota \alpha \ z \le z_{min}$$
(7.10)

Προσδιορισμός δύναμης ανέμου στο κατάστρωμα στη διεύθυνση x, Fwk,x

$F_{Wk,x}=c_sc_d\cdot c_f\cdot q_p(z_e)\cdot A_{ref,x}$	(7.11)
Όπου:	
c _s c _d =1	

 $A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L$ (7.12)

Όπου L το συνολικό μήκος της γέφυρας και d_{tot} το ύψος της "διατομής" όπως αυτή υπολογίζεται στην εικόνα 7.8 και στον πίνακα 7.4 χωρίς τα φορτία κυκλοφορίας.



Εικόνα 7.8: Ύψος dtot για το Aref,x

Πίνακας	7.4:	Ύψος	d _{t0t}	για	το	A _{ref,x}
---------	------	------	------------------	-----	----	--------------------

Σύστημα στηθαίων ασφαλείας	Σε μία πλευρά	Και στις δύο πλευρές
Ανοικτό παραπέτο ή ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	d+0,3m	d+0,6m
Συμπαγές παραπέτο ή συμπαγές στηθαίο ασφαλείας	d+d1	d+d1
Ανοικτό παραπέτο και ανοικτό στηθαίο ασφαλείας	d+0,6m	d+1,2m

Αν θέλουμε να συνδυάσουμε στους υπολογισμούς και τα φορτία κυκλοφορίας, τότε για τον υπολογισμό του d_{tot} πρέπει να υπολογίσω το ύψος της "διατομής" από την κάτω ακραία ίνα μέχρι το επίπεδο της ασφάλτου και να προσθέσω επιπλέον 2m προσομοιάζοντας έτσι το ύψος του οχήματος.

Το ύψος αναφοράς, z_e , μπορεί να λαμβάνεται ως η απόσταση από το χαμηλότερο επίπεδο εδάφους μέχρι το κέντρο του καταστρώματος της γέφυρας, αγνοώντας άλλα τμήματα (π.χ. στηθαία) της επιφάνειας αναφοράς.

 $c_f = c_f, \chi_0$ και το c_f, χ_0 υπολογίζεται απο την εικόνα 7.9:


Εικόνα 7.9: Συντελεστής δύναμης για γέφυρες, cfx,0



Εικόνα 7.10: Συντελεστής δύναμης cf,Ο για κυκλικούς κυλίνδρους χωρις ροή ελεύθερων άκρων και για διάφορες ισοδύναμες τραχύτητες k/b

Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k (mm)	Τύπος επιφάνειας	Ισοδύναμη τραχύτητα k (mm)		
Γυαλί	0,0015	Λείο σκυρόδεμα	0,2		
Στιλβωμένο μέταλλο	0,002	Πλανισμένο ξύλο	0,5		
Λεπτή βαφή	0,006	Τραχύ σκυρόδεμα	1,0		
Βαφή με ψεκασμό	0,02	Τραχύ πριονισμένο ξύλο	2,0		
Στιλπνός χάλυβας	0,05	Σκουριά	2,0		
Χυτοσίδηρος	0,2	Τούβλα	3,0		
Γαλβανισμένος χάλυβας	0,2				

Πίνακας 7.5: Ισοδύναμη τραχύτητα επιφάνειας k

Πίνακας 7.6: Συντελεστής κ για κατακόρυφους κυλίνδρους με εν σειρά διάταξη



Πίνακας 7.7:Προτεινόμενες τομές λ για κυλίνδρους, πολυγωνικές διατομές, ορθογωνικές διατομές με αιχμηρές γωνίες και δικτυωτές κατασκευές





Εικόνα 7.11: Ενδεικτικές τιμές του συντελεστή επίδρασης άκρων ψλ ως συνάρτηση του συντελεστή πληρότητας φ και της λυγηρότητας λ.

Δυνάμεις ανέμου στη διεύθυνση Υ

Δυνάμεις ανέμου στη διεύθυνση Ζ

Οι διαμήκεις δυνάμεις του ανέμου στη γ-διεύθυνση θα λαμβάνονται υπόψη ίσες με:

- 25% των δυνάμεων στην x-διεύθυνση για γέφυρες με ολόσωμες δοκούς
- 50% των δυνάμεων στην x-διεύθυνση για δικτυωτές γέφυρες
- F_{wk,z}=c_f, z·q_p(z_e)·A_{ref,z}
 (7.13)

 Όπου:
 (7.13)

 c_{f,z}=0,9
 (7.14)

7.2.2.3 Υπολογισμός φορτίου ανέμου

Όπου v_{ref} η ταχύτητα αναφοράς, η οποία λαμβάνεται ίση με v_{ref}=33m/s.

 $V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot V_{ref} => V_b = 33 m/s$

Συνεπώς : q_{ref}=680,25 N/m²

- Κατηγορία εδάφους:
- Συντελεστής έκθεσης: c_e (z_e) = C_e (80)=2,25
- Συντελεστής διεύθυνσης:C_d=1
- Εποχικός συντελεστής:C_s=1

Όπου : C_e(z)=1+7I_v(z) $I_v(z) = \frac{k_I = 1}{C_0(z) \ln(\frac{z}{z_0})}$ για z_{min}≤z=80m => I_v(80)=0,179 q_P(80)_x=2,185 KN/m²

Συντελεστής τραχύτητας:C_r (80)=1,2

Όπου : $\kappa_r = 0,19(\frac{z_0}{z_{0,II}})^{0,07} \Rightarrow \kappa_r = 0,215$ Mε: $z_0 = 0,3m$ και $z_{min} = 5m$ Άρα: $V_m = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b \Rightarrow V_m = 39,4m/s$

<u>Κατάστρωμα</u>

F_{wκ,x}=C_s C_d C_{f,x0} q_{p(80)x} A_{ref,x} Από εικόνα 7.8 με d_{tot}=4,14m έχω c_{f,x0}=1,4 Άρα F_{wκ,x}=949,57kN Συνεπώς : w_x= F_{wκ,x}/I=949,57/74,98=12,66KN/m Και w_y=25%w_x= 3,17KN/m

<u>Τόξα</u>

- Api $\theta\mu \circ \zeta$ Reynolds: Re= $\frac{b \times v(z_e)}{v} = \frac{0.76 \times 39.04}{15 \times 10^{-6}} = 1.98 \times 10^{6}$
- Συντελεστής δύναμης: c_f = c_{f,0} · ψ_λ = 0,70·0,93 = 0,65

