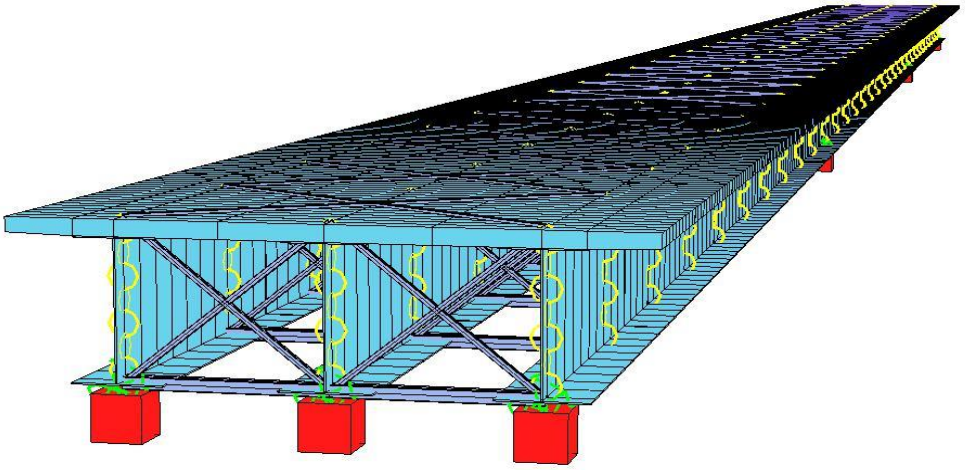
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ

SOFiSTiK



Διπλωματική Εργασία

Κωνσταντίνος Ανδρουτσόπουλος

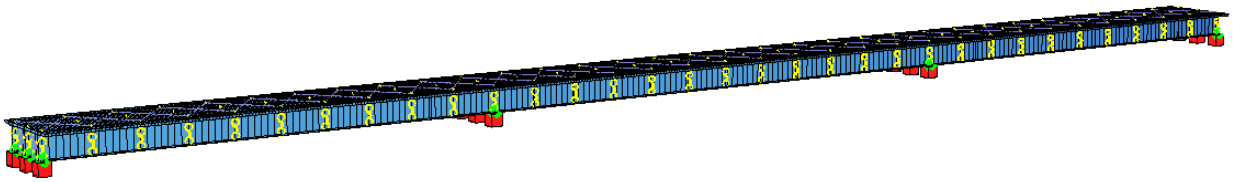
ΕΜΚ ΔΕ 2022-12

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος,Λέκτορας

Αθήνα,Μάρτιος 2022

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΤΡΙΩΝ ΑΝΟΙΓΜΑΤΩΝ



Διπλωματική Εργασία

Κωνσταντίνος Ανδρουτσόπουλος

ΕΜΚ ΔΕ 2022-12

Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος,Λέκτορας

Αθήνα,Μάρτιος 2022

Copyright © Κωνσταντίνος Ανδουτσόπουλος, 2022

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος

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

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

Copyright © Konstantinos Androutsopoulos , 2022

All Rights Reserved

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

Approval of this diploma thesis by the School of Civil Engineering of the National Technical University of Athens (NTUA) does not constitute in any way an acceptance of the views of the author contained herein by the said academic organisation (L. 5343/1932, art. 202).

Κωνσταντίνος Ανδρουτσόπουλος (2022)

Σχεδιασμός Σύμμικτης Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2022- 12
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Konstantinos Androutsopoulos (2022)

Diploma Thesis EMK ΔΕ 2022-12
Design of three span bridge
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Ευχαριστίες

Με την υποβολή της διπλωματικής μου εργασίας για έγκριση μου δίνεται η ευκαιρία να ευχαριστήσω όσους συνέβαλαν στην ολοκλήρωσή της.

Ευχαριστώ τον Λέκτορα κ.Παύλο Θανόπουλο,ο οποίος υπέδειξε το θέμα και προσανατόλισε τη σκέψη μου στη μελέτη των σύμμικτων γεφυρών.Τον ευχαριστώ που αφιέρωσε γενναιόδωρα το χρόνο του για την εξοικείωσή μου με τη χρήση του λογισμικού ,για την καθοδήγηση στην όλη πραγμάτευση,την πολύτιμη επιστημονική υποστήριξη και ιδιαίτερα για την αμέριστη ηθική συμπαράσταση.

Αφιέρωση

Αφιερώνεται στην πρώτη μου δασκάλα,τη θεία μου Σοφία που έφυγε πρόσφατα.

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΕΜΚ ΔΕ 2022- 12

Σχεδιασμός Σύμμικτης Γέφυρας Τριών Ανοιγμάτων

Ανδρουτσόπουλος Κωνσταντίνος
Επιβλέπων: Παύλος Θανόπουλος ,Λέκτορας

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός μιας σύμμικτης γέφυρας τριών ανοιγμάτων.Το μήκος της γέφυρας είναι 175m(45m,85m,45m).Το κατάστρωμα,πλάτους 14.5m,αποτελείται από τρείς συγκολλητές δοκούς σχήματος Ι,συνδεόμενες με αμφιπροέχουσες,συγκολλητές διαδοκίδες κοντά στο άνω πέλμα και με οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας στο κάτω πέλμα.Έγινε προδιαστασιολόγηση των χαλύβδινων στοιχείων , κυρίων δοκών και διαδοκίδων,και υπολογίστηκαν τα φορτία στις φάσεις κατασκευής και λειτουργίας.Έγιναν οι συνδυασμοί των φορτίσεων και επιλέχθηκαν τα κατάλληλα δομικά υλικά.Ο φορέας της γέφυρας προσομοιώθηκε με τρισδιάστατο μοντέλο και διαστασιολογήθηκαν τα μέλη του για οριακές κατστάσεις αστοχίας (ΟΚΑ) ,λειτουργικότητας(ΟΚΛ) καθώς και για τη φάση κατασκευής.Για τον υπολογισμό των εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών των μελών του φορέα,χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sofistik.

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

DIPLOMA THESIS
ΕΜΚ ΔΕ 2022-12

Design of three span bridge

Konstantinos Androutsopoulos
Supervisor:Pavlos Thanopoulos,Lecturer

ABSTRACT

The object of the present thesis is the design of a composite bridge .The type of the bridge selected here is a three span (45m-85m-45m),(total length 175m).The deck,14.5m wide ,is comprised of three welded type-I main girders ,which are connected with welded transverse beams near the upper section and horizontal stiffeners near the lower section.

Predimensioning of steel elements , main beams and struts was made, the loads in the construction and operation phase were calculated . The load combinations were made and the appropriate building materials were selected .The bridge was simulated with a three dimensional model and the load combinations were imposed and its members dimensioned for ultimate limit state (ULS) and service limit state (SLS) as well as for the construction stages.For the calculation of the forces and moments ,stresses and deformations of the bridge, the software Sofistik was used.

Πίνακας Περιεχομένων

1. Εισαγωγή 11

1.1 . Γενικά 11

1.2. Σύμμικτες γέφυρες 11

2. Μόρφωση γέφυρας 13

2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά - Στατικό προσομοίωμα 13

2.3 Ανθεκτικότητα 15

2.4 Προδιαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών 16

3. Δράσεις 17

3.1 Μόνιμες δράσεις - Ίδια βάρη 17

3.2 Μεταβλητές δράσεις 18

3.2.1. Κατακόρυφα φορτία – Φορτία κυκλοφορίας 18

3.2.2. Κατακόρυφα Φορτία Γέφυρας 21

3.2.3. Οριζόντια Φορτία 22

3.3 Θερμοκρασία 23

4. Ανάλυση 25

4.1 Προσομοίωση του πλήρους φορέα 25

4.2 Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος σκυροδέματος 25

4.3 Αδρανειακά μεγέθη διατομών 25

4.4 Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού 26

4.5 Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού συστολής ξήρανσης 26

5. Κύρτωση 29

5.1 Έλεγχος κορμού σε διατμητική κύρτωση 29

5.2 Κύρτωση προερχόμενη από το πέλμα 31

5.3 Έλεγχος κατακόρυφων ενισχύσεων 32

5.4. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες 33

6. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ΟΚΑ 34

6.1 Διαστασιολόγηση κυρίας δοκού 35

6.1.1 Διαστασιολόγηση διατομής ανοίγματος 85 m 37

6.1.2. Διαστασιολόγηση διατομής ανοίγματος 45 m 38

6.2 Διαστασιολόγηση ενδιάμεσης στήριξης 39

6.3 Φάσεις κατασκευής - Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός 42

6.4 Διαστασιολόγηση διαδοκίδας 47

6.6 Διαστασιολόγηση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας 50
6.7 Διαστασιολόγηση εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας 51
6.9 Διαστασιολόγηση πλάκας καταστρώματος 52
6.10 Διαστασιολόγηση χαλυβδόφυλλου 53
7. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ΟΚΛ 54
7.1 Γενικά 54
7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης – Ελάχιστος οπλισμός 54
7.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης –Περιορισμός εύρους ρωγμών 55
7.4 Αναπνοή κορμού 55
7.5 Προπαραμόρφωση κύριας δοκού και έλεγχος βελών 55
7.6 Έλεγχος βελών διαδοκίδας 56
8. Κόπωση 57
8.1 Γενικά 57
8.2 Έλεγχος κάτω πέλματος 59
8.3 Έλεγχος άνω πέλματος 62
8.4 Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού 63
8.5 Αντοχή σκυροδέματος 64
8.6 Έλεγχος οπλισμού 65
8.7 Έλεγχος διατμητικών ήλων 66
9. Διατμητική σύνδεση 68
9.1 Αντοχή διατμητικών ήλων 68
9.2 Απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι – κύρια δοκός 70
9.3 Απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι – διαδοκίδα 73
9.4 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος 73
10. Σεισμική μόνωση 78
13. Βιβλιογραφία 80
Παράρτημα Α. Πίνακας κατηγοριών λεπτομερειών 81
Παράρτημα Β. Αδρανειακά μεγέθη 82

1. Εισαγωγή

11 . Γενικά

Μελετάται ο σχεδιασμός μίας σύμμικτης γέφυρας ,μήκους 175m(45m-85m-45m).Το κατάστρωμα της γέφυρας ,πλάτους 14.5m,στηρίζεται σε τρείς συγκολλητές κύριες δοκούς σχήματος Ι.Οι κύριες δοκοί συνδέονται με αμφιπροέχουσες συγκολλητές διαδοκίδες.Οι λωρίδες κυκλοφορίας είναι τέσσερις με πλάτος 3m έκαστη.Τα πεζοδρόμια έχουν μήκος 1.25m.Ο φορέας στηρίζεται σε βάθρα οπλισμένου σκυροδέματος,με χρήση εφεδράνων και υδραυλικών αποσβεστήρων.

1.2. Σύμμικτες γέφυρες

Τα γενικά πλεονεκτήματα σύμμικτου φορέα είναι τα εξής:

Δραστική μείωση των νεκρών φορτίων σε σύγκριση με μια συμβατική γέφυρα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα με ιδιαίτερα ευμενή επίδραση στα φορτία διαστασιολόγησης των εφεδράνων,των βάθρων και κυρίως της θεμελίωσης,όπου ως γνωστό,κυρίαρχη φόρτιση είναι η σεισμική.

Δυνατότητα διέλευσης πάνω από υδάτινα εμπόδια καθώς και από υφιστάμενους κάθετους υπό κυκλοφορία με προκατασκευασμένα στοιχεία μικρού βάρους,άρα, με ανάγκη χρήσης σχετικά ελαφρών ανυψωτικών μηχανισμών και υψηλής φέρουσας ικανότητας.

Δεν απαιτεί χρόνους ωρίμανσης για εφαρμογή προέντασης πριν τις εργασίες καταστρώματος και δεν απαιτεί δέσμευση εκτεταμένων περιοχών για εγκατάσταση παραγωγής δοκών.Οι δοκοί παράγονται στο εργοστάσιο,μεταφέρονται σε τμήματα στο χώρο του εργοταξίου,συνδέονται και τοποθετούνται κατάλληλα στις τελικές θέσεις τους.Άμεσα ακολουθεί η σκυροδέτηση και οι εργασίες ανωδομής.Ο χρόνος ολοκλήρωσης μίας σύμμικτης γέφυρας εκτιμάται στο 1/3 του αντίστοιχου χρόνου προεντεταμένης αντίστοιχων ανοιγμάτων.

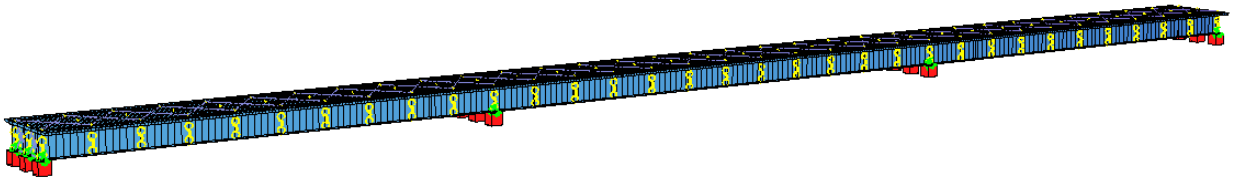
Η εργοστασιακή προκατασκευή των δοκών εγγυάται υψηλό και ελεγχόμενο επίπεδο ποιότητας με δεδομένο ότι πρόκειται για χρήση βιομηχανοποιημένου υλικού.

Η συντήρηση των σύμμικτων γεφυρών είναι του ίδιου επιπέδου απαιτήσεων με τις γέφυρες από σκυρόδεμα,καθώς η χρήση των σημερινών εξελιγμένων βαφών με υαλοφολίδες και πολυουρεθάνη εξασφαλίζει εγγυημένη ασφαλή διάρκεια χωρίς διαβρώσεις άνω των 60 ετών,ενώ οι διορθωτικές επεμβάσεις είναι ιδιαίτερα απλές,καθώς οι συγκεκριμένες βαφές εφαρμόζονται με πινέλο,spray ή βούρτσα,κάτω από οποιεσδήποτε συνθήκες υγρασίας ακόμα και υπό βροχή με τα ίδια αξιόπιστα αποτελέσματα

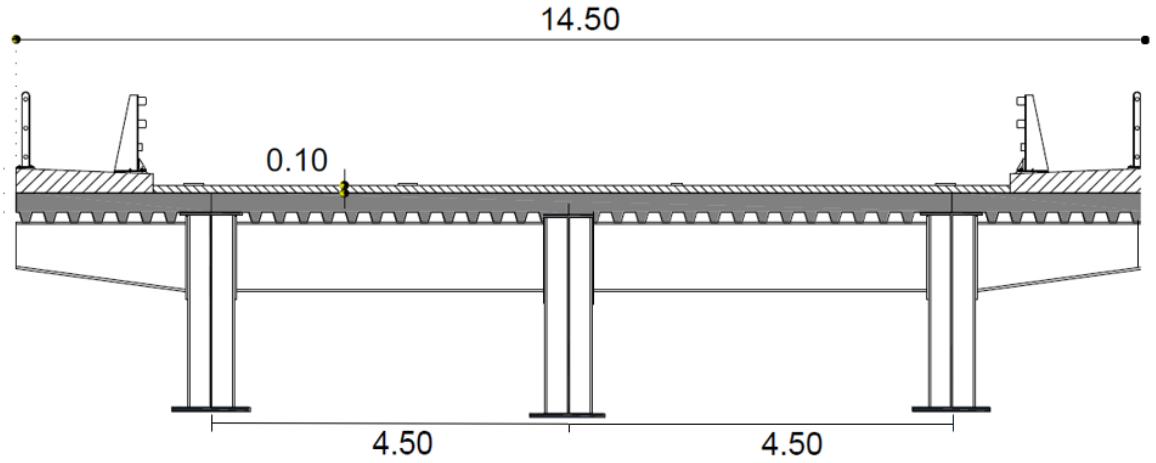
2. Μόρφωση γέφυρας

2.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά - Στατικό προσομοίωμα

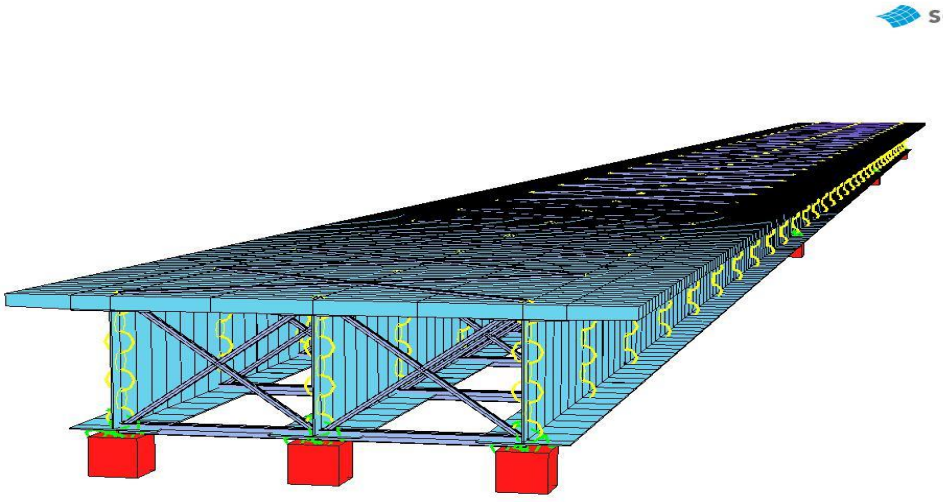
Μορφώνεται σύμμικτη γέφυρα μεσαίου ανοίγματος 85m και ακραίων ανοιγμάτων 45m.Διαθέτει τέσσερις λωρίδες πλάτους 3m και πεζοδρόμια μήκους 1.25m,σε κατάστρωμα πλάτους 14.5m.Ο φορέας του καταστρώματος αποτελείται από τρείς συγκολλητές κύριες δοκούς σχήματος Ι,σταθερού ύψους 3400mm.Η τοποθέτησή τους γίνεται σε απόσταση 4.5m και συνδέονται με διαδοκίδες,συγκολλητές,ύψους 900mm.Οι διαδοκίδες συνδέονται με τις κύριες δοκούς κοντά στο άνω πέλμα.Κατά αυτόν τον τρόπο,παρέχεται πλευρική εξασφάλιση και επιτρέπεται η άρτια και ασφαλής έδραση του χαλυβδόφυλλου.Διαμορφώνονται ως αμφιπροέχουσες με πρόβολο μήκους 2.5m εκατέρωθεν των δοκών.Κατά τη φάση λειτουργίας της γέφυρας οι κύριες δοκοί και οι διαδοκίδες είναι σύμμικτες.Με χρήση διατμητικών ήλων κεφαλής υλοποιείται η διατμητική σύνδεσή τους.Στο κάτω πέλμα των κυρίων δοκών πραγματοποιείται σύνδεση με οριζόντιους σύνδεσμους δυσκαμψίας.Επιτυγχάνεται,έτσι,ο σχηματισμός οιονεί κιβωτίου ,παρέχοντας αντοχή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού,ενισχύοντας την προσφορά,των επίσης τοποθετούμενων,κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.Το χαλυβδόφυλλο ,που επιλέγεται για τη σκυροδέτηση αποτελώντας και τον παραμένοντα μεταλλότυπο,εδράζεται στο άνω πέλμα των διαδοκίδων.Είναι ύψους 100mm και πάχους 4.2mm με συμπαγές τμήμα πλάκας 25cm.



Σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.2. Θεώρηση διαδοκίδας



Σχήμα 2.3. Θεώρηση συνδέσμου δυσκαμψίας

2.2 Δομικά υλικά

Δομικός χάλυβας :

Μέτρο ελαστικότητας: E=210 GPa

Σταθερά Poisson : v=0.3

Ειδικό βάρος: γ=78.5 kN/m^3

Όριο διαρροής: f_y = 355 MPa

Χάλυβας οπλισμού B500C :

Όριο διαρροής: f_y =500 MPa

Σκυρόδεμα C50/60 :

Μέτρο ελαστικότητας: E=37 GPa

Σταθερά Poisson: v=0.2

Ειδικό βάρος: γ=25 kN/m^3

Χαρακτηριστική αντοχή: f_{ck} =50MPa

Μέση εφελκυστική αντοχή: f_{cm} =58 MPa

2.3 Ανθεκτικότητα

$c_{min,dur}$ =35mm

c_{min} = min{$c_{mi,b}$; $c_{min,dur}$;10} = min{25 ; 35;10}=35 mm

C_{nom}=35+10=45mm

Απόσταση των ελεύθερων επιφανειών της πλάκας από το κέντρο βάρους του οπλισμού είναι 45+15=60mm.Για τους διατμητικούς ήλους κεφαλής των κυρίων δοκών υπάρχει η ίδια απαίτηση επικαλύψεως ,άρα,το διαθέσιμο ύψος είναι 205mm.Για τις διαδοκίδες 305mm.

2.4 Προδιαστασιολόγηση χαλύβδινων μελών

Ισοδύναμο μήκος

Ισοδύναμο μήκος L_{eq} εσωτερικά ανοίγματα συνεχών δοκών:

$$L_{eq} = \frac{\left(2 * Li + L_{i,1}\right)}{3} = \frac{2 * 85 + 45}{3} = 71.67m$$

για $L_i > L_{i+1}$

Ισοδύναμο μήκος L_{eq} για ακραία ανοίγματα συνεχών δοκών:

$L_{eq} = 1.23 * L_{eq\varepsilon\sigma} = 1.25 * 71.67 = 89.58\ m$

Όπου: $L_i = 85m \quad L_{i+1} = 45m$

Πλάτος καταστρώματος: $b_c = 14{,}5m$

Απόσταση κυρίων δοκών με αμφιπροέχουσα διαδοκίδα:

$a = b_c - 4 = 14.5 - 4 = 10.5m$,επιλέγεται απόσταση 4.5 m

Βάρος χάλυβα G: $G = 302\mathrm{K_{gr}} / \mathrm{m^2}$

Βάρος οπλισμού πλάκας $\approx 275\ \mathrm{K_{gr}} / \mathrm{m^3}$

Ύψος κύριας δοκού (για σταθερό ύψος καταστρώματος) h_a:

$$\mathrm{h_a} = \max\left[\frac{\mathrm{L_{eq}}}{28} * \left(\frac{\mathrm{bc}}{12}\right)^{\frac{1}{2}}; 0{,}4 + \frac{\mathrm{L_{eq}}}{35}\right] = \max\left[\frac{89.58}{28} * \left(\frac{14.5}{12}\right)^{\frac{1}{3}}; 0{,}4 + \frac{89.58}{35}\right]$$

$$\mathrm{h_a} = \max\left[3.41;\ 2.96\right] = 3.41$$

Επιλέγεται ύψος δοκού 3.4 m

Πλάτος πλάκας καταστρώματος: $\mathrm{h_c} = 25\mathrm{m}$

Πλάτος κάτω πέλματος κυρίας δοκού στο άνοιγμα:

$$\mathrm{b_{fu}} = \left(0.25 + \frac{\mathrm{b_c}}{40} + \frac{\mathrm{L_{eq}}}{125}\right) = \left(0.25 + \frac{14.5}{40} + \frac{89.58}{125}\right) = 1.33\mathrm{m}$$

Πλάτος άνω πέλματος κυρίας δοκού (οδόστρωμα με 4 λωρίδες κυκλοφορίας)

$b_{f_0} = b_{fu} - 0.2 = 1.3 - 0.2 = 1.1\mathrm{m}$

Ύψος διαδοκίδας: $\mathrm{h_{cross}} = 0.90\mathrm{m}$

3. Δράσεις

*3.*1 Μόνιμες δράσεις - Ίδια βάρη

- Χάλυβας

  Το ίδιο βάρος της χαλύβδινης κατασκευής είναι 78.5kN/m^3 και λαμβάνεται υπόψιν αυτόματα από το λογισμικό. Η τιμή αυτή προσαυξάνεται κατά 10% ώστε να υπολογίζεται και το ίδιο βάρος των στοιχείων τα οποία δεν προσομοιώνονται, όπως νευρώσεις, συνδέσεις, συγκολλήσεις

- Πλάκα σκυροδέματος

Το ίδιο βάρος του ξηρού σκυροδέματος είναι 25.0 kN/m³. Στη φάση της σκυροδέτησης, το βάρος του νωπού σκυροδέματος λαμβάνεται ίσο με 26.0 kN/m³, και θεωρείται ως μεταβλητή δράση (γq = 1.50) για το σχεδιασμό των χαλυβδοδοκών, ώστε να ληφθούν υπόψη οι αυξημένες αβεβαιότητες και ο δυναμικός χαρακτήρας της φόρτισης.

Χαλυβδόφυλλο

Ίδιο βάρος 16.17 .Η τιμή αυξάνεται σε 20 ,λόγω των επικαλύψεων.

Ασφαλιστικές Στρώσεις

Ίδιο βάρος 24.0 kN/m³. Πάχος 10cm . Σε όλο το πλάτος του οδοστρώματος, ανάμεσα στα πεζοδρόμια δηλαδή 12.00m

Πεζοδρόμια

Πλάτος 1.25m,ύψος 25 cm.Ειδικό βάρος 25 kN/m³

Πρόσφατα φορτία εξομάλυνσης

Στρώση πάχους περίπου 2cm σε όλο το πλάτος της γέφυρας.Φορτίο 0.5 kN/ m^2

Στηθαία ασφαλείας

Βάρος 1.0 kN/m.

3.2 Μεταβλητές δράσεις

3.2.1. Κατακόρυφα φορτία – Φορτία κυκλοφορίας

Το μέρος 2 του EC1 προδιαγράφει τα κινητά φορτία ,των οποίων,γίνεται χρήση για τις οδικές γέφυρες,ανοιγμάτων μήκους μικρότερου των 200 m και πλάτους οδοστρώματος όχι μεγαλύτερου των 42m.Εκτελείται ο ορισμός διαφόρων πλασματικών μοντέλων φορτίσεως ,για τα οποία προδιαγράφονται τα αντίστοιχα φορτία και η μορφή τους,με στόχο την επίτευξη της προσομοιώσεως των πραγματικών δράσεων.Δεν απαιτείται κάποια προσαύξηση καθώς η δυναμική επιρροή των φορτίων έχει περιληφθεί στα μοντέλα αυτά.Στον πίνακα 3.1 ορίζεται ,ανάλογα με το πλάτος του οδοστρώματος,το πλάτος και ο αριθμός των συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας.Ο κανονισμός ορίζει τέσσερα μοντέλα φορτίσεως για τα κατακόρυφα φορτία,με τα οποία,επιτυγχάνονται έλεγχοι οριακής κατάστασης αστοχίας και κάποιοι που αφορούν στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Πλάτος οδοστρώματος *w*	Αριθμός συμβατικών λωρίδων κυκλοφορίας *n1*	Πλάτος συμβατικής λωρίδας κυκλοφορίας *w1*	Πλάτος της απομένουσας επιφάνειας w_r
$w < 5{,}4m$	$n1 = 1$	$3\ m$	$w - 3\ m$
$5{,}4m \le w < 6m$	$n1 = 2$	$w/2$	0
$6m < w$	$n1 = \text{Int}(w/3)$	$3\ m$	$w - 3 \times n1$

Πίνακας 3.1: Αριθμός και πλάτος λωρίδων κυκλοφορίας.

- Μοντέλο φόρτισης I

Κύριο σύστημα φορτίσεως.Συνίσταται από συγκεντρωμένα και ομοιόμορφα φορτία,καλύπτοντας τις περισσότερες από τις επιδράσεις της κυκλοφορίας επιβατικών και φορτηγών αυτοκινήτων.Χρησιμοποιείται για γενικούς και τοπικούς ελέγχους.Περιλαμβάνονται τα δύο επιμέρους συστήματα:
Σύστημα1:Συγκεντρωμένα φορτία δύο αξόνων TS:(διαξονικό όχημα).Γίνεται τοποθέτηση του φορτίου στα σημεία της γέφυρας,στα οποία παρουσιάζονται οι δυσμενέστερες τιμές της γραμμής επιρροής της καμπτικής ροπής.Το βάρος κάθε άξονα είναι αQQk ,όπου α_Q είναι ο συντελεστής προσαρμογής και Qk είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου ενός άξονα.Το αντίστοιχο βάρος του κάθε τροχού είναι αQ/2 .Η επιφάνεια επαφής του τροχού λαμβάνεται 0.40x0.40

Σύστημα2:Ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο UDL.Πραγματοποιείται τοποθέτηση του φορτίου σε κάθε λωρίδα. Ισούται με $\alpha_q q_k$,όπου α_q ο συντελεστής προσαρμογής και q_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του ομοιόμορφου φορτίου ανα τμ για την εκάστοτε λωρίδα.Το αντίστοιχο φορτίο για την εναπομένουσα επιφάνεια είναι ίσο με $\alpha_{qr} q_{rk}$.Τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία εφαρμόζονται αποκλειστικά στα δυσμενή τμήματα της επιφάνειας επιρροής.Στην περίπτωση αμφιερείστου γέφυρας προφανώς φορτίζεται ολόκληρη η επιφάνεια.

Στον Πίνακα 3.2.δίνονται οι χαρακτηριστικές τιμές των συγκεντρωμένων (TS) και ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων (UDL) για κάθε λωρίδα αλλά και για την απομένουσα επιφάνεια,όπως δίνονται από το μέρος 2 του EC1.

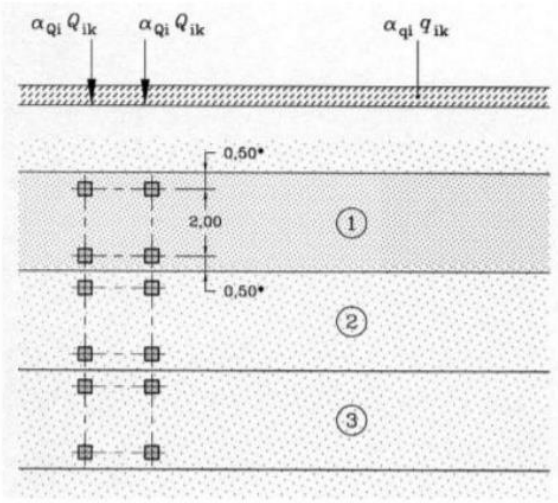
	Διαξονικό όχημα (TS)	Ομοιόμορφα διανεμημένο φορτίο (UDL)
	Φορτίο άξονος Q_{ik} (kN)	q_{ik} ή q_{rk} (kN/m^2)
Λωρίδα 1	300	9
Λωρίδα 2	200	2,5
Λωρίδα 3	100	2,5
Λοιπές Λωρίδες	0	2,5
Απομένουσα επιφάνεια (q_{rk})	0	2,5

Πίνακας 3.2.: Βασικές τιμές των Q_{ik} και q_{ik}.

α_{Qi}, α_{qi} και α_{qr}

Οι συντελεστές προσαρμογής εκφράζουν την περίοδο επαναφοράς της κυκλοφορίας στην Ευρώπη.Επιλέγεται η τιμή του συντελεστή προσαρμογής για τα διαξονικά συγκεντρωμένα φορτία ίση με α_{Qi}=1 και για τα ομοιόμορφα επίσης α_{qi} =1

Για γέφυρες χωρίς σήμανση περιορισμού του βάρους των κυκλοφοριακών οχημάτων, θα τίθεται: $\alpha_{Q1} \geq 0,8$ και $\alpha_{qi} \geq 1,0$ για i ≥2.



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

Σχήμα 3.3.: Εφαρμογή του Μοντέλου Φόρτισης 1

- Μοντέλο Φόρτισης 2

Με στόχο την κάλυψη των δυναμικών επιδράσεων της κανονικής κυκλοφορίας σε στοιχεία όπως οι διαδοκίδες,ορίζεται το μονοαξονικό μοντέλο.Συνίσταται από έναν άξονα ,με συνολικό φορτίο,όπου περιλαμβάνεται και η δυναμική προσαύξηση,ίσο με $\beta_Q Q_{\alpha k}$,όπου $Q_{\alpha k}$=400 kN και β_Q=αQ_1 ,εκτός αν ορίζεται άλλη τιμή.Χρησιμοποιείται μόνο του για τοπικούς ελέγχους.Επιτρέπεται η εφαρμογή και φορτίου μεμονωμένου τροχού ίσο με 200β_Q όταν δίνει δυσμενέστερα αποτελέσματα.Γίνεται λήψη επιφάνειας 0.35x0.60 m^2,εκτός αν έχει ορισθεί ίδια με αυτή του Μοντέλου Ι.

3.2.2. Κατακόρυφα Φορτία Γέφυρας

Χρησιμοποιούνται τα μοντέλα φόρτισης 1 και 2.

Για τις ανάγκες της γέφυρας το Μοντέλο Φόρτισης 2 χρησιμοποιήθηκε για τη διαστασιολόγηση και στη συνέχεια τον έλεγχο της πλάκας σκυροδέματος καθώς και των διαδοκίδων, εφαρμόζοντας τα φορτία κατά περίπτωση στη δυσμενέστερη θέση.

Το κατάστρωμα δε φέρει κάποιο μόνιμο διαχωριστικό, επομένως το πλάτος του οδοστρώματος λαμβάνεται ίσο με την απόσταση μεταξύ των πεζοδρομίων:
w = 12.00 m. Κατά συνέπεια ορίζονται 4 λωρίδες κυκλοφορίας πλάτους 3.00m και χωρίς εναπομένουσα επιφάνεια.

Για το βασικό σχεδιασμό της γέφυρας, εφαρμόζεται η πρότυπη φόρτιση 1 (LM1). Σύμφωνα με το Εθνικό προσάρτημα λαμβάνονται:

$\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = \alpha_{Q3} = 0.9$ για τα οχήματα (TS)

$\alpha_{q1} = \alpha_{q2} = \alpha_{q3} = 1.0$ για τα ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία (UDL)

Τα 3 οχήματα, συνολικού βάρους 540, 360 και 180 kN, τοποθετούνται σε όλες τις πιθανές θέσεις κατά μήκος και πλάτος της γέφυρας και μόνο στις δυσμενείς περιοχές, ώστε να προκύψουν οι περιβάλλουσες για τις παραμορφώσεις και τα εντατικά μεγέθη. Η λωρίδα 1 φορτίζεται με 9 kN/m², ενώ το υπόλοιπο κατάστρωμα με 2.5 kN/m². Στις οδικές γέφυρες όταν το φορτίο των πεζοδρομίων συνδυάζεται με τα φορτία κυκλοφορίας, είναι q_{side} = 3.0 kN/m², και λαμβάνεται σε όλο το πλάτος του πεζοδρομίου, ακόμα και στις ζώνες των κιγκλιδωμάτων και στηθαίων ασφάλειας.
Για τοπικούς ελέγχους των προβόλων, λαμβάνεται φορτίο πεζοδρομίων ίσο με 5 kN/m², το οποίο δε συνδυάζεται με άλλα φορτία κυκλοφορίας

3.2.3. Οριζόντια Φορτία

- Δυνάμεις πέδησης και επιτάχυνσης

  $Q_{lk} = 0.6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{lk}) + 0.10 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L$ (kN)

  Διαμήκης συγκεντρωμένη δύναμη.Ασκείται στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος,κατά μήκος του άξονα των λωρίδων.Κατά αυτόν τον τρόπο,πραγματοποιειται η μεταφορά στους αρμούς διαστολής ,στα εφέδρανα και τελικά στην υποδομή (ακρόβαθρα,μεσόβαθρα)

  Απαιτείται:$180 * \alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN)$

  Q_{lk} =0.6*0.9*(2*300)+0.10*1.0*9*3*175=796.5 (kN) για L=175m

  180*0.9=162(kN)≤ Q_{lk}≤900(kN)

  Στους αρμούς διαστολής μεταφέρεται οριζόντια δύναμη 162 kN

  $Q_{lk,exp}$ =0.6*α_{Q1}*Q_{1k}=0.6*0.9*300 kN

- Λοξή πέδηση και πλευρική ολίσθηση

Πρόκειται για εγκάρσια συγκεντρωμένη δύναμη που ασκείται στο επίπεδο της επίστρωσης του οδοστρώματος, ταυτόχρονα με τη διαμήκη δύναμη πέδησης/ επιτάχυνσης. Είναι ίση με το 25% της διαμήκους δύναμης:

$Q_{tk} = 0.25*Q_{1k}$=199.2 kN

3.3 Θερμοκρασία

T_{min} = -15 ºC και T_{max} = +45 ºC.

T_{min} = -15 - 0,65*57/100 = -15,37^o C και

T_{max} = 45-0.65*57/100=+44.63^{O}C.

Για γέφυρες με σύμμικτο κατάστρωμα (γέφυρες Τύπου 2) από EN 1991-1-5 προκύπτουν οι αντίστοιχες θερμοκρασίες της γέφυρας, οι οποίες είναι περίπου 5^o C πάνω από τη θερμοκρασία του αέρα:

$T_{e, min}$ = -10.37 ^{O}C

$T_{e, max}$ =+49.63 ^{O}C

Για μέση θερμοκρασία κατασκευής T_o = +15^o C προκύπτουν οι χαρακτηριστικές τιμές της μέγιστης διαφοράς θερμοκρασίας για ομοιόμορφη συστολή και διαστολή:

$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -10.37 - 15 = -25.37^0 C$

$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 49.63 - 15 = -34.63^0 C$

Για το σχεδιασμό των εφεδράνων και των αρμών διαστολής, τα εύρη αυτά προσαυξάνονται κατά 20^o C, επομένως λαμβάνονται:

$\Delta T_{bear,con} = 25.37 + 20 = 45.37^0 C$

$\Delta T_{bear,exp} = 34.63 + 20 = 54.63^0 C$

Η θερμοκρασιακή διαφορά μεταξύ άνω ίνας σκυροδέματος και κάτω ίνας χάλυβα για σύμμικτες γέφυρες με πάχος επίστρωσης χάλυβα 50mm είναι:

$\Delta T_{M,heat} = 15^o C$ (θερμότερη η άνω ίνα)

$\Delta T_{M,cool} = 18^o C$ (θερμότερη η κάτω ίνα)

Εφαρμόζεται μόνο στα σύμμικτα μέλη του καταστρώματος (κύριες δοκούς και διαδοκίδες).

Εκτός των παραπάνω θερμοκρασιακών δράσεων, λαμβάνονται υπόψη και πιθανοί συνδυασμοί τους:

$\Delta T_{M,heat} + 0.35 * \Delta T_{N,exp}$

$\Delta T_{M,cool} + 0.35 * \Delta T_{N,con}$

$0.75 * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$

$0.75 * \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$

4. Ανάλυση

4.1 Προσομοίωση του πλήρους φορέα

Το κατάστρωμα της γέφυρας προσομοιώνεται από διαμήκη και εγκάρσια στοιχεία δοκού,που συνδέονται άκαμπτα μεταξύ τους.Τα διαμήκη στοιχεία έχουν τις ιδιότητες του αρηγμάτωτου σκυροδέματος στις περιοχές θετικών ροπών.Στις περιοχές αρνητικών ροπών, όπου το σκυρόδεμα θεωρείται ρηγματωμένο,λαμβάνεται υπ'όψιν μόνο ο τοποθετούμενος οπλισμός.
Τα εγκάρσια στοιχεία δοκού μελετώνται με τις ιδιότητες του αρηγμάτωτου σκυροδέματος.