Όπου c $_{f,0} = 0,70$ προκύπτει από την εικόνα 7.10 για k/b = 2,63·10⁻⁴ , με k = 0,2 mm για γαλβανισμένο χάλυβα (πίνακας 7.5)

Και ψ $_{\lambda}$ = 0,93 προκύπτει από την εικόνα 7.11 για συντελεστή πληρότητας φ = 1 και λ=1,4 l/b=4,14(πίνακας 7.7)

Άρα F_{wk,x}=c_s c_d c_{f,x0} q_{p(80)x} A_{ref,x=}1×1×0,65×680,25×56,98=25,19 kN Συνεπώς : w_x=25,19/67,04=0,37 KN

<u>Καλώδια</u>

- Re= $\frac{0.15 \times 39.04}{15 \times 10^{-6}}$ =8,7×10⁷
- Συντελεστής δύναμης: c_f = c_{f,0} · ψ_λ = 1,02·0,91 = 0,92

Όπου c $_{f,0}$ = 1,02 προκύπτει από την εικόνα 7.10 για k/b = 1,3·10⁻³ , με k = 0,2 mm για γαλβανισμένο χάλυβα (πίνακας 7.5)

Και ψ $_{\lambda}$ = 0,91 προκύπτει από την εικόνα 7.11 για συντελεστή πληρότητας φ = 1 και λ=70 (πίνακας 7.7).

Άρα $F_{w\kappa,x} = c_e (z_e) c_s c_d c_{f,x0} q_{p(80)x} b_= 2,25 \times 1 \times 1 \times 0,92 \times 680,25 \times 0,15 = 0,21 \text{ kN/m}$

<u>Διαγώνια μέλη</u>

- Re= $\frac{0.6 \times 39.04}{15 \times 10^{-6}}$ =1,56×10⁶
- Συντελεστής δύναμης: c_f = c_{f,0} · ψ_λ · κ = 0,5·0,73·1,09 = 0,40

Όπου c _{f,0} = 0,81 προκύπτει από την εικόνα 7.10 για k/b = 0,03 , με κ = $(210 - \frac{a}{b})/180$ mm με $\frac{a}{b}$ =13,53 (πίνακας 7.6)

Άρα $F_{w\kappa,x} = c_e(z_e) c_s c_d c_{f,x0} q_{p(80)x} d_{=2,25 \times 1 \times 1 \times 0,40 \times 680,25 \times 0,6=0,37 \text{ kN/m}$

<u>Οριζόντια μέλη</u>

- Re= $\frac{1,0 \times 39,04}{15 \times 10^{-6}}$ =2,60×10⁶
- Συντελεστής δύναμης: c f = c f,0 · ψ λ·κ= 0,58·0,82·1,12 = 0,53

Όπου c _{f,0} = 0,58 προκύπτει από την εικόνα 7.10 για k/b = 0,02 , με κ = $(210 - \frac{a}{b})/180$ mm με $\frac{a}{b}$ =8,12(πίνακας 7.6)

Άρα $F_{wk,x}$ = $c_e(z_e) c_s c_d c_{f,x0} q_{p(80)x} d_=2,25 \times 1 \times 1 \times 0,53 \times 680,25 \times 1=0,80 \text{ kN/m}$

7.3 Συνδυασμοί δράσεων

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

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

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

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

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

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

Οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.)

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

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (persistent and transient situations) $\Sigma \gamma_{G_i} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q_1} Q_{k_1} + \Sigma \gamma_{Q_i} \psi_{0i} Q_{k_i}$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις (accidental) $\Sigma \gamma_{GAj}G_{kj}+\gamma_{PA}P_k+A_d+\psi_{11}Q_{k1}+\Sigma_{\psi_{2i}}Q_{ki}$

3. Για καταστάσεις σεισμού (seismic) $\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_1 A_{Ed} + \Sigma_{\psi_{2i}} Q_{ki}$

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

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

(+) σημαίνει «επαλληλία με»

G_{kj}	είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P_k	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
Q_{ki}	είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
Ad	είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
γ_{Gj} , γ_{GAj}	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_{P}, γ_{PA}	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

γQi	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
γ_1	είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας (βλ. ΕC8 και ΝΕΑΚ)
$\psi_{0\mathrm{i}},\psi_{1\mathrm{i}}$, $\psi_{2\mathrm{i}}$	είναι συντελεστές συνδυασμού (ή συμμετοχής) των μεταβλητών
	δράσεων.

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

Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ1 της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψἱ των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Συγκεκριμένα οι συνδυασμοί φόρτισης που εφαρμόζονται στην Ο.Κ.Α φαίνονται στον παρακάτω πίνακα:

A/A	G	Csec	Ssec	0	Т		W	D_A											
1				1,352	0	,6	1,5*0,3	0											
				TS:	T_M	T_N	-												
				1,35*0,75	0	1,5	1 500 0	0											
2-5				TIDI	1,5	0	1,5*0,3	0											
				UDL:	1,5*0,75	1,5													
				1,35*0,4	1,5	1,5*0,35													
6	1 35	1 35	1,35	1,35	1,35	TS: 1,35*0,75 UDL: 1,35*0,4	0	,6	1,5 φορτισμένη γέφυρα	0									
7	1,55	1,55				1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	.,	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0
8				TS: 1,35*0,75 UDL: 1,35*0,4		,6	1,5*0,3 φορτισμένη γέφυρα	1,0											
9				0	0	,6	1.5*0,3 αφόρτιστη γέφυρα	1,0											

Πίνακας 7.8: Βασικοί συνδυασμοί ελέγχου της ανωδομής οδικής γέφυρας

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή μέλος αυτού.