4.2 Συνεργαζόμενο πλάτος πέλματος σκυροδέματος

Το συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$b_{eff} = b_0 + \sum \beta i * b_{e_i}$

Όπου:

β_0: απόσταση μεταξύ των ακραίων διατμηματικών ήλων

$b_{e_i} = \frac{L_e}{8}$

$L_{e:}$ απόσταση σημείων μηδενισμού ροπής

b_{e_i} : απόσταση ακραίου διατμητικού συνδέσμου από το μέσον μεταξύ δοκών ή από το άκρον (γεωμετρικό πλάτος) για ακραίες στηρίξεις για τον υπολογισμό $b_{eff,0}$

$\beta i = 0.55 + 0.025 * \frac{L_e}{b_{ei}} \leq 1.0$

Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις για τον υπολογισμό $b_{eff,1}, b_{eff,2}$

$\beta_i = 1$

Επειδή η διάταξη διατμητικών ήλων είναι άγνωστη, σε αυτό το στάδιο λαμβάνεται επί το δυσμενέστερο $b_0 = 0$.Για λόγους απλότητας, η στατική ανάλυση γίνεται με σταθερό b_{eff} για κάθε διάστημα όπου μεταβάλλεται. Στην περιοχή των ακραίων στηρίξεων χρησιμοποιήθηκε $b_{eff,0}$

4.3 Αδρανειακά μεγέθη διατομών

Στο Παράρτημα Β παρουσιάζονται τα αδρανειακά μεγέθη της ισοδύναμης διατομής.

4.4 Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού

Ο φορέας είναι υπερστατικός με αποτέλεσμα οι παραμορφώσεις λόγω ερπυσμού να οδηγούν σε μικρότερη δυσκαμψία των αρηγμάτωτων περιοχών των ανοιγμάτων.Οι ρηγματωμένες περιοχές των ενδιάμεσων στηρίξεων δεν επηρεάζονται.Η πάροδος του χρόνου επιφέρει ανακατανομή ροπών από τα ανοίγματα στις στηρίξεις του εξεταζόμενου φορέα.

Προσέγγιση της επίδρασης του ερπυσμού μέσω της ισοδύναμης γραμμικής θερμοκρασιακής μεταβολής (ΔT_{mp}):

$$\Delta T_{mp} = \frac{M_0}{E_a} * \frac{h}{a_t} * \left(\frac{1}{I_{1,p}} - \frac{1}{I_{1,0}}\right)$$

$\mathrm{M_0}$: ροπή λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων με βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας, που οδηγεί σε ερπυσμό, $\mathrm{E_c} = 37000\mathrm{MPa}$

$\mathrm{E_a}$: μέτρο ελαστικότητας χάλυβα

$\mathrm{a_t} = 0.00001$ ο συντελεστής θερμικής διαστολής χάλυβα

$\mathrm{I_{1,P}}$: ροπή αδράνειας σύμμικτης διατομής για βραχυχρόνια φορτία

$\mathrm{I_{1,0}}$: ροπή αδράνειας σύμμικτης διατομής για μακροχρόνια φορτία

Για λόγους απλότητας, στον υπολογισμό της θερμοκρασιακής μεταβολής, χρησιμοποιούνται τα αδρανειακά μεγέθη των κεντρικών διατομών των ανοιγμάτων.

Άνοιγμα 45m

$$\Delta\mathrm{T_{mp}} = \frac{2910}{21000} * \frac{365}{0.00001} * \left(\frac{1}{52927176} - \frac{1}{66063305}\right) = 1.95^\circ\,\mathrm{C}$$

Άνοιγμα 85m

$$\Delta\mathrm{T_{mp}} = \frac{10385}{21000} * \frac{365}{0.00001} * \left(\frac{1}{76529861} - \frac{1}{98623485}\right) = 5.28^\circ\,\mathrm{C}$$

Εφαρμόζουμε τις παραπάνω φορτίσεις στις περιοχές θετικών ροπών του διαγράμματος $\mathrm{M_0}$ στα αντίστοιχα ανοίγματα με:

$$\mathrm{E} = \mathrm{E_s} = \frac{\mathrm{E_0}}{(\mathrm{n_s} / \mathrm{n_0})} = \frac{37000}{(15.053 / 5.676)} = 16945.8\mathrm{MPa}$$

4.5 Δευτερογενείς επιρροές ερπυσμού συστολής ξήρανσης

• Υπολογισμός δευτερογενών επιρροών συστολής ξήρανσης t = ∞

Γίνεται εκτίμηση των πρωτογενών επιρροών της συστολής ξήρανσης και υπολογισμός της αυτεντατικής κατάστασης των σύμμικτων διατομών.

Αξονική δύναμη λόγω παρεμπόδισης της βράχυνσης του σκυροδέματος:

$$N_{sh} \; - \; \epsilon_{cs} * \frac{n_0}{n_s} * E_{cm} \; * A_c$$

ϵ_{cs}: βράχυνση λόγω συστολής ξήρανσης

n_s: βράχυνση λόγω συστολής ξήρανσης

n_0: λόγος ισοδύναμος για βραχυχρόνια φόρτιση

n_s: λόγος ισοδύναμος για μακροχρόνια συστολή ξήρανσης

E_{cm} : μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος

A_c: εμβαδόν διατομής σκυροδέματος στο πλήρες πλάτος (όχι στο συνεργάσιμο)

M_{sh}: ροπή που εξισορροπεί το ζεύγος δυνάμεων

$M_{sh} = N_{sh * \bar{z}_{1,s}}$

$\bar{z}_{1,s}$: μοχλοβραχίονας ζεύγους δυνάμεων $N_{sh} \; = \bar{z}_{1,s} - \frac{h_C}{2}$

- Τάσεις στη σύμμικτη διατομή

$\bar{z}_{1,s}$: απόσταση της εκάστοτε ίνας από το κέντρο βάρους της σύμμικτης

Στην άνω ίνα του σκυροδέματος:

$$\sigma_{co} = \frac{N_{sh}}{A_c} - \frac{N_{sh}}{n_s * A_{i,c}} - \frac{M_{sh}}{n_s * I_{ic}} * z_{c0}$$

Στην κάτω ίνα του σκυροδέματος:

$$\sigma_{cu} = \frac{N_{sh}}{A_c} - \frac{N_{sh}}{n_s * A_{i,c}} - \frac{M_{sh}}{n_s * I_{ic}} * z_{c0}$$

Στην άνω ίνα του χάλυβα:

$$\sigma_{ao} = \frac{N_{sh}}{A_{i,c}} - \frac{M_{sh}}{I_{ic}} * z_{a0}$$

Στην κάτω ίνα του χάλυβα:

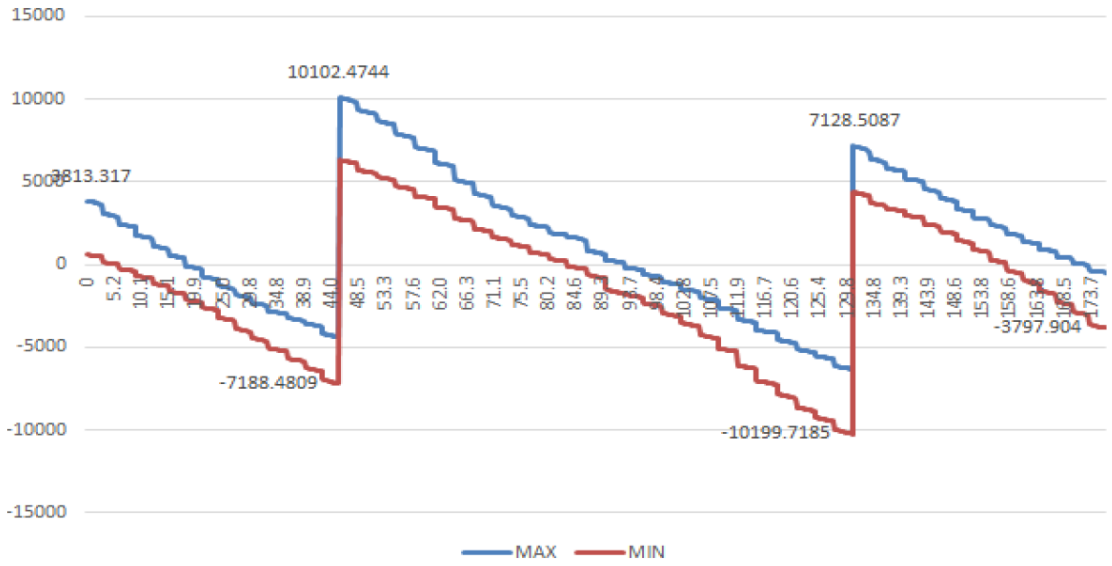
$$\sigma_{au} = \frac{N_{sh}}{A_{i,c}} - \frac{M_{sh}}{I_{ic}} * z_{au}$$

Με εξαίρεση τις διατομές στις ρηγματωμένες περιοχές,πραγματοποιείται επανάληψη της διαδικασίας αυτής σε κάθε διατομή.Τα εξαγόμενα είναι τα διαγράμματα των τάσεων των πρωτογενών επιρροών της συστολής ξήρανσης. Χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Sofistik.Η επιβολή βράχυνσης λόγω συστολής ξήρανσης ϵ_{cs} στο σκυρόδεμα με $E_{cm} = E_{cm} \; / \; n_s$ επέτρεψε τον υπολογισμό των τάσεων με τα αδρανειακά μεγέθη των εκάστοτε διατομών. Επειδή το σύστημα είναι υπερστατικό, η παραμόρφωση του φορέα παρεμποδίζεται με αποτέλεσμα την ανάπτυξη ροπών κάμψης, οι οποίες

αποτελούν τις δευτερογενείς επιρροές λόγω συστολής ξήρανσης. Η ροπή κάμψης προκαλεί τάσεις στη διατομή, τις δευτερογενείς τάσεις λόγω συστολής ξήρανσης. Οι τελικές τάσεις προκύπτουν ως το άθροισμα των πρωτογενών και δευτερογενών τάσεων.

5. Κύρτωση

5.1 Έλεγχος κορμού σε διατμητική κύρτωση



Σχήμα 5.1. Περιβάλλουσα τεμνουσών δυνάμεων ΟΚΑ

Αναλυτικός έλεγχος του κορμού στην περιοχή της ενδιάμεσης στήριξης,άνοιγμα 85m.

Για τοιχώματα χωρίς διαμήκεις ενισχύσεις και χάλυβες μέχρι και S460, με λόγο

$\frac{h_W}{tw} \leq 60 * \varepsilon$ γίνεται χρήση της πλαστικής αντοχής σε τέμνουσα

Ειδάλλως έλεγχος σε διατμητική κύρτωση

$$\frac{h_W}{tw} = \frac{3200}{30} = 106.67 \geq 60 * \varepsilon = 60 * 0.81 = 48.6$$

Επομένως απαιτείται έλεγχος του τοιχώματος του κορμού έναντι διατμητικής κύρτωσης

Τάση αναφοράς:

$$\sigma_E = 189800 * \left(\frac{30}{3200}\right)^2 = 16.68 \text{ MPa}$$

Για εσωτερικά φατνώματα και λόγο πλευρών α:

$$a = \frac{a}{h_w} = \frac{3100}{3200} = 0.969 < 1$$

Συντελεστής κύρτωσης

$$k_\tau = 4.0 + \frac{5.34}{a^2} = 9.69$$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης:

$$\tau_{cv} = k_\tau * \sigma_E = 9.69 * 11.68 = 161.64 \text{ MPa}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα κορμού:

$$\bar{\lambda}_{\omega} = \sqrt{\frac{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\tau_{cv}}} = \sqrt{\frac{\frac{355}{\sqrt{3}}}{161.64}} = 1.126 > 1.08$$

Για εύκαμπτες ακραίες εγκάρσιες ενισχύσεις, ο μειωμένος συντελεστής είναι:

$$x_{\omega} = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_{\omega}} = \frac{0.83}{1.126} = 0.737 \leq 1$$

Τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$$

Όπου: $V_{bw,Rd}$ η συμμετοχή του κορμού και $V_{bf,Rd}$ η συμμετοχή των πελμάτων.

Η τέμνουσα αντοχής σχεδιασμού δίνεται:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} = \frac{x_{\omega^*} f_{y\omega^*} h_{\omega^*} t}{\sqrt{3} * \gamma_{M1}} \leq \frac{n * f_{y\omega^*} h_{\omega} * t}{\sqrt{3} * \gamma_{M1}} \rightarrow$$

$$\rightarrow \frac{0.737 * 35.5 * 320 * 3}{\sqrt{3} * 1.1} \leq \frac{1.2 * 35.5 * 320 * 3}{\sqrt{3} * 1.1}$$

$$\rightarrow 13184kN \leq 21464kN$$

(έχοντας αγνοήσει τη συνεισφορά των πελμάτων στην παραλαβή της τέμνουσας)

Καταπόνηση δυσμενέστερου φατνώματος με $V_{Ed} = 10226\ kN$

$$n_3 = \frac{V_{Ed}}{v_{b,Rd}} \leq 1.0$$

$$n_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{10226}{13184.8} = 0.776 \leq 1.0$$

Ικανοποίηση ελέγχου διατμητικής κυρτώσεως

Στον Πίνακα 5.1. παρατίθενται τα αποτελέσματα για όλα τα πάχη κορμού, που χρησιμοποιούνται

	Ακραία στήριξη	Μικρό άνοιγμα	Μικρό άνοιγμα	Ενδιάμεση στήριξη	Μεγάλο άνοιγμα	Μεγάλο άνοιγμα
t_w (mm)	20	20	25	30	25	20
h_w (mm)	3310	3310	3260	3200	3260	3270
σ_ε (MPa)	6.9294	6.92947	11.1619	16.68164	11.16197	7.100038
K_τ	10.087	10.0879	9.90545	9.690073	9.905451	9.941736
τ_{cr} (MPa)	69.904	69.9044	110.564	161.6463	110.5644	70.58671
λ_w	1.7123	1.71230	1.36152	1.126033	1.361527	1.704011
χ_w	0.4847	0.48472	0.60961	0.737101	0.60961	0.487086
$V_{b,\,Rd}$ (kN)	5979.0	5979.01	9257.30	13184.8	9257.304	5935.516
$V_{max,\,Ed}$ (kN)	3852.0	5098.68	5801.15	10226.64	7050.02	3513.753
n_3	0.6442	0.85272	0.62665	0.775639	0.761563	0.591988

Πίνακας 5.1.

5.2 Κύρτωση προερχόμενη από το πέλμα

Κατά τη φάση της σκυροδέτησης το άνω θλιβόμενο πέλμα δεν εξασφαλίζεται έναντι λυγισμού.Ταυτόχρονα ευάλωτο είναι και το θλιβόμενο κάτω πέλμα στις περιοχές των ενδιαμέσων στηρίξεων του φορέα.Απαιτείται η ικανοποίηση του ελέγχου:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k * \frac{E_\alpha}{f_{yf}} * \sqrt{\frac{A_w}{A_{f,eff}}} * \frac{1}{1 + \frac{E_a * h_w}{3 * r * f_{yf}}}$$

$k = 0.4$, αν χρησιμοποιείται η πλαστική ροπή

$k = 0.55$, αν χρησιμοποιείται η ελαστική ροπή

A_w: εμβαδόν κορμού

$A_{f,eff}$: εμβαδόν διατομής θλιβόμενου πέλματος

Άνοιγμα 45m

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{3310}{20} = 165.5 \leq 0.55 * \frac{210000}{335} * \sqrt{\frac{327 * 2}{80 * 4}} = 495.90$$

Άνοιγμα 85m

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{3270}{20} = 163.5 \leq 0.55 * \frac{210000}{335} * \sqrt{\frac{327 * 2}{100 * 5}} = 394.08$$

Στήριξη:

Άνοιγμα 45m

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{3310}{30} = 106.67 \leq 0.55 * \frac{210000}{315} * \sqrt{\frac{320 * 3}{110 * 10}} = 342.54$$

Έλεγχος ικανοποιείται

5.3 Έλεγχος κατακόρυφων ενισχύσεων

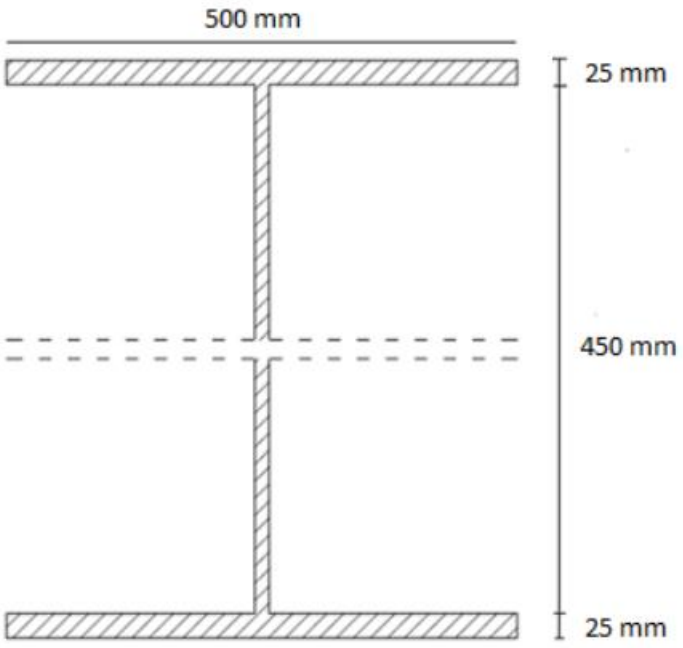
Οι ενδιάμεσες ενισχύσεις του κορμού θεωρούνται άκαμπτες στηρίξεις φατνωμάτων

$$I_{st} \geq 1.5 * h_W^3 * \frac{t^3}{a^2} \quad \text{αν} \quad \frac{a}{h_w} \leq \sqrt{2}$$

$$a = 3100mm$$

$$\alpha = \frac{a}{h_w} = \frac{3100}{3200} = 0.969 < \sqrt{2}$$

$$I_{st} \geq 1.5 * 320^3 * \frac{3^3}{310^2} = 13809.61cm^4$$



Σχήμα 5.2.

Επιλογή κατακόρυφης νεύρωσης σχήματος Ι, Τοποθέτηση εκατέρωθεν του κορμού ώστε να κοχλιωθούν οι διαδοκίδες. I_y = 152536,5 cm^4 και A = 317,5 cm^2

Έλεγχος ενδιάμεσων εγκάρσιων ενισχύσεων σε λυγισμό με χρήση της καμπύλης λυγισμού c=0.49 με μήκος λυγισμού 75*hw=0.75*320=240 cm.

$$N_{Ed} = V_{Ed} - \frac{1}{\bar{x}_w^2} * \frac{f_{yw} * h_w * t}{\sqrt{3} * \gamma_{M1}} = 10939.8 - \frac{1}{0.776^2} * \frac{35.5 * 45 * 2}{\sqrt{3} * 1.1} = 8155\text{kN}$$

$V_{Ed} = 10939.8$ για $0.5 * \mathrm{h_w} = 1600$ mm

Από την άκρη του φατνώματος στην περιοχή της ενδιάμεσης στήριξης με τη μέγιστη τέμνουσα

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{Ik^2} = 548871\text{kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{Cr}}} = \sqrt{\frac{317.5 * 35.5}{548871}} = 0.02 < 0.2$$

Δε χρειάζεται απομείωση λόγω λυγισμού, χ=1

$$N_{Ed} = 8155\ kN \leq x * \frac{A_{e^*} f_y}{\gamma_{M1}} = 1 * \frac{317.5 * 35}{1.1} = 10246.6kN$$

Επάρκεια

5.4. Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Ενώσεις ελασμάτων:

Πραγματοποίηση ενώσεων ελασμάτων σε απόσταση

$$S \leq min\left\{\frac{b_0}{2}; 200mm\right\} = min\left\{\frac{3200}{2}; 200\right\} = 200mm$$

από την εγκάρσια ενίσχυση, προς την πλευρά του παχύτερου ελάσματος, ώστε να αμεληθούν οι εκκεντρότητες μεταξύ των συνδεόμενων ελασμάτων κατά τους υπολογισμούς.

Όπου $\mathrm{b_0} = 3200mm$ το πλάτος του υποφατνώματος μεταξύ των ενισχύσεων.

6. Οριακή Κατάσταση Αστοχίας ΟΚΑ

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

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές (persistent and transient καταστάσεις)

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj} * G_{k_j} * \gamma_P * P_k * \gamma_{Qi} * P_{Qi} + \sum_{j\geq 1} \gamma * \psi_{oi} * Q_{k_i}$$

Για τυχηματικές καταστάσεις (accidental)

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{GAj} * G_{k_j} * \gamma_{PA} * P_k + A_d + \psi \ * Q_{k_i} + \sum_{j\geq 1} \psi_{2i} * Q_{k_i}$$

Για καταστάσεις σεισμού (seismic)

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_1 * A_{Ed} + \sum_{j\geq 1} \psi_{2i} * Q_{k_i}$$

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

Βασικοί (ΟΚΑ) (εκτός κόπωσης)

$1.35 * G + 1.35 * Q_{Ts} + 1.35 * Q_{uDL} + 1.35 * q_{fk,comb} + 1.5 * 0.6 * T$

$1.35 * G + 1.35 * Q_{Ts} + 1.35 * Q_{uDL} + 1.35 * q_{fk,comb} + 1.5 * 0.6 * W_{tr}$

$1.35 * G + 1.5 * T + 1.35 * 0.75Q_{Ts} + 1.35 * 0.4Q_{UDL} \ + 1.35 * q_{fk,comb}$

$1.35 * G + 1.5 * T$

$1.35 * G + 1.5 * W_{tr} + 1.35 * 0.75Q_{Ts} + 1.35 * 0.4Q_{UDL} \ + 1.35 + 0.4q_{fk,comb}$

$1.35 * G + 1.5 * W$

$1.00 * G + 1.5 * W$

G: ίδια βάρη και πρόσθετα μόνιμα φορτία

Q: φορτία κυκλοφορίας, σύμφωνα με τις ομάδες φορτίσεως g_{r1} , g_{r2} , g_{r3}

T: θερμοκρασιακά φορτία

W: φορτία ανέμου σε αφόρτιστη γέφυρα

W_{tr}: φορτία ανέμου σε φορτισμένη γέφυρα

$g_{r1a:}$ χαρακτηριστικές τιμές LM1 και συνδυαστική τομή των κατακόρυφων πεζοδρομίων

$g_{r1b:}$ χαρακτηριστικές τιμές LM2

$g_{r1a:}$ συνήθεις τιμές LM1 και χαρακτηριστικές τιμές δυνάμεων πέδησης

$1.35 * G + 1.5 * Q_{lk} + 0.75 * Q_{Ts} + 0.4 * Q_{uDL} + 0.4 * q_{fk,comb} + 1.5 * 0.6 * T$

Q_{lk}: διαμήκεις δυνάμεις πέδησης και επιτάχυνσης
Q_{tk}: εγκάρσιες δυνάμεις πέδησης και επιτάχυνσης και φυγόκεντρες δυνάμεις
$g_{r3:}$ χαρακτηριστική τιμή κατακόρυφων φορτίων πεζοδρομίων (μόνο ένα πεζοδρόμιο θα πρέπει να θεωρείται φορτισμένο όταν τα εντατικά μεγέθη είναι δυσμενέστερα σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν για δυο φορτισμένα πεζοδρόμια)

$1.35 * G + 1.5 * q_{fk1} + 1.5 * 0.6 * T$
$1.35 * G + 1.5 * q_{fk2} + 1.5 * 0.6 * T$

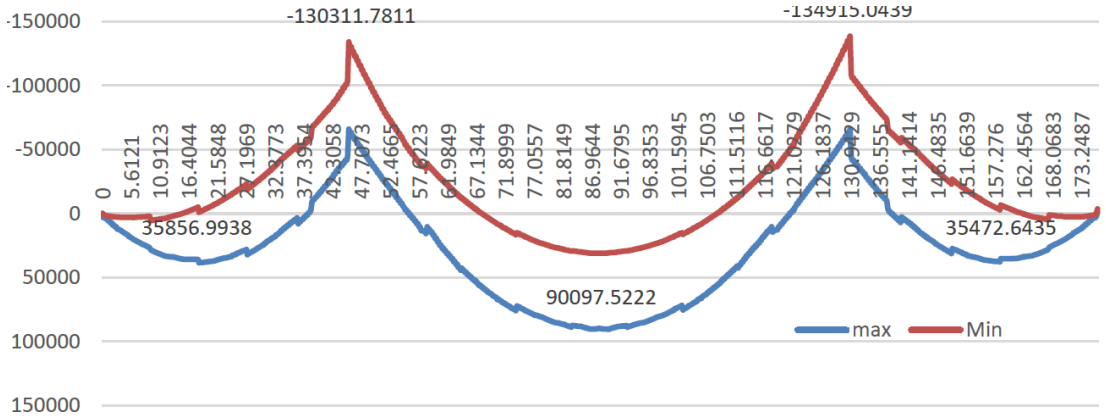
q_{fk1}: φορτισμένο ένα πεζοδρόμιο
q_{fk2}: φορτισμένα δύο πεζοδρόμια
Συνδυασμοί ΟΚΑ – φάσεις κατασκευής
$1.35 * G_{st} + 1.35 * G_{wet} + 1.35 * Q_c + 1.5 * 0.8 * W_c$
$1.35 * G_{st} + 1.5 * W_c$

G_{st}: ίδιο βάρος χαλύβδινων μελών
G_{wet}: ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος, λαμβάνεται ως μεταβλητό φορτίο επί το δυσμενέστερο
Q_c: κατασκευαστικό φορτίο σκυροδέματος
W_c: ανεμοπίεση

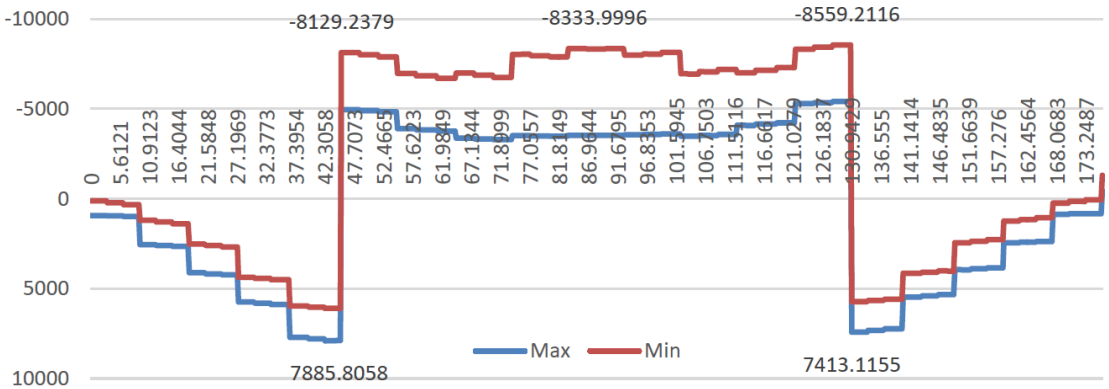
6.1 Διαστασιολόγηση κυρίας δοκού

Τα τελικά διαγράμματα τάσεων προκύπτουν από την άθροιση των διαφόρων φορτίσεων.Πραγματοποιήθηκε πρόσθεση των μεγεθών από τις αναλύσεις για βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας,με τα εξαγόμενα μεγέθη του ερπυσμού(ΔΤΜ) και της συστολής ξήρανσης (S).

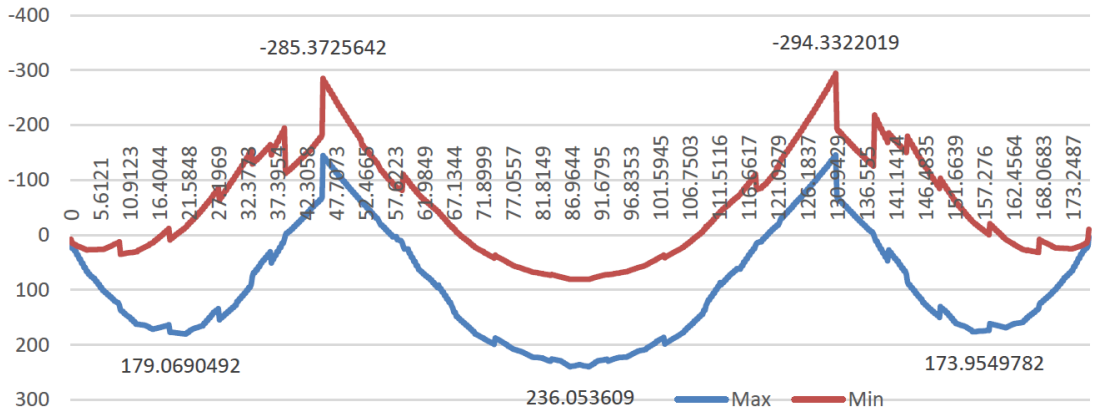
Παρατίθενται οι περιβάλλουσες ροπών κάμψης και αξονικών δυνάμεων καθώς και των τάσεων άνω και κάτω ίνας της χαλύβδινης διατομής



Σχήμα 6.1. Περιβάλλουσα ροπών κάμψης για t=∞



Σχήμα 6.2. Περιβάλλουσα αξονικών δυνάμεων για t=∞



Σχήμα 6.3. Περιβάλλουσα τάσεων κάτω ακραίας ίνας

6.1.1 Διαστασιολόγηση διατομής ανοίγματος 85 m

Η μέγιστη ένταση προκαλείται από το συνδυασμό : $1.35 * \mathrm{G} + 1.35 * \mathrm{Q} + 0.9\mathrm{T}$
Χρονική στιγμή t=0,όταν δεν έχει επέλθει ανακατανομή της έντασης από άνοιγμα σε στήριξη λόγω συστολής ξήρανσης και ερπυσμού.

Ταυτόχρονα μεγέθη συνδυασμού:

$\mathrm{M_{E_d}} = 100510$ kNm

$\mathrm{N_{E_d}} = 7895$ kN(θλίψη)

$\mathrm{t_w} = 2$ cm,$\mathrm{h_w} = 327$cm,$\mathrm{t_{fu}}$=8cm,$\mathrm{b_{fu}}$=110cm,$\mathrm{t_{f_0}}$=5cm,$\mathrm{b_{f_0}}$=100cm

Διατομή είναι Κατ.1,άρα,πλαστική ανάλυση

Πλαστικά μεγέθη:

M_{pl,R_d} =133942.7 kNm

Απομείωση λόγω αξονικής δύναμης

$$M_{N,pl,R_d} = M_{pl,R_d} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{A_{eff} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}\right)$$

Όπου A_{eff} ενεργός διατομή για θλίψη.

Για θλίψη τα πέλματα της διατομής και του φορέα γενικότερα είναι μέχρι και Κατ. 3, οπότε δεν απομειώνεται η διατομή τους.

Για τον κορμό ισχύει:

$$\frac{c}{t} = \frac{3270}{20} = 163.5 > 42 \cdot \varepsilon = 42 * 0.81 = 34.02$$

→ Κατ. 4

Για μη ενισχυμένη πλάκα διαστάσεων:

a=3100 mm, b=3270 mm και t=20 mm

Τάση αναφοράς:

$$\sigma_E = 189800 * \left(\frac{20}{3270}\right)^2 = 7.10 \text{ MPa}$$

Για ψ=1, ο συντελεστής κύρτωσης λαμβάνεται από σχετικό πίνακα k_σ = 4.0

Κρίσιμη τάση:

$$\sigma_{cv,p} = k_\sigma * \sigma_E = 4.0 * 7.10 = 28.40 \text{ MPa}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα πλάκας:

$$\bar{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{355}{28.40}} = 3.53 > 0.673$$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0.555^*(3+\psi)}{\bar{\lambda}_\rho^2} = \frac{3.53 - 0.055 * (3+1)}{3.53^2} = 0.265$$

Ενεργό πλάτος στο άκρο της πλάκας:

$b_{e_1} = b_{e_2} = 0.5 * b_{\varepsilon v} = 0.5 * \rho * h_w$=0.5*0.265*32700=433.67 mm

Όπου $b_{\varepsilon v}$: ενεργό μήκος κορμού

Αντοχή σε θλίψη ανενεργού τμήματος κορμού:

$N_{Rd\alpha v} = \left(h_w * t_w - 2 * b_{e_{1^*}} t_w\right) * f_y$=17058.84 kN

Αντοχή σε θλίψη διατομής

$N_{pl,Rd}$ = 117908 kN

Αντοχή σε θλίψη ενεργής διατομής:

$N_{pl,Rd,eff} = N_{pl,Rd} - N_{pl\alpha v}$ =117908-17058.84=100849.16 kN

Απομειωμένη ροπή αντοχής :

$$\mathrm{M_{N,pl,R_d}} = \mathrm{M_{pl,R_d}} * \left(1 - \frac{\mathrm{N_{Ed}}}{\frac{\mathrm{N_{pl,R_{d,eff}}}}{\gamma_{\mathrm{M1}}}}\right) =$$

$$= 133942.7 * \left(1 - \frac{7895}{\frac{100849.16}{1.1}}\right) = 122408\ \mathrm{kNm}$$

Λόγω κατάταξης του κορμού της διατομής σε Κατηγορία 4, απομειώνεται η αντοχή:

$\mathrm{M_{N,pl,R_d}}$=0.9*122408=110167.6 kNm

Έλεγχος σε κάμψη, λαμβάνοντας υπόψη και την αξονική δύναμη:

$\mathrm{M_{Ed}}$= 100510 kNm $<$ $\mathrm{M_{N,pl,R_d}}$= 122408 kNm, Ικανοποίηση ελέγχου.

Στη θέση αυτή δεν εξετάζεται η αλληλεπίδραση με τέμνουσα δύναμη, καθώς έχουμε $\mathrm{n_3} < 0.5$

6.1.2. Διαστασιολόγηση διατομής ανοίγματος 45 m

Η διατομή είναι Κατ. 1, επομένως επιτρέπεται πλαστική ανάλυση.

$\mathrm{t_w} = 2\mathrm{cm}$, $\mathrm{h_w} = 331\mathrm{cm}$, $\mathrm{t_{fu}} = 5\mathrm{cm}$, $\mathrm{b_{f_u}} = 90\mathrm{m}$, $\mathrm{t_{f_0}} = 4\mathrm{cm}$, $\mathrm{b_{f_0}} = 80\mathrm{cm}$

$\mathrm{M_{Ed}}$ =42074 kNm,$\mathrm{N_{Ed}}$ =2425 kN,

$\mathrm{M_{pl,R_d}}$ =89944 kNm,$\mathrm{N_{pl,R_d}}$=$\mathrm{N_{pl,_{eff}}}$ =50440 kN

$\mathrm{M_{N,pl,R_d}}$ =85177 kNm

M_{1,f,R_d} =52561 kNm

$N_{pl,w}$ =50440 kN

$$M_{N,f,Rd} = M_{1,f,Rd} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{N_p - N_{pl,w}}{\gamma_{M1}}}\right) = 52561 \text{ kNm} > M_{Ed} = 42074 \text{ kNm}$$

Ικανοποίηση ελέγχου

6.2 Διαστασιολόγηση ενδιάμεσης στήριξης

Συνδυασμός: $1.35 * G + 1.35 * Q + 0.9T$

Τη χρονική στιγμή t=∞, που, έχει συμβεί ανακατανομή της έντασης, λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης από τα ανοίγματα προς τις στηρίξεις.

Η διατομή είναι Κατ. 4, λόγω κατάταξης του κορμού.

$t_w = 3\text{cm}, h_w = 320\text{cm}, t_{fu} = 10\text{cm}, b_{f_u} = 140\text{m}, t_{f_0} = 10\text{cm}, b_{f_0} = 120\text{cm}$

Ταυτόχρονα εντατικά μεγέθη ενδιάμεσης στήριξης:

M_{Ed} =138655 kNm,N_{Ed} =8559.5 kN

Πλαστικά Μεγέθη:

M_{pl}=165424 kNm

N_{pl}=161211 kN

z_{pl}=1786 kNm

Για τη θλίψη τα πέλματα της διατομής είναι Κατ. 1.

Για τον κορμό ισχύει:

$$\frac{c}{t} = \frac{3200}{30} = 106.7 > 42 \cdot \varepsilon = 42 * 0.81 = 34.02$$

→ Κατ. 4

Για μη ενισχυμένη πλάκα διαστάσεων:

a=3100 mm, b=3200 mm και t=30 mm

Τάση αναφοράς:

$$\sigma_E = 189800 * \left(\frac{30}{3200}\right)^2 = 16.68 \text{ MPa}$$

Ανηγμένη λυγηρότητα πλάκας:

$$\bar{\lambda}_\rho = \sqrt{\frac{355}{16.68}} = 2.3 > 0.673$$

Μειωτικός συντελεστής κύρτωσης:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0.555^*(3+\psi)}{\bar{\lambda}_\rho^2} = \frac{2.3 - 0.055*(3+1)}{2.3^2} = 0.392$$

Ενεργό πλάτος στο άκρο της πλάκας:

$b_{e_1} = b_{e_2} = 0.5 * b_{\varepsilon v} = 0.5 * \rho * h_w \ = \ 0.5 * 0.392 * 3200 = 627.51$

Όπου $b_{\varepsilon v}$: ενεργό μήκος κορμού

Αντοχή σε θλίψη ανενεργού τμήματος κορμού:

$N_{Rdar} = \left(h_w * t_w - \ 2 * b_{e_{1^*}} t_w\right) * f_y \ = (320 * 3 - 2 * 62.751 * 3) * 35.5 = 20714 \text{ kN}$

Αντοχή σε θλίψη διατομής

$\mathrm{N_{pl,Rd}} \ = 161211 \text{ kN}$

Αντοχή σε θλίψη ενεργής διατομής:

$\mathrm{N_{pl,Rd,eff}} \ = \ \mathrm{N_{pl,Rd}} \ - \ \mathrm{N_{pl\alpha r}} \ = \ 161211 - 20714 = 140497 \text{ kN}$

Απομειωμένη ροπή αντοχής της διατομής :

$$M_{N,pl,R_d} = M_{pl,R_d} * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{N_{pl,R_{d,eff}}}{\gamma_{M1}}}\right) = 1654.24 * \left(1 - \frac{8559.5}{\frac{140497}{1.1}}\right) = 154338.7 \text{ kNm}$$

Πλαστική ροπή αντοχής χωρίς τη συμβολή του κορμού:

$\gamma_{M2} = \ 1.25$

$$M_{2,fRd} = 146754 * \left(1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{A_{f1} \ + \ A_{f2}}{\gamma_{M2}}}\right) = 146754 * \left(1 - \frac{8559.5}{\frac{161211 \ + \ 34080}{1.25}}\right) = 134101.8 \ \text{ kNm}$$

$M_{2,f\ R_d} \ < \ M_{Ed} \ = 138655$ →Η διατομή της ενδιάμεσης στήριξης είναι Κατηγορίας 4

Έλεγχος ορθών τάσεων

Δομικός χάλυβας:

$\sigma_{a,Ed} = 295.75 \ \leq \text{fyd} = \frac{315}{1.0} = 315 \text{ MPa}$

Χάλυβας οπλισμού μεταξύ των ρωγμών (λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του σκυροδέματος):

$\sigma_{a,Ed} = \sigma_{so} + \Delta_{\sigma_\sigma}$=158.48+113.7=272.18≤ $f_{yd} = \frac{500}{1,15} = 434{,}8$

Πρόσθετη τάση οπλισμού λόγω σκυροδέματος μεταξύ των ρωγμών υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\Delta_{\sigma_\sigma} = \frac{0.4 * f_{ctm}}{a_{st^*} \rho_s}$$

$$a_{st} = \frac{A_{2,s\alpha} * I_{2,sa}}{A_a * Ia}$$

Όπου:

ρ_s: ποσοστό οπλισμού ($= \ \frac{A_{s,tot}}{A_C}$)

f_{ctm}: μέση εφελκυστική τάση σκυροδέματος

A_a, : I_a εμβαδόν,ροπή αδράνειας χαλύβδινης δοκού

$A_{2,sa}, I_{2,sa}$: εμβαδόν, ροπή αδράνειας ρηγματωμένης διατομής

$$a_{st} = \frac{A_{2,sa} * I_{2,sa}}{A_a * Ia} = \frac{3764.7 * 85971693}{3560 * 78692768} = 1.155$$

$$\rho_s = \frac{A_{s,tot}}{A_c} = \frac{204.7}{16400} = 0.0125$$

$$\Delta_{\sigma_\sigma} = \frac{0.4 * 4.1}{0.155 * 0.0125} = 113.72$$

Για τον έλεγχο ακριβώς στη διατομή της στήριξης, δεν χρειάζεται να ληφθεί υπόψη απομείωση έναντι διατμητικής κύρτωσης

$$\tau_{a,Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}*1.1}$$

$$\tau_{a_{,Ed}} = \frac{V_{Ed} * 10}{320 * 3} = \frac{10226 * 10}{320 * 3} = 106.52 \text{ MPa} \leq \frac{355}{\sqrt{3} * 1.1} = 186.33 \text{ MPa}$$

Για να ελεγχθεί η κύρτωση του φατνώματος, λαμβάνεται η ροπή σε απόσταση:

$$\frac{h_w}{2} = 1600\ mm$$

$$\bar{n}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{N,Pl,Rd}} = \frac{123771}{154338} = 0.80$$

$$\bar{n}_1 = 0.80 < \frac{M_{fRd}}{M_{N,Pl,Rd}} = \frac{131101.8}{154338.7} = 0.84$$

Δεν απαιτείται έλεγχος αλληλεπίδρασης μεταξύ ορθών και διατμητικών μεγεθών.