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

1. Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός (characteristic (rare) combination) $\Sigma G_{kj}+P_k+Q_{k1}+\Sigma_{\psi 0i}Q_{ki}$

2. Συχνός συνδυασμός (frequent combination) $\Sigma G_{ki} + P_k + \psi_{11}Q_{k1} + \Sigma_{\psi_{2i}}Q_{ki}$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent situation) $\Sigma G_{ki} + P_k + \Sigma_{\psi_{2i}} Q_{ki}$

Πίνακας 7.9: Συντελεστές γ και ψ για τους συνδυασμούς στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Δράσεις		Επίδ	ραση	Nr. (Nr. 1)	11(2	
		Ευμενής Δυσμενής		$\varphi_1(\varphi_1)$	ψ_2	
Μόνιμες δράσεις	G: γ _G	1,0	1,0	-	-	
Συστολή ζήρανσης	S: γ_S	1,0	1,0	-	-	
Φορτία κυκλοφορίας	Q: γ _Q , γ ₁	0	1,0	TS: 0,75 (0,8) UDL: 0,4 (0,8)	TS: 0,2 UDL: 0,2	
Προένταση με υποχώρηση στηρίζεων	Ρ: γ _Ρ	1,0	1,1	-	-	
Θερμοκρασία	Τ: γ _Q	0	1,0	0,6 (0,8)	0,5	
Άνεμος	W: γ _Q	0	1,0	0,5 (0,6)	0	

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν οι εξής συνδυασμοί δράσεων:

<u>O.K.A.</u>

- 1) 1,35G + 1,35Q
- 2) 1,35G + 0,54Q_{UDL} + 1,0125Q_{TS} +0,45Wx
- 3) $1,35G + 0,54Q_{UDL} + 1,0125Q_{TS} + 1,5Wx$
- 4) $1,35G + 0,54Q_{UDL} + 1,0125Q_{TS} + 0,45Wy$

5) $1,35G + 0,54Q_{UDL} + 1,0125Q_{TS} + 1,5Wy$

<u>О.К.Л.</u>

- 1) 1,00G + 1,00Q
- 2) 1,00G + 0,4Q + Wx
- 3) 1,00G + 0,4Q_{TS} + 0,2Q_{UDL}
- 4) 1,00G + 0,4Q_{UDL} + 0,2Q_{TS}
- 5) 1,00G + 0,6Wx +0,2Q
- 6) 1,00G +1,00Wx+ 0,4Q_{UDL} + 0,75Q_{TS}
- 7) $1,00G + 1,00Q_{UDL} + 0,75Q_{TS} + 0,6Wx$
- 8) $1,00G + 1,00Q_{TS} + 0,6Wy + 0,4Q_{UDL}$

8. Παρουσίαση αποτελεσμάτων & Έλεγχοι

Για τους ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, αφού δημιουργήθηκε το προσομοίωμα στο SOFiSTiK εφαρμόστηκαν όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων. Από τα εντατικά μεγέθη και τις μετατοπίσεις που προέκυψαν εκλέχθηκαν τα δυσμενέστερα κατά περίπτωση. Στη συνέχεια έγινε έλεγχος της αντοχής των αντίστοιχων μελών, καθώς και των ορίων μετατοπίσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, και όπου απαιτήθηκε έγινε επαναδιαστασιολόγηση και επανέλεγχος.

8.1 Υπολογισμός ενεργού πλάτους

Η διατμητική υστέρηση στα πέλματα μπορεί να αμελείται εάν $b_0 < L_e$ /50 όπου το b_0 λαμβάνεται ως το εξωτερικό μέρος του πέλματος ή το μισό του πλάτους ενός εσωτερικού στοιχείου και L_e είναι το μήκος μεταξύ σημείων μηδενισμού της καμπτικής ροπής, βλέπε (εικόνα 8.1). Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας μπορεί να χρησιμοποιείται μια ενεργός επιφάνεια σύμφωνα με την εικόνα 8.2.

Το ενεργό πλάτος beff για διατμητική υστέρηση υπό ελαστικές συνθήκες θα πρέπει να προσδιορίζεται από:

 $b_{eff} = \beta \times b_0$,

όπου ο ενεργός συντελεστής β δίνεται στον Πίνακα 8.1.

Αυτό το ενεργό πλάτος μπορεί να είναι σχετικό με τις οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας και κόπωσης. Υπό την προϋπόθεση ότι γειτονικά ανοίγματα δεν διαφέρουν περισσότερο από 50% και οποιοδήποτε άνοιγμα προβόλου δεν είναι μεγαλύτερο από το μισό του γειτονικού ανοίγματος, τα ενεργά μήκη L_e μπορούν να προσδιορίζονται από την εικόνα 8.1. Για όλες τις άλλες περιπτώσεις το L_e θα πρέπει να λαμβάνεται ως η απόσταση μεταξύ γειτονικών σημείων μηδενισμού της ροπής.



Εικόνα 8.1: Ενεργό μήκος Le σε συνεχή δοκό και κατανομή του ενεργού πλάτους

Σύμφωνα με το σχήμα λαμβάνεται και για τη διαμήκη και για την εγκάρσια διεύθυνση β₁:L_e=2L,όπου L η διαμήκης και η εγκάρσια απόσταση μηδενισμού των ροπών αντιστοίχως.





K	θέση ελέγχου	τιμές του β		
$\kappa \le 0,02$		$\beta = 1,0$		
$0,02 \leq \kappa \leq 0,70$	θετική ροπή	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6.4 \kappa^2}$		
	αρνητική ροπή	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0\left(\kappa - \frac{1}{2500 \ \kappa}\right) + 1,6 \ \kappa^2}$		
> 0,70	θετική ροπή	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \kappa}$		
	αρνητική ροπή	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{8.6 \kappa}$		
όλα τα κ	ακραία στήριξη	$β_0 = (0,55 + 0,025 / \kappa) β_1$, αλλά $β_0 < β_1$		
όλα τα κ	Πρόβολος	$β = β_2$ στη στήριξη και στο άκρο		
$\kappa = \alpha_0 \ b_0 \ / \ L_e \mu$	$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{s\ell}}{b_0 t}}$			
όπου A _{st} είναι η υπόλοιπα σύμβο	η επιφάνεια όλων των δια ολα όπως ορίζονται στο Σ	μήκων νευρώσεων μέσα στο πλάτος b ₀ και τα γήμα 3.1 και στο Σγήμα 3.2.		

Πινακας δ.Ι. Ζυνιελευτης ενεργου πλατους	Πίνακαα	: 8.1: Συντελ	εστής ενερ	νού πλάτους
--	---------	---------------	------------	-------------

<u>Διαμήκεις δοκοί</u>

Έχουμε: κ=0,4×0,2/10,08=0,007≤0,02

Άρα β=1 και b_{eff}=1×0,2=0,2m

<u>Εγκάρσιες δοκοί</u>

Ακραία φατνώματα

Έχουμε: κ=1,83×0,91/52,48=0,03

Για 0,02≤κ≤0,70 και θετική ροπή :β=β₁= $\frac{1}{1+6,4\times\kappa^2}$ =0,99

Άρα b_{eff}=0,99×0,91=0,90

Ενδιάμεσα φατνώματα

Έχουμε: κ=2,03×1,01/52,48=0,04

Για 0,02≤κ≤0,70 και θετική ροπή :β=β₁= $\frac{1}{1+6,4\times\kappa^2}$ =0,99

Άρα b_{eff}=0,99×1,01=1,00m

Παρατήρηση: Για τις εγκάρσιες δοκούς λαμβάνεται η τιμή του ενεργού πλάτους των ενδιάμεσων φατνωμάτων b_{eff}=1,00m και για τα ακραία φατνώματα.

8.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Για τον έλεγχο των μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας, εφαρμόζονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων, και στη συνέχεια εκλέγεται μεταξύ των συνδυασμών η δυσμενέστερη τιμή κάθε είδους έντασης. Η κάθε τιμή ελέγχεται σε σχέση με τις τιμές αντοχής του εκάστοτε μέλους.

Κύριες δοκοί (ελκυστήρες)

Κάμψη

Στην εικόνα 8.3 φαίνονται η μέγιστη και η ελάχιστη καμπτική ροπή της κύριας δοκού, που προκύπτουν από την περιβάλλουσα του δυσμενέστερου συνδυασμού δράσεων.



Εικόνα 8.3: Διάγραμμα ροπών κάμψης κύριας δοκού για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

- Μέγιστη τιμή θετικής ροπής κάμψης: Mmax = 2485 kNm
- Μέγιστη τιμή αρνητικής ροπής κάμψης: Mmin = -3776 kNm

Ελέγχοντας τη μέγιστη κατά απόλυτη τιμή ροπή κάμψης έχουμε:

M_{Pl,Rd}=15057,81kNm > Mmax = 3776kNm

Συνεπώς η κύρια δοκός επαρκεί σε κάμψη.

Τέμνουσα

Οι κύριες δοκοί δέχονται συγκεντρωμένα φορτία από τις διαδοκίδες και από τα καλώδια. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητος ο έλεγχος σε τέμνουσα σε αυτά τα ευαίσθητα σημεία, αλλά και στα εφέδρανα, στα οποία πιθανόν να απαιτείται ενίσχυση. Στην εικόνα 8.4 φαίνεται το διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων για την κύρια δοκό, που προκύπτει απ'τον δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων.



Εικόνα 8.4: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων της κυρίας δοκού για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Μέγιστη τέμνουσα Vzmax = 705,7 kN

Ελέγχοντας τη μέγιστη τιμή τέμνουσας έχουμε:

```
V<sub>Pl,Rd</sub> =16030,08kN > Vzmax= 705,7kN
```

&

0,5Vpl,Rd=8015,04>Vzmax

Συνεπώς, η κύρια δοκός επαρκεί σε τέμνουσα και δεν χρειάζεται έλεγχος αλληλεπίδρασης κάμψης και διάτμησης.

Παρατήρηση: Κατά τη μελέτη διερευνήθηκε και η τέμνουσα κατά τον άξονα y, όμως εδώ αμελήθηκε διότι οι τιμές που βρέθηκαν είναι αμελητέες και δεν επηρεάζουν σε καμία περίπτωση τα αποτελέσματα.

Αξονική δύναμη (Εφελκυσμός)

Οι κύριες δοκοί παίζουν το ρόλο ελκυστήρων για να συγκρατούν τα τόξα, παραλαμβάνοντας τις τάσεις τους εμποδίζοντας τις παραμορφώσεις τους κατά τη διαμήκη έννοια. Παρακάτω φαίνεται το αποτέλεσμα της προσομοίωσης στο πρόγραμμα SOFiSTiK, όπου εκλέχθηκε ο δυσμενέστερος συνδυασμός δράσεων για την αξονική δύναμη των κυρίων δοκών.



Εικόνα 8.5: Αξονικές (εφελκυστικές) δυνάμεις των κυρίων δοκών για το συνδυασμό δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη: Nmax = 7740 kN

N_{Pl,Rd} > 24914,5kN >Nmax = 7740kN

Άρα οι κύριες δοκοί επαρκούν σε εφελκυσμό.

Κάμψη & αξονική

Για τον έλεγχο διατομών Ι:

$$\mathsf{M}_{\mathsf{N},\mathsf{Rd}} = \mathsf{M}_{\mathsf{PI},\mathsf{Rd}} \times \frac{1-n}{1-0.5 \times a_w} \tag{8.1}$$

Όπου,

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{7740}{24914,5} = 0,3107$$
(8.2)

$$a_w = (A - 2 \times b \times tf)/A, a_w \le 0.5$$
(8.3)

$$= (0,077 - 2 \times 0,6 \times 0,04)/0,077 = 0,38 \le 0.5$$

Τελικά:

 $M_{N,Rd}$ = 5721,97 $\leq M_{pl,Rd}$ =15057,81kNm

Άρα οι κύριες δοκοί επαρκούν σε αλληλεπίδραση κάμψης και αξονικής.

<u>Εγκάρσιες δοκοί</u>

Κάμψη

Στην εικόνα 8.6 φαίνεται η μέγιστη καμπτική ροπή της εγκάρσιας δοκού, που προκύπτει από την περιβάλλουσα του δυσμενέστερου συνδυασμού δράσεων.



Εικόνα 8.6: Διάγραμμα ροπών κάμψης διαδοκίδας για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Μέγιστη τιμή θετικής ροπής κάμψης: Mmax = 1346 kNm

M_{Pl,Rd} = 1518,63kNm >max M =1346kNm

Άρα οι εγκάρσιες δοκοί επαρκούν σε κάμψη.

Διάτμηση

Η διάτμηση μπορεί να οφείλεται:

- Σε τέμνουσα V και
- Σε στρέψη St. Venant MT για διατομές κιβωτίων, και δοκών Ι με κάτω συνδέσμους.

Σε γέφυρες χωρίς κάτω συνδέσμους στις σιδηροδοκούς δεν υφίσταται στρέψη. Συνεπώς εδώ διερευνάται μόνο η τέμνουσα.



Εικόνα 8.7: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων διαδοκίδας για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Μέγιστη τιμή τέμνουσας: Vzmax = 413,4 kN

V_{Pl,Rd} =3019,4kN >Vzmax= 413,4kN

Συνεπώς, η εγκάρσια δοκός επαρκεί σε τέμνουσα.