Έλεγχος έναντι θλίψης και κάμψης:

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y * A_{eff} / 1.0} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} * e_N}{w_{eff^*} f_y / 1.0} \leq 1.0$$

Υπέρ της ασφάλειας $N_{Ed} * e_N$ αμελείται , γιατί αφαιρείται από τη δρώσα ροπή

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{f_y * A_{eff} / 1.0} + \frac{M_{Ed}}{w_{eff^*} f_y / 1.0} = \frac{8559.5}{140497} + \frac{123771}{143060.07} = 0.925 \leq 1.0$$

Ο έλεγχος σε επάρκεια του φατνώματος της ενδιάμεσης στήριξης ικανοποιείται.

Για μη ενισχυμένες πλάκες υπό ομοιόμορφη θλίψη, η κρίσιμη τάση υποστυλώματος δίνεται:

$$\sigma_{cv,c,\psi=1} = \frac{\pi^2 * E * t^2}{12 * (1 - r^2) * a^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 30^2}{12 \cdot (1 - 0.3^2) \cdot 3100^2} = 17{,}77 \text{ MPa}$$

Για ανομοιόμορφη θλίψη και λόγο ακραίων τάσεων ψ = -0.85

$\sigma_{cv,c,\psi=1} = \sigma_{cv,c,\psi=1} * (1.65 - 0.65 * \psi)$ =17.7-(1.65-0.65*0.85)=39.15 MPa

Κρίσιμη τάση κύρτωσης έναντι ορθών τάσεων:

$\sigma_{cv,p} = k_\sigma * \sigma_E$ = 20.22*16.68=337.4 MPa

$k_\sigma = 7.81 - 6.29 * \psi + 9.78 * \psi^2 = 20.22$

Για συμπεριφορά υποστυλώματος ισχύει:

$$\xi = \frac{\sigma_{cv,p}}{\sigma_{cv,c}} - 1 = \frac{337,4}{39.15} - 1 = 7.61 > 1$$

Άρα δεν υπάρχει συμπεριφορά υποστυλώματος και δεν απαιτείται τροποποίηση του μειωτικού συντελεστή ρ της πλάκας

6.3 Φάσεις κατασκευής - Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Η πλευρική εξασφάλιση των άνω πελμάτων των κυρίων δοκών επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας στο επίπεδο των διαδοκίδων σε όλο το μήκος της γέφυρας.

Μελέτη του φαινομένου:

Συνδυάζονται τα φορτία του ίδιου βάρους και τα κατασκευαστικά.Αποτελούν την αιτία της εντός επιπέδου έντασης.Θεωρώντας το ίδιο βάρος του νωπού σκυροδέματος ως μεταβλητή δράση ο συντελεστής γ λαμβάνεται ίσος με 1.5

G_{st} = το ίδιο βάρος χαλύβδινης κατασκευής λαμβάνεται αυτόματα από το λογισμικό

$G_{sh} = 0.2\ \mathrm{kN/m^2}$, το ίδιο βάρος των χαλυβδόφυλλων

$G_{wet} = 26 * 0.30 = 7.8\ \mathrm{kN/m^2}$, το ίδιο βάρος νωπού σκυροδέματος

$G_{con} = 25 * 0.30 = 7.5\ \mathrm{kN/m^2}$, το ίδιο βάρος ξηρού σκυροδέματος

$Q_c = 0.75\mathrm{kN} / \mathrm{m^2}$ κατασκευαστικό φορτίο σκυροδέματος, που λαμβάνεται ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το τμήμα του καταστρώματος που σκυροδετείται

$Q_c = 0.75\mathrm{kN} / \mathrm{m^2}$ ομοιόμορφα κατανεμημένο σε μια επιφάνεια 3mX3m

Ανοίγματα

Στη φάση κατασκευής , το άνω πέλμα των χαλύβδινων δοκών,είναι ευάλωτο σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό, στις περιοχές θετικών ροπών.

Πρώτη φάση σκυροδέτησης:

Αρχικά σκυροδετούνται τα μικρά ανοίγματα.

Φορτία στο φορέα κατά την φάση αυτή:

$1.35 * (G_t + G_{sh}) + 1.5 * (G_{wet} + Q_c)$

ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το κατάστρωμα του συγκεκριμένου ανοίγματος

Στο μεγάλο άνοιγμα $1.35 * G_{st}$ ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το κατάστρωμα του συγκεκριμένου ανοίγματος.

Δεύτερη φάση σκυροδέτησης:

Πριν την ανάπτυξη σύμμικτης δράσης στα μικρά ανοίγματα σκυροδετείται το μεγάλο άνοιγμα.

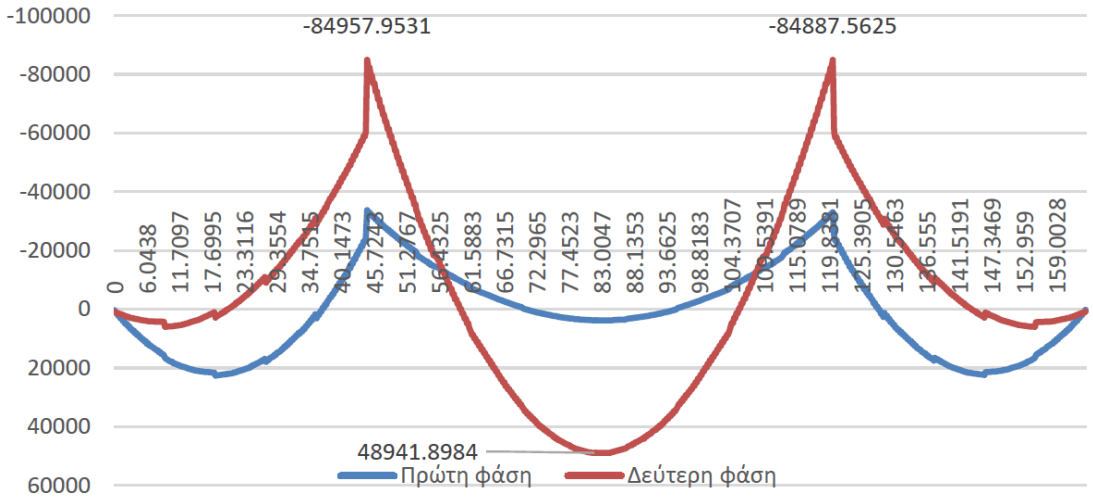
Φορτία φορέα :

Στα μικρά ανοίγματα $1.35 * (G_{st} + G_{sh} + G_{con})$ομοιόμορφα κατανεμημένο σε όλο το κατάστρωμά τους.

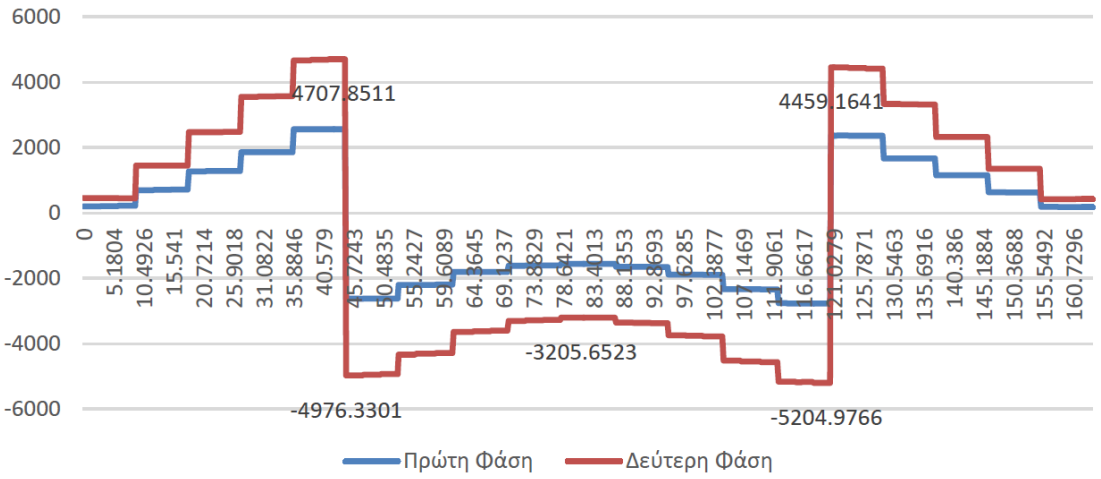
Στο μεγάλο άνοιγμα

Τα ίδια φορτία με αυτά που ασκήθηκαν στα μικρά ανοίγματα κατά την πρώτη φάση σκυροδέτησης.

Στη φάση κατασκευής προβλέπονται οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο επίπεδο των διαδοκίδων σε όλο το μήκος της γέφυρας, οι οποίοι μετά την σκλήρυνση του σκυροδέματος μπορούν να αφαιρεθούν. Με την τοποθέτησή τους παρέχεται πλευρική εξασφάλιση των άνω πελμάτων των χαλύβδινων στοιχείων στις θέσεις των διαδοκίδων.



Σχήμα 6.1. Διαγράμματα ροπών κάμψης δοκού



Σχήμα 6.2. Διαγράμματα αξονικών δυνάμεων δοκού

ΟΚΑ στη φάση κατασκευής

Ο έλεγχος γίνεται βάσει της:

$$n_1 = \frac{N_{Ed}}{\frac{A_{eff} * f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{Ed} + N_{Ed} * e_N}{\frac{w_{eff^*} f_y}{\gamma_{M_0}}} \leq 1.0$$

$$A_{eff} * f_y = N_{pl,Rdeff=} N_{pl,R_d} - N_{plav}$$

Χαρακτηριστικά μεγέθη ανοίγματος 85m						
$\boldsymbol{A}$ (cm^2)	z_{el} (cm)	I_γ (cm^4)	M_{e_l} (kNm)	N_{pl} (kN)	$N_{ανενεργ}$ (kN)	$\boldsymbol{N_{eff}}$ (kN)
2047	200.1	4259*10^4	64788.53	68574.5	17058	51516.5

Πίνακας 6.1.

Έλεγχος δοκού						
$\boldsymbol{M_{Ed}}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	σ_{ao}	σ_{au}	ψ	M_{eff} (kNm)	$\boldsymbol{n_1}$
50876.26	2846.25	-253.03	15308	-0.605	59634.18	0.91≤1

Πίνακας 6.2.

Χαρακτηριστικά μεγέθη ανοίγματος 45m						
$\boldsymbol{A}$ (cm^2)	z_{el} (cm)	I_γ (cm^4)	M_{e_l} (kNm)	N_{pl} (kN)	$N_{ανενεργ}$ (kN) για ψ=1	$\boldsymbol{N_{eff}}$ (kN)
1441	184.9	2763*10^4	48233.28	48273.5	17337.91	30935.59

Πίνακας 6.3.

Έλεγχος δοκού						
$\boldsymbol{M_{Ed}}$ (kNm)	N_{Ed} (kN)	σ_{ao}	σ_{au}	ψ	M_{eff} (kNm)	$\boldsymbol{n_1}$
22680	1348	-142.4	136.7	-0.96	4267.64	0.575≤1

Χαρακτηριστικά μεγέθη ενδιάμεσης στήριξης						
$\boldsymbol{A}$ (cm^2)	z_{el} (cm)	I_γ (cm^4)	M_{el} (kNm)	N_{pl} (kN)	$N_{ανενεργ}$ (kN)	$\boldsymbol{N_{eff}}$ (kN)
3590.2	179.14	7941*$\boldsymbol{10^4}$	126932.3	112140	20714	91426

Πίνακας 6.4.

Έλεγχος δοκού						
$\boldsymbol{M_{Ed}}$ (kNm)	N_{Ed} (kN) *θλίψη*	σ_{ao} *θλίψη*	σ_{au} *εφελκυσμός*	ψ	M_{eff} (kNm)	$\boldsymbol{n_1}$
84869.7	4594.14	178.17	-184.51	-0.97	123856	0.575≤1

Πίνακας 6.5.

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

1η φάση:

Έλεγχος άνω πέλματος μικρού ανοίγματος

Κατάταξη χαλύβδινης διατομής:

Κάτω πέλμα: εφελκύεται → Κατ. 1

Άνω πέλμα:

$$\frac{c}{t} = \frac{\frac{(bf_0 - tw)}{2}}{t_{f_0}} = \frac{1}{1} = 9.75 \quad \begin{cases} > 10 * \varepsilon = 10 * 0.837 = 8.77 \\ < 14 * \varepsilon = 14 * 0 \cdot 837 = 11.4 \end{cases}$$

Κατ.3

Κορμός:

$$\psi = -\frac{h - Z_{el}}{Z_{el}} = -0.839 > 1$$

$$\frac{c}{t} = \frac{3310}{20} = 165.5 \; > \; \frac{42 * \varepsilon}{0.67 + 0.33 * \psi} = \frac{42 * 0.839}{0.67 + 0.33 * (-0.839)} = 86.6$$

Επομένως διατομή είναι Κατ 4

Θλιβόμενο ύψος κορμού*:*

$b_c = z_{el} - t_{f_0}$ =1808.6

Εφελκυόμενο ύψος κορμού:

$b_t = h_\omega - b_c$ =1501.4

Λόγος ακραίων τάσεων κορμού:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{b_t}{b_c} = -\frac{1501.4}{1808.6} = -0.832 > -1$$

Τάση αναφοράς*:* $\sigma_e = 189800 * \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 6.93$ MPa

Συντελεστής κύρτωσης εσωτερικών φατνωμάτων για 0> ψ >1 (από σχετικούς πίνακες):

$k_\sigma = 7{,}81 - 6{,}29 \cdot (-0{,}832) + 9{,}78 \cdot 0{,}832^2 = 19{,}77$

Κρίσιμη τάση κύρτωσης έναντι ορθών τάσεων:

$\sigma_{cr,p} = k_\sigma \; * \; \sigma_e = 134.10$ MPa

Λυγηρότητα

$$\bar{\lambda}_\omega = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} \; = \; 1.61 > 0.673$$

Μειωτικός συντελεστής*:*

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_\rho - 0.555^*(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_\rho^2} = \; 0.575 \; \leq \; 1 \text{ για } 0 \; \leq (\psi + 3)$$

Ενεργά πλάτη για εσωτερικά στοιχεία:

$b_{e_{ff}} = \rho * b_c = 0.979 * 1808.6 = 1040.17mm$

$b_{e_1} = 0.4^* \, b_{e_{ff}}$ =416.07 mm

$b_{e_2} = 0.6^* \, b_{e_{ff}}$ =624.10 mm

Τα αδρανειακά στοιχεία της πλήρους διατομής:

$\mathrm{A_a} = 1432 \text{ cm}^2$

$\mathrm{z_a} = 184.86$ cm

$\mathrm{I_a} = 27986291 \text{ cm}^4$

Αδρανειακά μεγέθη απομειωμένης διατομής

Ανενεργό πλάτος κορμού:

$A_{e_{ff}} = A_a - h_{av} * t_\omega$ =1278 cm^2

$$z_{eff} = \frac{A_a * z_a - h_{av^*} t_{\omega^*} \left(t_{f_0} + b_{e1} + \frac{h_{av}}{2} \right)}{A_{e_{ff}}} = 196cm$$

$$I_{e_{ff}} = I_a + A_a * \left(z_{e_{ff}} - z_a \right)^2 - t_\omega * \frac{h_{av^3}}{12} - t_\omega * h_{av} * (z_{eff} - t_{f_0} - b_{e_1} - \frac{h_{av}}{2})^2$$

$I_{e_{ff}} = 25560366cm^4$

Εξετάζουμε τον εκτός επιπέδου καμπτικό λυγισμό μέλους υπό αξονική θλίψη, με μήκος λυγισμού την απόσταση μεταξύ των διαδοκίδων. Η διατομή του μέλους αποτελείται από το θλιβόμενο πέλμα και το 33.3% του θλιβόμενου τμήματος του κορμού.

$A_T = b_{f_0} * t_{f_0} + h_T * t_\omega$ = 80*4+34.67*2=389 cm^2

$$z_T = \frac{\left(b_{f_0} * t_{f_0} \right) * \frac{t_{f_0}}{2} + h_T * t_\omega * (t_{f_0} + \frac{h_T}{2})}{A_T}$$

z_T =5.44 cm

$I_{T,Z} = \frac{bf_0^3 * t_{f_0}}{12}$ =170666 cm^4

Κρίσιμο φορτίο Euler:

$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_{eff,z}}{L^2}$ =360081.8 kN

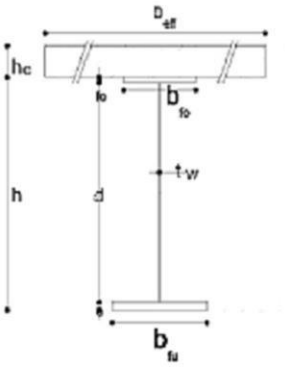
Ανηγμένη λυγηρότητα

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{f_y * A_T}{N_{cr}}} = 0.188 < 0.2$ δεν απαιτείται κάποια απομείωση

6.4 Διαστασιολόγηση διαδοκίδας

Επιλέχθηκαν συγκολλητές διαδοκίδες με τα εξής χαρακτηριστικά:

$h = 900\ mm$
$t_w = 20mm$
$b_{f_0} = 500mm$
$t_{f_o} = 30mm$
$b_{fu} = 500mm$
$t_{fu} = 30mm$



Σχήμα 6.3. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής διαδοκίδας

Η διαδοκίδα ελέγχεται για ροπή κάμψης, αξονική δύναμη και τέμνουσα.

Έλεγχος σε κάμψη

Κατάταξη διατομής για θετικές ροπές

Θέση πλαστικού ουδέτερου άξονα:

$x_{1,pl} = 27.93\text{cm} < h_c + t_{f_0} = 25 + 3 = 28\text{cm}$

Πλαστικός ουδέτερος άξονας στο άνω πέλμα.