Διαμήκεις δοκοί

Κάμψη

Στην εικόνα 8.8 φαίνεται η μέγιστη καμπτική ροπή της διαμήκης δοκού, που προκύπτει από την περιβάλλουσα του δυσμενέστερου συνδυασμού δράσεων.



Εικόνα 8.8: Διάγραμμα ροπών κάμψης της διαμήκης δοκού για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

- Μέγιστη τιμή θετικής ροπής κάμψης: Mmax = 85.5 kNm
- Μέγιστη τιμή αρνητικής ροπής κάμψης:Mmin=-33,5 kNm

M_{Pl,Rd} = 799,28kNm >max M =85,5kNm

Άρα οι διαμήκεις δοκοί επαρκούν σε κάμψη.

Διάτμηση





Μέγιστη τιμή τέμνουσας: Vzmax = -42,0 kN

V_{PI,Rd} =996,71kN >Vzmax= 42,0kN

Συνεπώς, η διαμήκης δοκός επαρκεί σε τέμνουσα.

Λυγισμός

Όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο 4.5.2 για να αποφευχθεί ο λυγισμός του καταστρώματος υπό θλίψη που εμφανίζεται από την κάμψη της κύριας δοκού, η λεπτότητα, L/r, δεν θα πρέπει να ξεπερνά τη τιμή της παρακάτω σχέσης κατά AASHTO.Η επιλογή της μέγιστης θλιπτικής τάσης έγινε από τον συνδυασμό φόρτισης που προκύπτει η μέγιστη καμπτική ροπή της κύριας δοκού.

$$\left(\frac{1,83}{0,155}\right)_{max} = 83\sqrt{\frac{1500}{355} - \frac{2700 \times 102,6}{355^2}} \Leftrightarrow 11,80 \le 117,86$$

Όπου: *L*=1,83m

r=0,155m

F =102,6MPa

*F*_v=355 MPa

Συνεπώς δεν εμφανίζονται φαινόμενα λυγισμού στη πλάκα καταστρώματος και δεν χρειάζεται περαιτέρω διερεύνηση για το φαινόμενο του λυγισμού, εξαιτίας της διαφραγματικής της λειτουργίας.



Εικόνα 8.10: Διάγραμμα θλιπτικών τάσεων διαμήκων δοκών

<u>Καλώδια</u>

Στην εικόνα 8.11 φαίνεται η μέγιστη αξονική δύναμη των καλωδίων, που προκύπτει από την περιβάλλουσα του δυσμενέστερου συνδυασμού δράσεων.



Εικόνα 8.11: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων καλωδίων για το δυσμενέστερο συνδυασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη: Nmax = 1378 kN

N_{Pl,Rd} =12565,8kN >Nmax= 1378kN

Συνεπώς, τα καλώδια επαρκούν.

Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Παρατήρηση: Κατά τη μελέτη διερευνήθηκε και οι διαγώνιοι σύνδεσμοι , όμως εδώ αμελήθηκε διότι οι τιμές που βρέθηκαν είναι αμελητέες και δεν επηρεάζουν σε καμία περίπτωση τα αποτελέσματα.

Κάμψη

Στην εικόνα 8.12 φαίνεται η μέγιστη καμπτική ροπή των οριζόντιων στοιχείων δυσκαμψίας, που προκύπτει από την περιβάλλουσα του δυσμενέστερου συνδυασμού δράσεων.



Εικόνα 8.12: Διάγραμμα καμπτικών ροπών Μγ

Μέγιστη καμπτική ροπή: Mmax = 273,7 kN

M_{Pl,Rd} =3163,33kN >Mmax= 273,7kN

Συνεπώς, τα οριζόντια στοιχεία επαρκούν σε κάμψη.

Τέμνουσα

Στην εικόνα 8.13 φαίνεται η μέγιστη τέμνουσα των οριζόντιων μελών, που προκύπτει από την περιβάλλουσα του δυσμενέστερου συνδυασμού δράσεων.



Εικόνα 8.13: Διάγραμμα τεμνουσών Vz

Μέγιστη τιμή τέμνουσας: Vzmax = 27,1 kN

V_{PI,Rd} =3705,47kN >Vzmax= 27,1kN

Συνεπώς, τα οριζόντια μέλη επαρκούν σε τέμνουσα.

<u>Τόξα</u>

Τα τόξα υποβάλλονται σε ένα συνδυασμό εντάσεων, για τις οποίες πρέπει να διερευνηθεί η ταυτόχρονη δράση. Επίσης ιδιαίτερα κρίσιμος είναι ο έλεγχος σε λυγισμό, χρησιμοποιώντας τους τύπους που δίνονται από τους ευρωκώδικες για τους διάφορους συνδυασμούς ταυτόχρονων εντάσεων.

Κάμψη

Στην εικόνα 8.14 φαίνεται το διάγραμμα ροπών των τόξων, που προκύπτει από τη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.



Εικόνα 8.14: Διάγραμμα καμπτικών ροπών των τόξων, για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας.

Μέγιστη τιμή ροπής κάμψης: Mmax = 6307 kNm

M_{Pl,Rd} = 33037,04kNm > Mmax = 6307kNm

Συνεπώς τα τόξα επαρκούν σε κάμψη.

Παρατήρηση: Κατά τη μελέτη διερευνήθηκε και η διαξονική κάμψη, αλλά λόγω του ότι δεν βρέθηκε κάποιος συνδυασμός στον οποίο να υπάρχει σημαντική επιρροή από τις καμπτικές ροπές γύρω από τον άξονα z, αυτές αγνοήθηκαν στο παρόν κείμενο.

Τέμνουσα

Η τέμνουσα προκαλείται κυρίως από τα συγκεντρωμένα φορτία των καλωδίων. Στην εικόνα 8.15 φαίνεται η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση για τη διάτμηση.



Εικόνα 8.15: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων των τόξων για τη δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.

Μέγιστη τέμνουσα Vzmax = -959,5 kN

V_{Pl,Rd} =20677,90kN > Vzmax = 959,5kN

Συνεπώς, τα τόξα επαρκούν σε τέμνουσα.

Αξονικές δυνάμεις

Οι αξονικές δυνάμεις σε επίπεδο διατομής για τις τοξωτές γέφυρες τις περισσότερες φορές είναι λιγότερο δυσμενείς από αυτές σε επίπεδο μέλους, χωρίς βέβαια να αποκλείεται το αντίθετο. Στην εικόνα 8.16 φαίνεται το διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας.