Κάτω πέλμα και κορμός εφελκύονται άρα Κατ.1

Άνω πέλμα ευρισκόμενο σε σύνδεση με πλάκα σκυροδέματος,άρα,Κατ.1

$$\frac{\text{c}}{\text{t}} = \frac{\frac{(500-20)}{2}}{30} = 8 \quad \begin{cases} > 9 * \varepsilon = 9 * 0.81 = 7.29 \\ < 10 * \varepsilon = 8.1 \end{cases}$$

$\text{M}_{1,\text{Pl,Rd}} = 8098$ kNm

Κατ2.άρα,πλαστικη ανάλυση επιτρεπτή

Απομείωση ροπής αντοχής λόγω αυξημένου ύψους θλιβόμενης ζώνης:

$$\frac{x_{1,pl}}{h_{tot}} = \frac{279.3}{900+250} = 0.243 > 0.15$$

Επομένως στη διατομή εφαρμόζεται ο μειωτικός συντελεστής β για θετικές ροπές:

$M_{1,pl,Rd} = \beta * M_{1,Pl}$=0.9442*8098=7646 kNm

Απομείωση ροπής αντοχής λόγω συνύπαρξης αξονικής δύναμης N_{Ed}

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{A_g * f_y}{\gamma_{M_1}}}$$

$A_g = A_{f1} + A_{f2}$

A_{f1} : εμβαδόν άνω χαλύβδινου πέλματος και πλάκας σκυροδέματος (απλοποιητικά)

A_{f2} : εμβαδόν κάτω χαλύβδινου πέλματος της διατομής

Δεν λαμβάνουμε υπόψη τον κορμό της χαλύβδινης δοκού

Θλιπτική δύναμη πλάκας σκυροδέματος:

$$D = 0.85 * f_{Cd} * A_C * \frac{5.0}{1.5} * 3125 = 8854 \text{ kN}$$

$$A_C = b_{eff^*} h_C = 125 * 25 = 3125 \text{ cm}^2$$

Θλιπτική δύναμη χαλύβδινων πελμάτων:

$z = A_f * f_y$ = 300*35.5=10650 kN

$A_f = b_{f_0} * f_0 + b_{fu} * t_{fu}$=50*3+50*3=300 cm^2

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{A_g * f_y}{\gamma_{M_1}}} = (1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{D + z}{\gamma_{M_1}}}) = (1 - \frac{600}{\frac{8854 + 10650}{1.1}}) = 0.966$$

$$M_{Ed} = 0.966 * 7646 = 7387 \text{ kNm}$$

Έλεγχος διατομής σε κάμψη

$$M_{Ed} = 1608 \text{ kNm} < M_{1,pl,R_d} = 7387 \text{ kNm}$$

Ικανοποίηση ελέγχου

Κατάταξη διατομής για αρνητικές ροπές

Θέση πλαστικού ουδέτερου άξονα*:*

$$x_{1,pl} = 63.64 \text{ cm} > h_c + t_{f_0} = 25 + 3 = 28 \text{ cm}$$

Πλαστικός ουδέτερος άξονας εντός κορμού

Άνω πέλμα εφελκύεται Κατ1

Κάτω πέλμα θλίβεται

$$\frac{c}{t} = \frac{(500-20)/2}{30} = 8 > 9 * \varepsilon = 9 * 0.81 = 7{,}29 < 10 * \varepsilon = 8{,}1$$

Κορμός τμήμα σε κάμψη

$$\frac{c}{t} = \frac{840}{20} = 42 < 72 * \varepsilon = 72 * 0{,}81 = 58{,}32 \text{ κατ1}$$,Άρα διατομή Κατ 2,πλαστική ανάλυση

Πλαστική ροπή αντοχής:

$M_{1,pl,Rd}$ =5878.18 kNm

$$1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{A * f_y}{\gamma_{M1}}} = \left[1 - \frac{639.4}{\frac{16116-5964}{1{,}1}}\right] = 0.93$$

$M_{1,pl,Rd}$ =0.93*$M_{1,pl,Rd}$=5470.93 kNm (λόγω αξονικής δύναμης)

M_{Ed} =3068 kNm<$M_{1,pl,Rd}$=5470.93 kNm

Ικανοποίηση ελέγχου

Έλεγχος σε τέμνουσα:

Άνευ διαμήκων ενισχύσεων τοιχώματα ,χάλυβες S460

$\frac{h_w}{t_w} = \frac{840}{20} = 42$ ≤60*ε=60*0.81=48.6

Ελέγχουμε με την πλαστική αντοχή:

$V_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}*\gamma_{M1}} * A_v$ =$\frac{35.5}{\sqrt{3}*1.1} * 201.6$=3756 kN

$A_v = n \cdot \sum(h_{w^*} t_w) = 1.2 * (84 * 2) = 201.6 cm^2$

n=1.2 για χάλυβες μέχρι και S460

Έλεγχος : $V_{pl,Rd}$ =4427 Kn >1134 kN

$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}}$ ≤0.5 Άρα δεν εξετάζεται η αλληλεπίδραση με μεγέθη ορθής έντασης

6.6 Διαστασιολόγηση οριζόντιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Διαστασιολογούνται έναντι εφελκυσμού και θλίψης

Έλεγχος επάρκειας διατομής έναντι εφελκυσμού:

Επιλογή διατομής RHS 400 X 10

A=155 cm^2

I=39128 cm^4

$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$

$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{155 * 35.5}{1.0} = 5502$ kN

$f_y = 355$ MPa όριο διαρροής

$N_{E_d} = 1729 < N_{t,Rd} = 5502$kN επαρκεί

Έλεγχος έναντι θλίψης

Καμπύλη λυγισμού: b

Συντελεστής ατελειών

$N_{b,Rd} = \frac{x * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.59 * 155 * 35.5}{1.1} = 2968.5$ kN

$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I_{min}}{{I_k}^2} = \frac{\pi^2 * 21000 * 39128}{1340^2} = 4516.5$ kN

$I_k = \sqrt{[(3.15 * 3)^2 + 9.5^2]}$ =13.4 m

Ανηγμένη λυγηρότητα κορμού:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y \ * \ A}{N_{cr}}} \ = \sqrt{\frac{155 * 35.5}{4516.5}} = 1.1$$

$\Phi = 0.5 * \left[1 + a * \left(\bar{\lambda} - 0.2 + \bar{\lambda}^2\right)\right]$=0.5*(1+0.21*(1.1-0.2)+1,1^2)=1.20

$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1 + \sqrt{1{,}2^2 - 1{,}1^2}} = 0.59$$

$\gamma_{M_1} \ = \ 1.1$

$N_{Ed} \ =$ 2068 kN

$1.35 * G + 1.5 * W + \gamma_{Qi} * \Psi_{Qi^*} Q_{k_i}$

$N_{Ed} \ = \ 2086 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 2968 \text{ kN}$ επαρκεί

6.7 Διαστασιολόγηση εγκάρσιων συνδέσμων δυσκαμψίας

Επιλέχθηκε κοίλη ορθογωνική διατομή RHS 140X6.3, με τα εξής χαρακτηριστικά:

A=33.3 cm^2

I=984 cm^4

Διαστασιολόγηση έναντι εφελκυσμού και θλίψης

- Έλεγχος επάρκειας διατομής έναντι εφελκυσμού:

$$N_{t,Rd} \ = N_{pl,Rd} \ = \ \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \ = \frac{33.3 * 35.5}{1.0} = 1182 \text{ kN}$$

$N_{Ed} \ = \ 245 \ kN$

$N_{Ed} \ = \ 245 \ kN \ < \ N_{t,Rd} \ = \ 1182 \text{ kN}$

Επάρκεια

- Έλεγχος έναντι θλίψης

Καμπύλη λυγισμού: b

Συντελεστής ατελειών α=0.21 (θερμής έλασης)

$$N_{b,Rd} \ = \frac{x * \ A * f_y}{\gamma_{M1}} \ = \frac{0.47 * 33.3 * 35.5}{1.1} \ = \ 509.8 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * \ I}{{I_k}^2} = \ 707.3 \text{ kN}$$

$I_k \ = \ 5.3 \text{ m}$

Ανηγμένη λυγηρότητα κορμού:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_y \ * \ A}{N_{cr}}} \ = \sqrt{\frac{33.3 * 35.5}{707.3}} = 1.29$$

$\Phi = 0.5 * \left[1 + a * \left(\bar{\lambda} - 0.2 + \bar{\lambda}^2\right)\right]$

$\Phi = 0.5 * [1 + 0.21 * (1.29 - 0.2) + 1{,}29^2]$=1.45

$$x = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1.45 + \sqrt{1.45^2 - 1.29^2}} = 0.47$$

$\gamma_{M_1} = 1.1$

N_{Ed} = 373 kN

$N_{Ed} = 373 < N_{t,Rd} = 509.8$ kN

Επάρκεια

6.9 Διαστασιολόγηση πλάκας καταστρώματος

Χρήση μοντέλου πέντε φατνωμάτων. Στήριξη στις θέσεις των κυρίων δοκών και των διαδοκίδων.

Ελάχιστοι οπλισμοί

$$A_{s,min} = 0.26 \left[\frac{E_{ctm}}{f_{ylc}}\right] bd > 0.0013 * (25 - 6.5) * 2.40 \sim 0.0013\text{bd}$$

Μέγιστος κύριος εξοπλισμός

$A_{s,max} = 0.04 * A_c = 0.04 * 100 * 25 = 100\ \text{cm}^2$

Μέγιστη απόσταση κυρίως οπλισμού

$slap = min\{ 3 * 250 ; 400\ \text{mm}\} = min\{ 750; 400\text{mm} \} = 400$ mm

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία ή μέγιστες ροπές

$slap = min\ \{ 2 * 250; 250\ \text{mm} \} = min\{500; 250\ \text{mm}\ \} = 250$ mm

Δευτερεύων οπλισμός

Εγκάρσιος οπλισμός

$A_{s2} = 0.2 * A_s$

Μέγιστη απόσταση οπλισμού

$slap = min\{3.5 * h\ ;\ 450\ \text{mm} \} = min\{\ 3.5 * 250;\ \ 450\ \text{mm}\ \}$=450 mm

Περιοχές με συγκεντρωμένα φορτία ή μέγιστες ροπέ{ς

$slap = min$ {3*h; $400mm$ }= { $3 * 250; 400mm$ }= { $750\ ;\ 400mm$ }=$400mm$

Οπλισμός ελεύθερου άκρου

Ελάχιστο εμβαδόν διαμήκους ράβδου 0.0025*h^2≥2Φ8

Για τον εγκάρσιο οπλισμό ,του οποίου τα ελεύθερα σκέλη έχουν μήκος 2*h τουλάχιστον 4Φ6/m

Τελικός εγκάρσιος οπλισμός

Φ20/15 Άνω

Φ16/15 Κάτω

Φ20/15 Κάτω στο μεταξύ διάστημα

Τελικός διαμήκης οπλισμός

Φ14/15

Φ16/15

Συνδετήρες ζώνη 1m,εκατέρωθεν των δοκών

Φ12/30/30

Τελικός ύστερα από μελέτη της διατμητικής καλύψεως της πλάκας

Έλεγχος τάσεων άνω ίνας σκυροδέματος:

$$\sigma_{c,Ed} = 22.9\text{MPa} \leq \frac{50}{1.5} = 33.3\text{Mpa}$$

6.10 Διαστασιολόγηση χαλυβδόφυλλου

Σχεδιασμός χαλυβδόφυλλου κατά τη φάση της κατασκευής

Απαιτείται επάρκεια αντοχής και δυσκαμψίας λόγω του βάρους του νωπού σκυροδέματος και των κατασκευαστικών φορτίων.Το σκυρόδεμα εντός των αυλακώσεων αντιστοιχεί σε μια ομοιόμορφη στρώση πάχους 4.5 cm.Έδραση στο άνω πέλμα της διαδοκίδας και σχεδιάζονται ως αμφιέρειστες δοκοί θεωρητικού μήκους:

$$\text{I} = 3100 - 500 = 2600mm$$

Φορτίο σχεδιασμού:

$q_d = 0.2 + 26 * 0.29 + 0 \cdot 75 + 0.75 = 9.24$ Βέλος:

$$\delta = \frac{5}{384} * \frac{q * I^4}{E * I} = \frac{5}{384} * \frac{9.24 * 260^4}{21000 * 288{,}5} * 10^{-4} = 0.92\text{cm}$$

Θεωρείται πρόσθετο ομοιόμορφο πάχος πλάκας ίσο με 0.7·δ

Αύξηση συνολικού ισοδύναμου πάχους της πλάκας σε

$h_{slab} = 29 + 0.64 = 29.64 \approx 30.0\text{cm}$

Τελικό φορτίο σχεδιασμού:

$q_d = 0.2 + 26 * 0.3 + 0.75 + 0.75 = 9.5\ \text{kN} / \text{m}^2$

Για άνοιγμα 3.25 m από τους Πίνακες του Κατασκευαστή του χαλυβδόφυλλου, το επιτρεπόμενο φορτίο με συντελεστή ασφάλειας 1.5 πρέπει να είναι:

$q_{lim} = 10.3\ \text{kN}/m^2 > q_d = 9.5\ \text{kN} / \text{m}^2$

Ικανοποίηση ελέγχου

7. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ΟΚΛ

7.1 Γενικά

Αφορά σε μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους χρήστες.Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για την κατασκευή.. Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Μέρος 1 του EC1) είναι οι ακόλουθοι:

Συχνοί

G+0.75*Q_{TS}+0.40*Q_{UDL} +0.5*T

G+0.6*T+(0.2*Q_{UDL})

G+0.2*W+0.5*T

G+0.75*g_{rib} + 0.5*T

$\sum_{j\geq 1} G_{k_j}$+P_k++0.75*g_{rib} + 0.5*T+$\sum_{j\geq 1} \psi_{2i} * Q_{ki}$

G+0.5*T+(0.2*Q_{UDL})

7.2 Έλεγχος ρηγμάτωσης – Ελάχιστος οπλισμός

$$A_{s,min} = \frac{k * k_s * k_c * A_{ct} * f_{ct,eff}}{f_{sk}}$$

$$k_c = \frac{1}{1+h_c/(2*\overline{z_{1,0}})} + 0.3$$

$f_{ct,eff}$ =4.1MPa>3MPa η ενεργός εφελκυστική αντοχή

A_{ct} =b_{eff2}*h_c=656*25=16400 cm^2

f_{sk} =500 MPa

$\overline{z_{1,0}}$ =$z_{el} - \frac{h_c}{2}$=115.1-12.5=102.6 cm

k_c = min {1/(1+25/ (2*102.6)+0.3; 1.00}=min{1.191; 1.00}=1.00

$A_{s,min}$ =$\frac{4.1*0.9*0.8*16400}{500}$=96.83 cm^2

Τοποθέτηση Φ20/15 άνω
Φ14/15 κάτω

7.3 Έλεγχος ρηγμάτωσης –Περιορισμός εύρους ρωγμών

Ενδιάμεση στήριξη για συνδυασμό:
$1 \cdot G + 1 \cdot T_s + 1 \cdot U_{DL} + 0.6 * \Delta T + 0.6 * W$

Εφελκυστική τάση άνω οπλισμού

$\sigma_s = \sigma_{so} + \sigma_{(\Delta TM)} + \Delta\sigma_{(s)} + (\Delta\sigma_s) = 226{,}6$ MPa

Καθώς:

σ_{so} =93.8 MPa ,Μέγιστη τάση οπλισμού

$(\Delta\sigma_s)$ =113.7 MPa λόγω ερπυσμού και συστολής ξήρανσης, για t=30000 days από τον τύπο

$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 * f_{ctm}}{\alpha_{st} * \rho_s} = \frac{0.4 * 3.2}{1.22 * 0.0181}$ =113.7 MPa

$\rho_s = \frac{\pi * (2.5^2 + 1.6^2)/4}{1.22 * 15} = 0.0181$

$\alpha_{st} = \frac{A_{2,sa} * I_{2,sa}}{A_a * I_\alpha} = \frac{45602.107 * 103621225.1}{4259.5 * 90795335.23}$ =0.122

Για ρωγμή εύρους w_k =0.3mm και εφελκυστική τάσησ_s =240 MPa προκύπτει μέγιστη επιτρεπόμενη απόσταση μεταξύ των ράβδων του οπλισμού s_{max} =200mm.Άρα, η τοποθέτηση ράβδων ανά 15 cm παρέχει επαρκή προστασία έναντι ρηγμάτωσης

7.4 Αναπνοή κορμού

Για την αποφυγή της εκδηλώσης δευτερευουσών τάσεων και προβλημάτων κόπωσης ,λόγω της εκτός επιπέδου κάμψης που εμφανίζουν οι κορμοί μεγάλης λυγηρότητας ,κρίνεται καθοριστική η ικανοποίηση της συνθήκης

$\frac{b}{t_w} \leq 30 + 4.0 * L \quad \frac{b}{t} \leq 300$ για οδικές γέφυρες

$\frac{b}{t_w} = \frac{3310}{20} = 165.5 < \min\{30 + 4.0 * L ; 300\} =$

$min\{30 + 4 * 45 ; 300\} = min\{210 ; 300\} = 210$

Επομένως δεν υπάρχει κίνδυνος αναπνοής του κορμού

7.5 Προπαραμόρφωση κύριας δοκού και έλεγχος βελών

Σχεδιασμός αντιβέλους κυρίων δοκών.Το αντιβέλος λαμβάνεται ίσο με το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων και του μέσου βέλους λόγω συχνών φορτίων κυκλοφορίας.
Δεν λαμβάνονται υπόψη τα θερμοκρασιακά φορτία καθώς τα βέλη λογώ της συνεχούς μεταβολής αυτών.

Συχνός συνδυασμός:$G + S + \left(\frac{0.75}{2}\right) * Q_{UDL} + \left(\frac{0.4}{2}\right) * Q_{comb}$

Επιλογή αντιβέλους:

30mm για τα μικρά άνοιγματα και 165mm για το μεγάλο άνοιγμα.

Το μέγιστο βέλος ελέγχεται για τον πλήρη συνδυασμό:

$$G + S + 0.75 * Q_{TS} + 0.4 * Q_{UDL} + 0.5 * T$$

Οι μέγιστες τιμές τους είναι:

51.94 mm για το μικρό άνοιγμα,

198mm για το μεγάλο άνοιγμα.

Τα τελικά βέλη του φορέα προκύπτουν αν από τα μέγιστα βέλη αφαιρεθεί το εφαρμοζόμενο αντιβέλος σε κάθε θέση.

Χρήση της πρόβλεψης του Αμερικάνικου Κανονισμού ότι τα βέλη, λόγω φορτίων κυκλοφορίας, με δυναμικό συντελεστή, πρέπει να είναι μικρότερα από L/1000, όπου L το άνοιγμα της γέφυρας.

Έλεγχος βελών:

$$\delta_{max,\ 45m} = 51.94\text{mm} - 30\text{ mm} = 21.94\text{mm} < \frac{\text{L}}{1000} = \frac{45000}{1000} = 54\text{mm}$$

$$\delta_{max,\ 85m} = 198\text{mm} - 165\text{ mm} = 33\text{mm} < \frac{\text{L}}{1000} = \frac{85000}{1000} = 85\text{mm}$$

Τελικό αντιβέλος κύριων δοκών καταστρώματος

Το τελικό αντιβέλος όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.5.3 θα προκύψει απο τις φάσεις κατασκευής.

7.6 Έλεγχος βελών διαδοκίδας

Τα βέλη της διαδοκίδας είναι η σχετική μετακίνησή της ως προς τους φορείς του καταστρώματος.Στο μέσον η διαδοκίδα έχει βέλος 338 mm. Στην ίδια θέση το κατάστρωμα , για το συχνό συνδυασμό, παρουσιάζει βύθιση 302 mm. Επομένως η βύθιση της διαδοκίδας ισούται με:

$$\sigma_{max} = 338 - 302 = 36mm < \frac{L}{250} = 38mm$$

Ο έλεγχος σε βέλη είναι πιο κρίσιμος από τον έλεγχο σε ΟΚΑ για τη διαδοκίδα. Επομένως δικαιολογείται η υπεραντοχή της διατομής της διαδοκίδας στην ΟΚΑ.