Εικόνα 8.16: Αξονικές (θλιπτικές) δυνάμεις των τόξων για το δυσμενέστερο συνδυασμό δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Μέγιστη θλιπτική δύναμη: Nmax = -9925 kN

N_{Rd} = 41993,2kN > Nmax 9925kN

Συνεπώς τα τόξα επαρκούν.

Στρέψη

Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται το δυσμενέστερο διάγραμμα στρεπτικών ροπών.



Εικόνα 8.17: Διάγραμμα στρεπτικών ροπών των τόξων.

Μέγιστη στρέψη Mtmax = -328,2 kNm

M_{t,Pl} = 16846,73 > Mtmax=328,2kNm

Συνεπώς, τα τόξα επαρκούν σε στρέψη.

Τέμνουσα & στρέψη

Γίνεται η απομείωση της αντοχής σε τέμνουσα δύναμη ως εξής:

$$\tau_{t,Ed} = \frac{M_t}{A} = \frac{313.9}{0.136} = 2.413,23 \text{ kN/m}$$
(8.4)

Οπότε:

$$V_{Pl, Rd, z} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{\binom{f_y}{\sqrt{3}} \times \gamma_{Mo}}\right] V_{pl,rd} = 20434,43 \text{kN} \times \text{Vzmax} = 959,5 \text{kN}$$
(8.5)

Συνεπώς, τα τόξα επαρκούν στο συνδυασμό τέμνουσας και στρέψης.

Κάμψη & Τέμνουσα

Ελέγχεται η πιθανότητα απαίτησης απομείωσης της αντοχής σε τέμνουσα δύναμη λόγω συνύπαρξης καμπτικών ροπών.

Vzmax = 959,5kN < 0,5V_{Pl,Rd} = 9315,89kN

Άρα δεν απαιτείται απομείωση της αντοχής σε τέμνουσα.

Κάμψη & αξονική

Για τον έλεγχο κοίλων ορθογωνικών διατομών:

$$\mathsf{M}_{\mathsf{N},\mathsf{Rd}} = \mathsf{M}_{\mathsf{PI},\mathsf{Rd}} \times \frac{1 - n}{1 - 0.5 \times a_w}$$

Όπου,

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{9925}{41993,2} = 0,2363$$

 $a_w = (A - 2 \times b \times tf)/A$, $a_w \le 0.5$

$$= (0,13 - 2 \times 0,80 \times 0,035)/0,13 = 0,5 \le 0.5$$

Τελικά:

 $M_{N,Rd}$ = 33037,04 $\leq M_{pl,Rd}$ =33037,04kNm

Συνεπώς επαρκεί σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής.

Ευστάθεια τόξων

Η ευστάθεια των τόξων θα μελετηθεί με τη χρήση των κανόνων και των τύπων που προβλέπει το μέρος του EC3 που αναφέρεται στις τοξωτές γέφυρες, το οποίο παρέχει μεθοδολογία για εύρεση του κρίσιμου φορτίου λυγισμού τόξου εντός και εκτός επιπέδου, λαμβάνοντας υπόψη και τον ακαριαίο λυγισμό (snap-through buckling). Παρακάτω αναλύεται αυτή η μέθοδος.

ΕΝΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Κρίσιμο φορτίο λυγισμού:

Το κρίσιμο φορτίου Ncr ενός τόξου εντός επιπέδου, αμελώντας την επιρροή των παραμορφώσεων λόγω αξονικών δυνάμεων, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$Ncr = \left(\frac{\pi}{\beta \times s}\right)^2 \times EIy \tag{8.6}$$

Για την περίπτωση τόξων με οριζόντιο ελκυστήρα μεταξύ των στηρίξεων και με ενδιάμεσους κατακόρυφους αναρτήρες, ο συντελεστής β προκύπτει από την εικόνα 8.18.



Εικόνα 8.18: Συντελεστής β για τόξα με ελκυστήρα.

Άρα για p=8,10m και l=74,98m έχουμε m=8,25 και $\frac{f}{l}$ =0,167

Συνεπώς β=0,41

Τελικά: $Ncr = \frac{\pi}{0.41 \times 40.21} \times 210000 \times 9,805 \times 10^{-2} = 747,70$ kN

<u>Ακαριαίος λυγισμός (snap-through buckling)</u>

Σε τόξα με μικρό λόγο f/l, προκειμένου να μη λάβει χώρα ακαριαίος λυγισμός (snapthrough buckling), πρέπει να ικανοποιείται η εξίσωση:

$$l \times \sqrt{\frac{EA}{12EIy}} > K \tag{8.7}$$

Ο συντελεστής Κ δίνεται στον πίνακα 8.2.

Πίνακας 8.2: Συντελεστής Κ για τον έλεγχο ακαριαίου λυγισμού.

	£∕ℓ	0,05	0,075	0,10	0,15	0,20
S		35	23	17	10	8
	K	319	97	42	13	6

Για <u>f</u>=0,167 προκύπτει K=13

Άρα 74,98
$$\sqrt{\frac{210000 \times 0,13}{12 \times 210000 \times 9,805 \times 10^{-2}}} = 22,97 > K = 13$$

Άρα δεν απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση του ακαριαίου λυγισμού.

ΕΚΤΟΣ ΕΠΙΠΕΔΟΥ

Κρίσιμο φορτίο λυγισμού:

Το κρίσιμο φορτίου Ncr ενός τόξου εκτός επιπέδου, αμελώντας την επιρροή των παραμορφώσεων λόγω αξονικών δυνάμεων, δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$Ncr = \left(\frac{\pi}{\beta \times l}\right)^2 \times EIz \tag{8.8}$$

Για λυγισμό εκτός επιπέδου ο συντελεστής β μπορεί να λαμβάνεται ίσος με:

 $\beta = \beta 1 \times \beta 2$

Όπου

β1:συντελεστής λυγισμού από πίνακα 8.3, για κατακόρυφο ομοιόμορφο φορτίο, και για άκρα του τόξου δεσμευμένα εγκαρσίως

β2:συντελεστής λυγισμού από πίνακα 8.4, που καλύπτει την περίπτωση αλλαγής διεύθυνσης του φορτίου κατά τον πλευρικό λυγισμό.

f/ℓ	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	
Iz constant	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07	
$I_z \text{ varies} \\ I_z(\alpha_B) = \frac{I_{z,0}}{\cos \alpha_B}$	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86	

Πίνακας 8.3: Συντελεστής β1 για λυγισμό εκτός επιπέδου

Πίνακας 8.4: Συντελεστής β1 για λυγισμό εκτός επιπέδου

Loading	β2	Comments
conservative (The deck is fixed to the top of the arch)	1	
by hangers	$1 - 0.35 \frac{q_{H}}{q}$	a total load
by posts	$1 - 0,45 \frac{q_{St}}{q}$	q_H load part transmitted by hangers q_{St} load part transmitted by posts

Έχουμε $\beta 1 = \sim 0.6$ και Iz σταθερό, οπότε $\beta = 0.6$.

Συνεπώς:
$$Ncr = (\frac{\pi}{0.6 \times 74.98})^2 \times 210000 \times 1.435 \times 10^{-2} = 14695 kN$$

Τελικά προκύπτει:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{0.13 \times 355000}{14695}} = 1,77$$
(8.9)

Η επιλογή καμπύλης λυγισμού γίνεται μέσω του παρακάτω πίνακα.

	Cross section	Limits	Buckling about axis	Bucklin S 235 S 275 S 355	g curve S 460
low ions		hot finished	any	8 420 a	a ₀
Holl secti		cold formed	any	с	с

Πίνακας 8.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για κοίλες διατομές

Για τη συγκεκριμένη διατομή επιλέγεται καμπύλη β με συντελεστή ατελειών α=0,34 όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 8.6: Συντελεστής ατελειών

Buckling curve	a_0	а	b	с	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Οπότε:
$$Φ = 0,5 \times (1 + α \times (\overline{\lambda} - 0,2) + \overline{\lambda}^2) = 2,33$$
 (8.10)

Kαι
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,26$$
 (8.11)

Tελικά : N_{bRd}=
$$\frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.26 \times 0.13 \times 355000}{1.15} = 10441,73kN > Nmax=9925kN$$
 (8.12)

Άρα τα τόξα επαρκούν.

8.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Τα μέλη, των οποίων τα βέλη ελέγχονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι κύριες δοκοί και οι διαμήκεις. Τα αποτελέσματα, καθώς και ο έλεγχος των ορίων με βάση τον EC3, φαίνονται στον παρακάτω πίνακα. Τα βέλη προέκυψαν από την ανάλυση στο λογισμικό SOFiSTiK για όλους τους συνδυασμούς σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, και επιλέχθηκαν τα μέγιστα.



Κύριες δοκοί



821 SUM G_1+G_2+0.2L_0+0.2L_0+0.75L_ , 1 cm 3D = 100.0 mm

98

<u>Διαμήκεις δοκοί</u>



Εικόνα 8.21: Βύθιση διαμήκων δοκών

Σύνδεσμοι δυσκαμψίας



Εικόνα 8.22: Βύθιση συνδέσμων δυσκαμψίας



Εικόνα 8.23: Βύθιση τόξων

Μέλος	Μέγιστο	Έλεγχος	Συνθήκη	Υπολογισμός σε
	βέλος(mm)			mm
Κύριες δοκόι	4,80	<	L/250	74,98/250=300
Διαμήκεις δοκοί	6,50	<	L/250	8,10/250=32,40
Εγκάρσιες δοκοί	57	<	L/250	14,40/250=57,6
Διαγώνια μέλη	5,30	<	L/250	16,50/260=66
Οριζόντια μέλη	3,65	<	L/250	14,40/250=57,6

Πίνακας 8.7: Πίνακας υπολογισμών μέγιστων βυθίσεων

8.4 Έλεγχος κόπωσης

Όπως έχει αναφερθεί, ο έλεγχος της κόπωσης των συγκολλήσεων μπορεί να γίνει με μεγαλύτερη ακρίβεια με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων.Στη παρούσα εργασία χρησιμοποιέιται απλοποιημένη προσεγγιστική μέθοδος σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα.

Θα πρέπει να δειχθεί ότι για φορτία κόπωσης ισχύει:

$$\frac{\gamma_{Ff \times \Delta \sigma E, 2}}{\Delta_{\sigma c}/\gamma_{Mf}} \le 1 \tag{8.13}$$

Όπου $\Delta_{\sigma E,2}$ η ορθή τάση της διαμήκους δοκίδας και $\Delta_{\sigma C}$ η κατηγορία λεπτομέρειας σύμφωνα με τον πίνακα 8.8.



Εικόνα 8.24: Καμπύλες αντοχής σε κόπωση για εύρη ορθών τάσεων

Κατηγορία λεπτομερ.	α Κατασκευαστική λεπτομέρεια		Περιγραφή	Απαιτήσεις
80	t≤l2mm	TATAL CALLER	 Σύνδεση συνεχών διαμήκων νευρώσεων σε διαδοκίδα. 	 Υπολογισμός με το εύρος ορθών τάσεων Δσ στη νεύρωση.
71	t>12mm			
56			$\begin{split} & 2) \Sigma \acute{u}v \delta \epsilon \sigma \eta \ \sigma v v z μ \acute{u} v z υ ρ \acute{u} \sigma \epsilon \omega v \ \sigma \epsilon \ \delta \iota a \delta \dot{u} c \dot{t} \dot{a} v \\ & v \epsilon \upsilon \rho \acute{u} \sigma \epsilon \omega v \ \sigma \epsilon \ \delta \iota a \delta \dot{u} \dot{a} \dot{a} v \\ & \Delta \sigma = \frac{\Delta W_s}{W_{mat,s}} \\ & \Delta \tau = \frac{\Delta V_s}{A_{w,mat,s}} \\ & E \lambda \acute{e} \gamma z \epsilon \tau a \ \epsilon \pi i \sigma \eta \varsigma \ \tau o \ \epsilon \dot{u} \rho \varsigma \varsigma \\ & \tau \dot{a} \sigma \epsilon \omega v \ \mu z \tau a \dot{\varsigma} \dot{u} \ \tau w \ v z \upsilon \rho \dot{u} \sigma \epsilon \omega v \\ & \dot{o} \pi \omega \varsigma \ o \rho \dot{i} \zeta \epsilon \tau a \ \sigma \tau o \ E N \ 1993-2. \end{split}$	2) O upologiamás basilerai sto subous tai tou body tai subous tai subous tai subous tai subous tai tai tai tai subous tai subous la statu tai subous la subou de subos taiseov de subos taiseov: $\Delta \sigma_{eq} = \frac{1}{2} \left(\Delta \sigma + \sqrt{\Delta \sigma^2 + 4\Delta \tau^2} \right)$
		s		