8. Κόπωση

8.1 Γενικά

Εξέταση δύο βασικών σεναρίων:

-1 όχημα 480kN για δυσμενέστερα αποτελέσματα στο άνοιγμα

-2 οχήματα 480kN και 144kN σε 40m απόσταση μεταξύ τους, για δυσμενέστερα αποτελέσματα στην ενδιάμεση στήριξη για τις τέμνουσες δυνάμεις.

Χρήση βραχυχρόνιου μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος.Γίνεται προσαύξηση του φορτίου του οχήματος στις περιοχές των αρμών, στα άκρα της γέφυρας.

Πολλαπλασιάζεται το φορτίο κάθε τροχού με τον συντελεστή $\Delta_{\varphi fat}$, ο οποίος ορίζεται από την σχέση:

$$\Delta_{\varphi fat} = 1.3 * \left(1 - \frac{D}{26}\right) \geq 1$$

$$D \leq 6m$$

Για το σχεδιασμό έναντι κόπωσης καταγράφονται οι ορθές τάσεις και η τέμνουσα με την οποία υπολογίζονται οι διατμητικές τάσεις των διατομών και των ήλων. Η περιοχή στήριξης ταυτίζεται με την περιοχή που έχει θεωρηθεί ως ρηγματωμένη. Για τους ελέγχους των διατομών εντός της περιοχής αυτής, το κρίσιμο μήκος λαμβάνεται ίσο με το μέσο όρο των γειτονικών ανοιγμάτων.

$$L_{sup} = (45 + 85)/2 = 65m$$

Για τις υπόλοιπες περιοχές, το κρίσιμο μήκος ισούται με το μήκος των ανοιγμάτων:

L_1=45m και L_2 =85m.

Λαμβάνεται μια λωρίδα με βαριά κυκλοφορία:

$$Q_{m_1} = 480kN$$

$N_1 = N_{obs} = 2 * 10^6$ οχήματα / έτος / λωρίδα

Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ, ώστε να ληφθούν υπόψη διάφορες πρόσθετες παράμετροι της πραγματικής κυκλοφορίας: $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$

Άνοιγμα 45m: $\lambda_1 = 2.55 - 0.7 * (L_{cr} - 10) / 70 = 2.55 - 0.7 * (45 - 10) / 70 = 2.2$

Άνοιγμα 85m: $\lambda_1 = 2.55 - 0.7 * (L_{cr} - 10) / 70 = 2.55 - 0.7 * (85 - 10) / 70 = 1.8$

Εσωτερική στήριξη: $\lambda_1 = 1.7 + 0.5 * (L_{cr} - 30) / 50 = 1.7 + 0.5 * (65 - 30) / 50 = 2.5$

Για $30\text{m} \leq L_{cr} \leq 80\text{m}$

Συντελεστής λ_2: $\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} * \left(\frac{N_{obs}}{N_0}\right)^{1/m} = \frac{480}{280} * \left(\frac{2*10^6}{0.5*10^6}\right)^{1/5} = 1.32$

$$Q_{m_1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^m}{\Sigma_{n_i}}\right)^{1/m} = 480\ \text{kN}$$

Q_i: μικτό βάρος φορτηγού στην αργή λωρίδα σε kN

n_i: αριθμός φορτηγών βάρους Qi στην αργή λωρίδα σε kN

m: 5

$Q_0 = 480$ kN (βάρος οχήματος κόπωσης FLM3)

$N_0 = 0.5 * 10^6$

N_{0bs}

$= 2 * 10^6$ συνολικός αριθμός φορτηγών στην λωρίδα ανά έτος για οδούς και αυτοκινητοδρόμους με δυο ή περισσότερες λωρίδες κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση με υψηλό ποσοστό φορτηγών

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100}\right)^{1/m} = 1$$

t_{Ld}: διάρκεια ζωής σχεδιασμού της γέφυρας σε έτη $= 100$έτη

Συντελεστής λ4:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} * \left(\frac{n_2}{n_1} * \frac{Qm_2}{Q_{m_1}}\right)^m + \ldots + \frac{N_k}{N_1} * \left(\frac{n_k}{n_1} * \frac{Qm_k}{Q_{m_1}}\right)^m\right]^{1/m} = 1$$

Όπου k = 1 , αριθμός λωρίδων με βαριά κυκλοφορία

N_j : αριθμός φορτηγών ανά έτος στην λωρίδα j

Qmj : μέσο μικτό βάρος φορτηγών στη λωρίδα j

n_j τιμή της γραμμής επιρροής στο μέσον της λωρίδας j

Συντελεστής λ_{max}

Μέσον ανοίγματος 45m: λ_{max}=2.5-0.5*(L-10)/15 για L≤25m διαφορετικά,όπως εδώ.

λ_{max}=2

Μέσον ανοίγματος 85m : λ_{max}=2

Ενδιάμεση στήριξη: λ_{max}=1.8+0.9*(L-30)/50=1.8+0.9*(65-30)/50=2.43,για L≥30m

Το εύρος των τάσεων σε ένα σημείο υπολογίζεται ως η διαφορά μεταξύ της μέγιστης και της ελάχιστης τάσης ,πολλαπλασιασμένης με τον συντελεστή λ για οδικές γέφυρες.

Έτσι μετατρέπεται το εύρος των τάσεων αναφοράς $\left|\sigma_{\text{maxf,Ed}} - \sigma_{\text{minf,Ed}}\right|$ σε ένα ισοδύναμο εύρος Δ_{σ_E}, το οποίο συγκρίνεται με την αντοχή σε κόπωση, Δ_{σ_A} στους $2 * 10^6$ κύκλους .

Οδικές γέφυρες

$$\Delta_{\sigma_E} = \lambda * \left|\sigma_{\text{maxf,Ed}} - \sigma_{\text{minf,Ed}}\right|$$

$$\Delta\tau_{E2} = \lambda * \left|\tau_{\text{maxf,Ed}} - \tau_{\text{minf,Ed}}\right|$$

Σε αποστάσεις από αρμούς διαστολής D≤6m, το εύρος τάσεων επαυξάνεται με τον συντελεστή $\left(1 + \Delta_{\varphi\text{fet}}\right)$ με μέγιστη τιμή 1.30 και

$$\Delta_{\varphi\text{fet}} = 1.3 * (1 - D / 26) \geq 1.0$$

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται από τον κορμό της χαλύβδινης δοκού. Το εύρος διατμητικών τάσεων προσδιορίζεται από την εξίσωση, η οποία θεωρεί ομοιόμορφη κατανομή διατμητικών τάσεων στον κορμό:

$$\left|\tau_{\text{maxf,Ed}} - \tau_{\text{minf,Ed}}\right| = \left|V_{\text{maxf,Ed}} - V_{\text{minf,Ed}}\right| * \frac{1}{h_w * t_w}$$

Ο έλεγχος κόπωσης του δομικού χάλυβα αφορά τον περιορισμό του εύρους των ορθών και διατμητικών τάσεων, όπως και την αλληλεπίδρασή τους.

$$\frac{\gamma_{\text{Ff}} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma\,c} / \gamma_{\text{Mf,a}}} \leq 1$$

$$\frac{\gamma_{\text{Ff}} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau\,c} / \gamma_{\text{Mf,a}}} \leq 1$$

$$\left(\frac{\gamma_{\text{Ff}} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma\,c} / \gamma_{\text{Mf,a}}}\right)^3 + 3 * \left(\frac{\gamma_{\text{Ff}} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau\,c} / \gamma_{\text{Mf,a}}}\right)^5 \leq 1$$

Όπου $\gamma_{\text{Ff}} = 1$

$\Delta\sigma_c$,ΔT_c οι αντοχές σε κόπωση για N_c =$2*10^6$ κύκλους

$\gamma_{Mf,a}$ =συντελεστής ασφάλειας δομικού χάλυβα ,εξαρτώμενος από τις συνέπειες αστοχίας(είναι μεγαλύτερος για κύρια μέλη σε σύγκριση με δευτερεύοντα μέλη),την επιθυμητή αξιοπιστία και την συχνότητα των επιθεωρήσεων

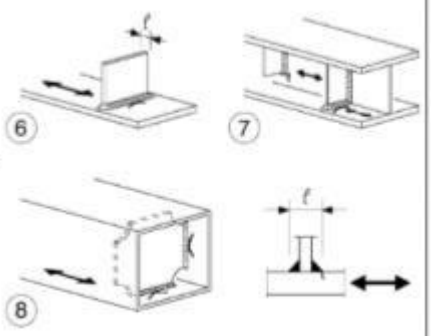
8.2 Έλεγχος κάτω πέλματος

Η συγκόλληση κορμού – πέλματος πραγματοποιείται με αυτόματες αμφίπλευρες εξωραφές χωρίς στάσεις και είναι λεπτομέρεια Κατ. 112.

Λόγω συγκόλλησης κατακόρυφων νευρώσεων στο κάτω πέλμα, οι οποίες είναι Κατηγορίας 80, για l ≤ 50, σύμφωνα με τον Πίν. 8.2.1,είναι Κατ.80.

Οι κύριες δοκοί αποκαθίστανται ανά 20 m, κοχλιωτά για συμμετρική δίτμητη σύνδεση με προεντεταμένους συνδέσμους υψηλής αντοχής.

Η κατηγορία λεπτομέρειας είναι 90, επομένως ο έλεγχος είναι ευμενέστερος από τον έλεγχο για την λεπτομέρεια 80.

80	ℓ≤50mm		Εγκάρσια προσαρτήματα: 6) Συγκολλούμενα σε έλασμα. 7) Κατακόρυφες ενισχύσεις συγκολλούμενες σε ελατή ή συγκολλητή δοκό. 8) Διαφράγματα συγκολλούμενα σε πέλματα ή κορμούς. Πιθανόν να μην εφαρμόζεται σε μικρές κοίλες διατομές. Οι τιμές ισχύουν επίσης για δακτυλιοειδείς ενισχύσεις.
71	50<ℓ≤80mm		

Πίνακας 8.1.

Έλεγχος κόπωσης:

$\Delta_{\sigma_{E2}} = \lambda * \left|\sigma_{\text{maxf,Ed}} - \sigma_{\text{minf,Ed}}\right| =$ 2*25=50 MPa

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau c} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 50}{80/1.35} = 0.844 \leq 1$$

Οι αποκαταστάσεις πελμάτων και κορμών είναι λεπτομέρεια Κατηγορίας 112 (έτσι αποφεύγονται οι οπές συναρμογής στον κορμό).

Για την εξασφάλιση επαρκούς αντοχής, η αποκατάσταση της συνέχειάς τους γίνεται με αμφίπλευρη εσωραφή πλήρους διείσδυσης.

Ο έλεγχος πραγματοποιείται με τη μέγιστη τάση του ανοίγματος.

Έλεγχος κόπωσης σε αποκατάσταση ελάσματος πάχους 50mm (άνοιγμα 45m).

Συντελεστής κλίμακας $k_s = (25/50)^{0.2} = 0.87$ και $\Delta_{\sigma_c,Red} = k_s * \Delta_{\sigma_c}$

$$\Delta_{\sigma_{E2}} = 2 * 25 = 50 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma_c,Red}/\gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 50}{0.87 * \frac{112}{1.35}} = 0.693 \leq 1$$

Έλεγχος κόπωσης σε αποκατάσταση ελάσματος πάχους 80mm (άνοιγμα 85m).

Συντελεστής κλίμακας $k_s = (25/80)^{0.2} = 0.79$ και $\Delta_{\sigma_c,Red} = k_s * \Delta_{\sigma_c}$

$\Delta_{\sigma_E} = \lambda * \left|\sigma_{\text{maxf,Ed}} - \sigma_{\text{minf,Ed}}\right| =$ 2*12.71=25.42 MPa

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma_c,Red} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 25.42}{0.79 * 112/1.35} = 0.39 \leq 1$$

Έλεγχος κόπωσης σε αποκατάσταση ελάσματος πάχους 100mm (στήριξη).

Συντελεστής κλίμακας $k_s = (25/100)^{0.2} = 0.76$ και $\Delta_{\sigma_c,Red} = k_s * \Delta_{\sigma_c}$

$\Delta_{\sigma_E} = \lambda * |\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}|$ = 2.43*11.09=26.95 MPa

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma_c,Red} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 26.95}{0.76 * 112/1.35} = 0.428 \leq 1$$

Η σύνδεση ελασμάτων με διαφορετικό πάχος και πλάτος γίνεται με κατάλληλη διαμόρφωση των μεγαλύτερων ελασμάτων στα άκρα τους, ώστε οι συνδεόμενες διατομές να έχουν ακριβώς τις ίδιες διαστάσεις, με ήπια κλίση 1:4. Η σύνδεση των ελασμάτων γίνεται έκκεντρα, δεδομένου ότι το ύψος της διατομής πρέπει να διατηρηθεί σταθερό. Επιλέγεται λεπτομέρεια Κατηγορία 80.

Έλεγχος κόπωσης σε σύνδεση πελμάτων πάχους 50mm και 80mm.

Συντελεστής κλίμακας

$k_s = (25/50)^{0.2} = 0.87$ και $\Delta_{\sigma_c,Red} = k_s * \Delta_{\sigma_c}$

$\Delta_{\sigma_E} = \lambda * |\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}|$ = 2 2*25 = 50 MPa

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma_c,Red} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 40.63}{0.79 * 80/1.35} = 0.87 \leq 1$$

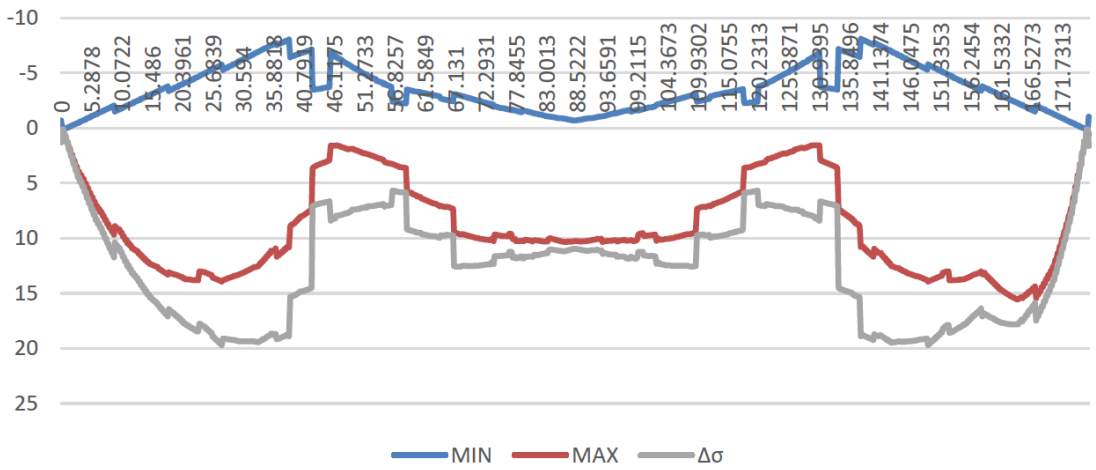
Έλεγχος κόπωσης σε σύνδεση πελμάτων πάχους 100mm και 80mm.

Συντελεστής κλίμακας

$k_s = (25/50)^{0.2}$ $\Delta_{\sigma_c,Red} = k_s * \Delta_{\sigma_c}$

$\Delta_{\sigma_E} = \lambda * |\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}|$ = 2.43*12 = 1.16 MPa

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma_c,Red} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 29.19}{0.79 * 80/1.35} = 0.623 \leq 1$$



Σχήμα 8.1. Περιβάλλουσες και εύρος τάσεων κάτω πέλματος

Ο έλεγχος έναντι κόπωσης είναι πιο κρίσιμος για τη διατομή του μικρού ανοίγματος,δικαιολογείται,κατά αυτόν τον τρόπο,η υπεραντοχή της διατομής στους ελέγχους ΟΚΑ.

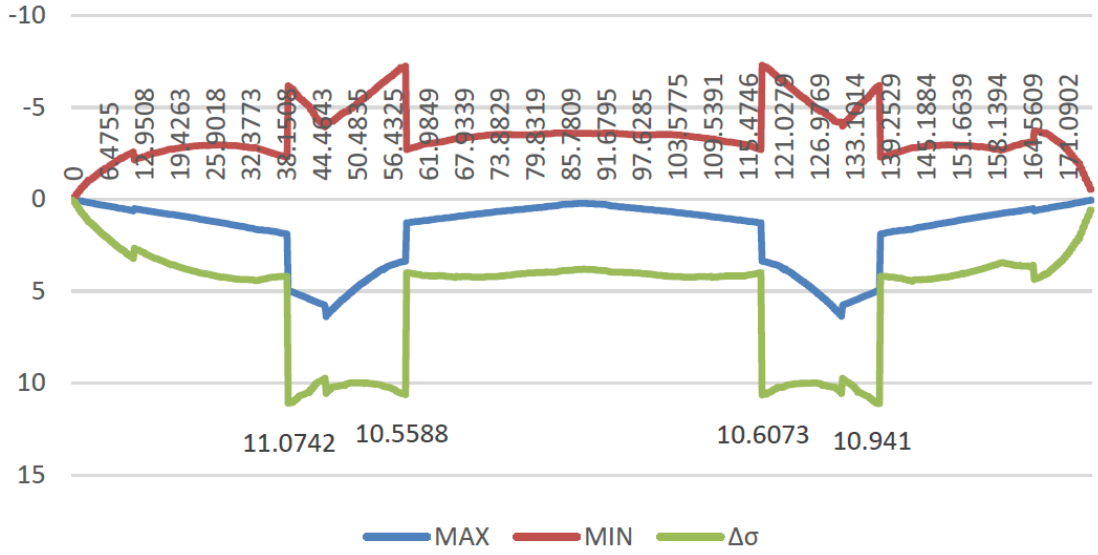
8.3 Έλεγχος άνω πέλματος

Ισχύουν τα ίδια όπως στο κάτω πέλμα. Υπάρχει όμως πρόσθετη απαίτηση λόγω των διατμητικών ήλων, που είναι λεπτομέρεια Κατ. 80, ανεξαρτήτως της ύπαρξης κατακόρυφων νευρώσεων και των χαρακτηριστικών της συγκόλλησης κορμού – πέλματος. Δυσμενέστερος έλεγχος λόγω εύρους τάσεων και κατηγορίας λεπτομέρειας. Στην περιοχή στήριξης, όπου το άνω πέλμα είναι το εφελκυστικό, πρέπει νε ελεχθεί σε κόπωση και η άνω ίνα αυτού, θεωρώντας την ως λεπτομέρεια Κατ. 80.

Η αλληλεπίδραση ορθών και διατμητικών τάσεων λόγω των ήλων καλύπτεται από τον έλεγχο στην περιοχή στήριξης, ο οποίος πραγματοποιείται στην συνέχεια

$$\Delta_{\sigma_{E2}} = \lambda * \left|\sigma_{\text{maxf,Ed}} - \sigma_{\text{minf,Ed}}\right| = 2.43*10.51 = 25.64 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma_c,Red} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 25.64}{80/1.35} = 0.433 \leq 1$$



Σχήμα 8.2. Περιβάλλουσες και εύρος τάσεων άνω πέλματος

8.4 Έλεγχος διατμητικών τάσεων κορμού

Ο κορμός υπό διατμητικές τάσεις είναι λεπτομέρεια Κατ. 100.