Πίνακας 8.8: Κατηγορίες λεπτομερειών για ορθότροπα καταστρώματα με ανοικτές νευρώσεις

Για τον έλεγχο της κόπωσης, εφαρμόστηκαν φορτίσεις σε διάφορα σημεία της γέφυρας και επιλέχθηκαν τα δυσμενέστερα αποτελέσματα, τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω:

i. <u>Φόρτιση στο άκρο της γέφυρας στη μεσαία λωρίδα κυκλοφορίας</u>



Εικόνα 8.25: Εύρος ροπών στο μέλος της διαμήκους δοκίδας για φόρτιση στη μεσαία λωρίδα κυκλοφορίας στο άκρο της γέφυρας

ii. <u>Φόρτιση στο μέσον της γέφυρας στη μεσαία λωρίδα κυκλοφορίας</u>



Εικόνα 8.26: Εύρος ροπών στο μέλος της διαμήκους δοκίδας για φόρτιση στη μεσαία λωρίδα κυκλοφορίας στο μέσον της γέφυρας

iii. <u>Φόρτιση στο μέσον της γέφυρας στην ακραία λωρίδα κυκλοφορίας</u>



Εικόνα 8.27: Εύρος ροπών στο μέλος της διαμήκους δοκίδας για φόρτιση στην ακραία λωρίδα κυκλοφορίας στο μέσον της γέφυρας

Για Iy=3,398×10⁻⁴ m⁴, z=z_c-z'=149,3-20=129,3mm, και κατηγορία λεπτομέρειας 71 προκύπτει:

i.
$$\Delta M = 17,6-(-3,56) = 21,16 \text{ kNm}$$

 $\Delta \sigma = \frac{\Delta M}{l_y} z = 0,805 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
 $\frac{1 \times 0,805 \times 10^4}{80000/_{1,15}} \times 1,40 = 0,162 \le 1$
ii. $\Delta M = 20,4-(-5,83) = 26,23 \text{ kNm}$
 $\Delta \sigma = \frac{\Delta M}{l_y} z = 0,99 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
 $\frac{1 \times 0,99 \times 10^4}{80000/_{1,15}} \times 1,40 = 0,20 \le 1$
iii. $\Delta M = 18-(-4,41) = 22,41 \text{ kNm}$
 $\Delta \sigma = \frac{\Delta M}{l_y} z = 0,85 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$
 $\frac{1 \times 0,85 \times 10^4}{80000/_{1,15}} \times 1,40 = 0,171 \le 1$

Παρατήρηση: Όλες οι τιμές των ελέγχων πολλαπλασιάζονται με 1,40 σύμφωνα με το κεφάλαιο 7.2.1.2.

9.Συμπεράσματα

- Οι ορθότροπες πλάκες καταστρώματος είναι κατάλληλες για τη γεφύρωση μεγάλων ανοιγμάτων, πλεονέκτημα το οποίο αποδεικνύεται και στις τιμές των βυθίσεων, οι οποίες είναι μικρές για ένα τόσο μεγάλο άνοιγμα.
- Οι τάσεις του καταστρώματος δείχνουν πως έχει επιτευχθεί καλή κατανομή και μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς, λόγω της συνδεσμολογίας των μελών της ορθότροπης πλάκας, πράγμα το οποίο συμβαίνει και στις πλάκες από σκυρόδεμα, όμως με μεγαλύτερη μάζα.
- Λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας που εξασφαλίζεται από τη σύνδεση των δομικών στοιχείων μειώνεται η ανάγκη για περαιτέρω υπολογισμούς λυγηρότητας των μελών, συνεπώς μειώνεται και ο υπολογιστικός χρόνος.
- Οι διατομές των μελών αρχικά φαίνεται να έχουν υπερδιαστασιολογηθεί, στην πραγματικότητα όμως ο λυγισμός του τόξου, όντας ιδιαίτερα κρίσιμος, δημιουργεί απαίτηση για διατομές αυτών των προδιαγραφών. Επιπλέον, με μικρότερες διατομές δεν εξασφαλιζόταν η διαφραγματική λειτουργία που αναλύθηκε παραπάνω.

10. Βιβλιογραφία

- 1) Troitsky, M. S. (1987). Orthotropic Bridges Theory and Design (2nd ed.). Cleveland, OH: James F. Lincoln Arc Welding Foundation.
- 2) Wolchuk, R. (1963). Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. New York, NY: American Institute of Steel Construction. Retrieved 21 January 2015.
- Manual for Design, Construction, and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges, Federal Highway Administration, US Department of Transportation. February 2012. Retrieved 21 January 2015. Publication No. FHWA-IF-12-027
- 4) Mangus, Alfred R.; Sun, Shawn (1999). "Ch. 14: Orthotropic Deck Bridges". In Chen, Wai-Fah; Duan, Lian (eds.). Bridge Engineering Handbook (1st ed.). Boca Raton FI: CRC Press
- 5) Proceedings of the Orthotropic Bridge Conference (August 25-27, 2004). Capital Branch of Sacramento, CA. August 2004. Retrieved 21 January 2015.
- 6) Li Ming. Fatigue Evaluation of Rib-to-Deck Joint in Orthotropic Steel Bridge Decks, Dissertation. 25 November 2014
- 7) Troitsky, M. S. Planning and Design of Bridges.Retrieved 1994. John Wiley and Sons,Inc
- Fatigue Analysis and Design of Steel Orthotropic Deck for Bronx-Whitestone Bridge, New York City ,Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board, January 2004
- 9) Orthotropic Bridge Deck Design, NJDOT technology transfer, 30 July 2018
- 10) Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- 11) Ερμόπουλος Ι. (2008). «Σιδηρές και σύμμικτες γέφυρες (2η έκδοση)», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
- 12) ΕΝ1990, Ευρωκώδικας: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
- 13) ΕΝ1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις –Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002.
- 14) ΕΝ1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
- 15) ΕΝ1991-1-4, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-4: Γενικές Δράσεις Δράσεις ανέμου, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2005.
- 16) ΕΝ1993-1-1: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
- 17) EN1993-1-5: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2004
- 18) ΕΝ 1993-1-9, Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος1.9 : Κόπωση, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005
- 19) EN1993-2: Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.