Το κρίσιμο μήκος για την περιοχή της στήριξης λαμβάνεται ίσο με το μήκος κάθε ανοίγματος. για τα ανοίγματα λαμβάνεται ως το 40% του μήκους του εξεταζόμενου ανοίγματος, δηλ. για το άνοιγμα των 45m: $L_{cr} = 0.4 * 45 = 18m$

και για το άνοιγμα των 85m: $L_{cr} = 0.4 * 85 = 34m$

Συντελεστής ισοδύναμης βλάβης λ: $\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 \leq \lambda_{max}$

Κορμός 30mm στην περιοχή ενδιάμεσης στήριξης προς το μεγάλο άνοιγμα (85m)

$$\left|\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}\right| = \frac{\left|V_{maxf,Ed} - V_{minf,Ed}\right|}{h_w * t_w} = \frac{433.08 * 10^3}{3200 * 30} = 4.51 \text{ MPa}$$

$\lambda_1 = 1.7 + 0.5 * (85 - 30) / 50 = 2.25$ για $30 \text{ m} \leq L_{cr} \leq 80 \text{ m}$

$\lambda_2 = 1.32$

$\lambda_3 = \lambda_4 = 1$

$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 1.7 * 1.32 * 1 * 1 = 2,97 > \lambda max$

$\lambda_{max} = 1.8 + 0.9$ *(85-30)/50=2.79

$\Delta\tau_{E2} = \lambda * \left|\tau_{maxf,Ed} - \tau_{minf,Ed}\right| = 2.79 * 4.51 = 12.58$ MPa

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau c} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 12.58}{100 / 1.35} = 0.17 < 1$$

$$\left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma\, c} / \gamma_{Mf,a}}\right)^3 + \left(\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau\, c} / \gamma_{Mf,a}}\right)^5 = 0,433^3 + 0.17^5 = 0,082 \leq 1.0$$

Η αλληλεπίδραση των μεγεθών είναι αμελητέα

Κορμός 20mm, στην περιοχή της ακραίας στήριξης

$$\left|\tau_{\text{maxf,Ed}} - \tau_{\text{minf,Ed}}\right| = \frac{\left|V_{\text{maxf,Ed}} - V_{\text{minf,Ed}}\right|}{h_w * t_w} = \frac{454.22 * 10^3}{3310 * 20} = 6.86 \text{ MPa}$$

Κορμός 20 mm, άνοιγμα 85m

$$\left|\tau_{\text{maxf,Ed}} - \tau_{\text{minf,Ed}}\right| = \frac{\left|V_{\text{maxf,Ed}} - V_{\text{minf,Ed}}\right|}{h_w * t_w} = \frac{454.22 * 10^3}{3310 * 20} = 6.86 \text{ MPa}$$

$\lambda_1 = 2.25 + 0.7 * (84 - 10)/70 = 2.31$

$\lambda_2 = 1.32$

$\lambda_3 = \lambda_4 = 1$

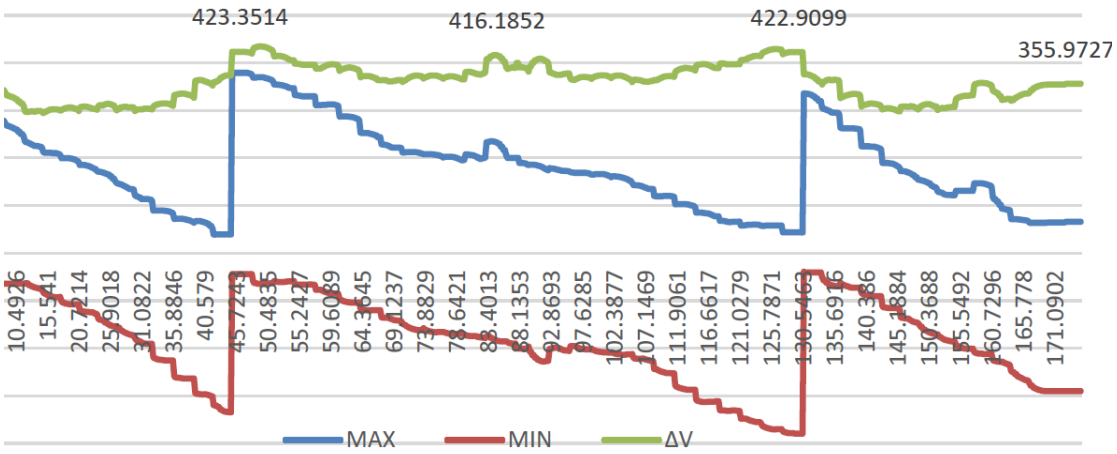
$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4 = 2.31 * 1.32 * 1 * 1 > \lambda max$

$\lambda_{max} = 2$

$\Delta\tau_{E2} = \lambda * \left|\tau_{\text{maxf,Ed}} - \tau_{\text{minf,Ed}}\right| = 2.0 * 6.2 = 12.4 \text{ MPa}$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau\, c} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1.0 * 12.4}{100 / 1.35} = 0.17$$

< 1



Σχήμα 8.3. Περιβάλλουσες και εύρος τεμνουσών

8.5 Αντοχή σκυροδέματος

Έλεγχοι κόπωσης σκυροδέματος προβλέπονται μόνο όταν η διατομή είναι αρηγμάτωτη και το σκυρόδεμα σε θλίψη.

Η αντοχή του σκυροδέματος σε κόπωση ελέγχεται με την εξίσωση:

$$f_{cd,fat} = 0.85 * e^{s*\left(1-\sqrt{28/t_0}\right)} * f_{cd} * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

t_0: 7ημέρες, η ηλικία σκυροδέματος κατά την πρώτη φόρτιση

$f_{ck} = 50$ MPa

$s = 0.25$ για τσιμέντο κανονικής πήξης

Από το συνδυασμό:

$1 * G + 1 * 1 * S + 0.5 * T + 0.75 * Q_{TS} + 0.4 * Q_{UDL} + 0.4 * q_{f,comb}$

Προκύπτουσα μέγιστη τάση σκυροδέματος στο μέσο του μεγάλου ανοίγματος:

$\sigma_{co,max=}12.4 - 2.57 - 0.23 = 9.6$ MPa

Από τη φόρτιση κόπωσης

$\sigma_{co,max=}0.817$ MPa

$\sigma_{co,min=} - 0{,}0629$ MPa

Εύρος τάσεων

$\sigma_{c,max=}10.74$ MPa

$\sigma_{c,min=}$9.6-1.4*0.0629=9.51 MPa

$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} < 0.5 + 0.45 * \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$

$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} = \frac{10.74}{17.65} = 0.608$

0.5+0.45*$\frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$=0.5+0.45*$\frac{9.51}{17.65}$=0.742

$0.608 < 0.742$

Άρα επάρκεια

8.6 Έλεγχος οπλισμού

Ο έλεγχος σε κόπωση του οπλισμού γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα NN του EN 1992- 2 για $1*10^6$ κύκλους, με βάση τη σχέση:

$$\gamma_{Fs,F} * \Delta_{\sigma_{s,equ}} \leq \frac{\Delta_{\sigma_{R,s}}(N')}{\gamma_{Ms,f}}$$

$\Delta_{\sigma_{s,equ}} = \lambda_s * |\sigma_{maxf,Ed} - \sigma_{minf,Ed}|$ για οδικές γέφυρες

Ροπή ενδιάμεσης στήριξης λόγω οχήματος κόπωσης

-3459 kNm και +2238 kNm

Τάσεις: 7.18 MPa Θλίψη και -4.65 MPa Εφελκυσμός

Πολλαπλασιάζοντας τις τάσεις με το συντελεστή εσωτερικών στηρίξεων β=1.75

λαμβάνουμε 1.75*7.18=12.57 MPa θλίψη και 1.75*(-4.65)=-8.14 MPa εφελκυσμός

$\sigma_{s,max} = 12{,}57 + 0{,}2 * \frac{f_{ctm}}{a_{st} * \rho_s} = 12.57 + 0{,}2 * \frac{4.1}{1.155 * 0{,}0125} = 69{,}4$ MPa

$\Delta\sigma_{s_{equ}} = \lambda_s * \left|\sigma_{maxfEd} - \sigma_{minfEd}\right| = 1{,}38 * |69.4 - (-8.14)| = 106{,}96$ MPa

$\gamma_{Fs,F} * \Delta\sigma_{s,equ} \leq \frac{\Delta\sigma_{R,S} \cdot (N')}{\gamma_{Ms,f}}$

$\gamma_{Fs,F} * \Delta\sigma_{s,equ}$ =1*106.96 MPa≤141.3 MPa

Επάρκεια αντοχής

8.7 Έλεγχος διατμητικών ήλων

Η αντοχή σε κόπωση των διατμητικών ήλων είναι 90 MPa σε $2*10^6$ κύκλους. Η κλίση της καμπύλης κόπωσης είναι m=8.

Ο έλεγχος σε κόπωση βασίζεται σε εύρος διατμητικών τάσεων.

Ο συντελεστής ισοδύναμης βλάβης δίνεται από την σχέση:

$\lambda_v = \lambda_{v,1} * \lambda_{v,2} * \lambda_{v,3} * \lambda_{v,4}$

Όπου

$\lambda_{v,1}$ = 1.55 για οδικές γέφυρες ανοιγμάτων έως 100m

$\lambda_{v,2} = \frac{Q_{m_1}}{Q_0} * \left(\frac{N_{obs}}{N_0}\right)^{1/m} = \frac{480}{480} * \left(\frac{2 * 10^6}{0.5 * 10^6}\right)^{1/8} = 1.19$

$\lambda_{v,3} = \left(\frac{t_{LD}}{100}\right)^{1/m} = \left(\frac{100}{100}\right)^{1/8} = 1.0$

$\lambda_{v,3} = (1)^{1/8}$=1

$\lambda_{v,3}$ =1.55*1.19*1*1=1.85

Οι τάσεις στους ήλους προσδιορίζονται με βάση τα χαρακτηριστικά της αρηγμάτωτης διατομής. Το εύρος τάσεων στους ήλους προσδιορίζεται από τις ελάχιστες –μέγιστες τέμνουσες ,λόγω των φορτίων κόπωσης, από την σχέση:

$\left|\tau_{\text{maxf,Ed}} - \tau_{\text{minf,Ed}}\right| = \left|V_{\text{maxf,Ed}} - V_{\text{minf,Ed}}\right| * \frac{s_{1,0} * e_L}{I_{1,0} * n * A_d}$

$s_{1,0}$: στατική ροπή της πλάκας και του οπλισμού ως προς το κέντρο βάρους της αρηγμάτωτης διατομής

$I_{1,0}$: ροπή αδράνειας της αρηγμάτωτης διατομής για βραχυχρόνια φόρτιση

A: διαμήκης απόσταση μεταξύ ήλων στη διατομή

A_d: εμβαδόν διατομής ήλων

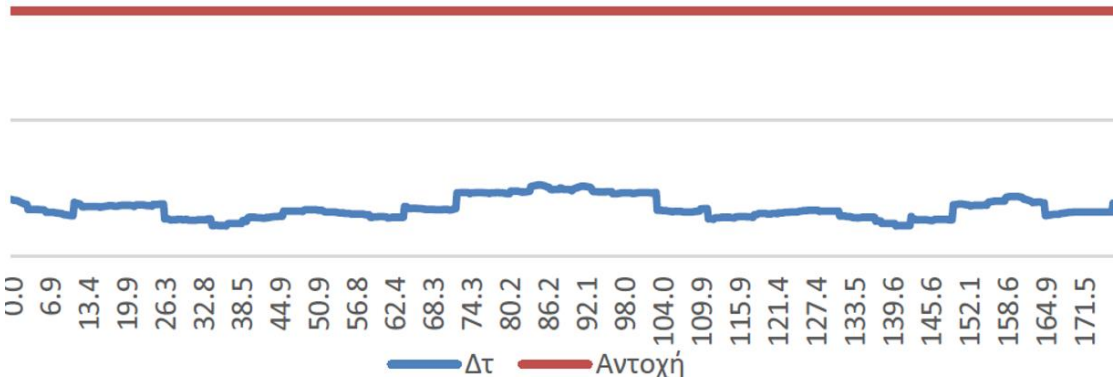
Για οδικές γέφυρες:

$\Delta_{TE_2} = \lambda_{v^*} \left|\tau_{\text{maxf,Ed}} - \tau_{\text{minf,Ed}}\right|$

Έλεγχος

$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau_c} / \gamma_{Mf,r}} \leq 1$

Επαρκεί και ο έλεγχος φαίνεται στο σχήμα 8.4.



Σχήμα 8.4. Εύρος τάσεων διατμητικών ήλων

Για το εφελκυόμενο πέλμα (περιοχή αρνητικών ροπών) ελέγχεται επιπλέον η αλληλεπίδραση:

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma_c} / \gamma_{Mf,a}} + \frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau_c} / \gamma_{Mf,a}} \leq 1.3$$

$$\frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\sigma E_2}}{\Delta_{\sigma_c} / \gamma_{Mf,a}} + \frac{\gamma_{Ff} * \Delta_{\tau E_2}}{\Delta_{\tau_c} / \gamma_{Mf,a}} = \frac{1 * 25.64}{8011.35} + \frac{1 * 12{,}09}{90 / 1} = 0.567 \quad < 1.3$$

9. Διατμητική σύνδεση

9.1 Αντοχή διατμητικών ήλων

Οι έλεγχοι αναφέρονται στις ειδικές οριακές καταστάσεις:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)
- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ) για τον συνδυασμό
- Οριακή κατάσταση κόπωσης (βλ. Κεφάλαιο 8)

Χρησιμοποιούνται διατμητικοί ήλοι κεφαλής με τα εξής χαρακτηριστικά:

d = 19 mm διάμετρος κορμού

$h_{cs} = 200mm \geq 3 * d$: ύψος διατμητικού ήλου

$f_u = 450\text{MPa}$

$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{200}{19} = 10.5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Αντοχή διατμητικών ήλων κεφαλής για συμπαγείς πλάκες

Μορφή αστοχίας 1:

Διάτμηση κορμού ήλου

$$P_{Rd,1} = \frac{0.8 * f_u * \left(2 * \frac{d^2}{4}\right)}{\gamma_v} = \frac{0{,}8 * 45 * 1.9^2 \,/\, 4}{1.25} = 81.66 \text{ kN}$$

Μορφή αστοχίας 2:

Θραύση σκυροδέματος:

$$P_{Rd,2} = \frac{0.29 * \alpha * d^2 * \sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 * 1 * 1.9^2 * \sqrt{5 * 3700}}{1.25} = 113.92 \text{ kN}$$

Διατμητική αντοχή σε ΟΚΑ:

$P_{Rd} = min\{P_{Rd,1}; P_{Rd,2}\} = min\{81.66 ; 113.92\} = 81.66$ kN

Διατμητική αντοχή σε ΟΚΛ

$P_{Rd,ser} = k_5 * P_d = 0.75 * P_{Rd}$ =0.75*P_{Rd}=0.75*81.66=61.24 kN

Όπου:

$\gamma_v = 1.25$ συντελεστής ασφαλείας

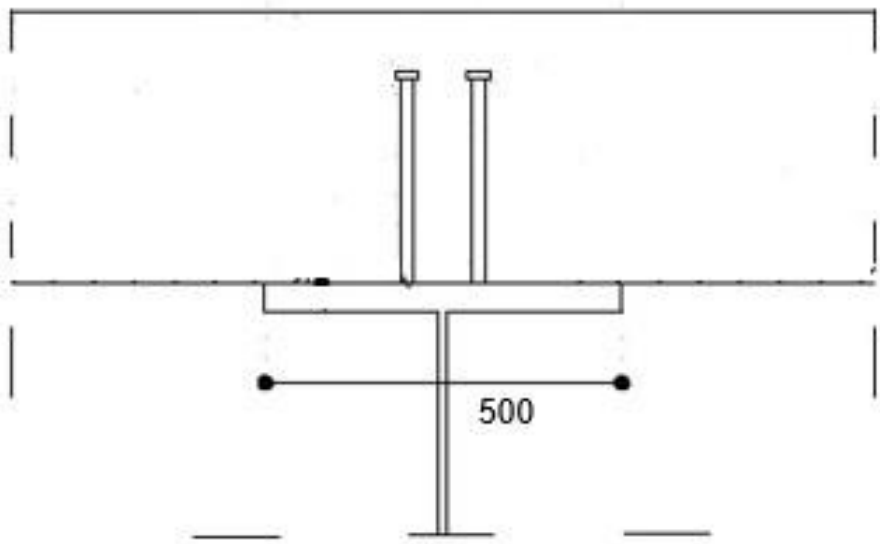
d: διάμετρος κορμού

t_{fo}: πάχος χαλύβδινου πέλματος που συγκολλείται ο ήλος

f_u: ονομαστική εφελκυστική αντοχή χάλυβα του ήλου

f_{ck}: χαρακτηριστική αντοχή σκυροδέματος

h_{sc}: ύψος ήλου



Σχήμα 9.1. Λεπτομέρεια διατμητικής σύνδεσης

Στις σύμμικτες γέφυρες η διατμητική σύνδεση πρέπει να είναι πλήρης

Η κύρια δοκός φέρει τη συμπαγή πλάκα πάχους 25cm. Οι ήλοι συγκολλούνται απευθείας στο άνω πέλμα της δοκού, οπότε οι αντοχές τους δεν επηρεάζονται από το χαλυβδόφυλλο.

Διατμητική αντοχή ήλων κύριας δοκού:

Γεωμετρικές απαιτήσεις

$d \leq \min\{25;2.5*t_0\}=\min\{25;40\}=25$ mm , d=19mm,$16\text{mm} \leq 19\text{mm} \leq 25\text{mm}$

$d_2 = 32\text{mm}, 19 \leq 2.5 * 40 = 100\text{mm}$

h_{sc} =200mm για την κύρια δοκό και 300mm για τη διαδοκίδα

Διαμήκης απόσταση e_L

$5*19 \leq e_L \leq \min\{4*250;800\text{mm}\} \rightarrow 95 \leq e_L \leq 800\text{mm}$

e_L =250mm

e_T=100mm≤4*d*19=76mm, $e_D \geq 25\text{mm}$

$e_L = 250$ mm≤15*0.81*40=486mm

$e_D \leq 9*\varepsilon*t_{f_0}$=9*0.81*40=291.6 mm

Τοποθέτηση κάτω οπλισμού 60mm πάνω από την κύρια δοκό.

Άρα η απόστασή του από το κάτω μέρος της κεφαλής των ήλων είναι :

$h_{\delta\text{οκού}} = 200 - 10 - 60 = 130\text{mm} \geq 30$ mm πλάκες σταθερού ύψους

$h_{\delta\text{οκού}} = 300 - 10 - 60 = 130$ mm≥ 30 mm διαδοκίδες

Διαθέσιμη επικάλυψη

Επικάλυψη σκυροδέματος διατμητικών ήλων

$c \geq \{20mm;\ c_{nom}\}$ =45mm c≥ 45mm

Κύρια δοκός c_1=250-200=50 mm> c_{nom}=45mm

Διαδοκίδα c_2=350-300 mm ≥ 50mm > c_{nom} =45 mm

9.2 Απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι – κύρια δοκός

Υπολογίζεται η τέμνουσα δύναμη ξεχωριστά για κάθε μία από τις φορτίσεις:

Μόνιμα φορτία : $0.35 * G_1 + 1.35 * G_2$

Συστολή ξήρανσης: S

Φορτία κυκλοφορίας: $1.35 * Q + 0.9 * T$

Στη συνέχεια υπολογίζεται η δρώσα διατμητική ροή ξεχωριστά για κάθε μία από τις φορτίσεις και χρόνους ελέγχου t = 0 και t = ∞:

$$V_{E,dl} = \frac{V_{E,dl} * s_{1,L}}{I_{1,L}} = \frac{V_{E,dl} * A_c * (z_{1,L} - z_c)}{n_L * I_{1,L}}$$

Όπου:

$V_{Ed,l}$:

τέμνουσα σχεδιασμού ξεχωριστά για κάθε μία φόρτιση

n_L:

Συντελεστής ισοδυναμίας χάλυβα-σκυροδέματος ,ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο τη φορτίσεως και το χρόνο ελέγχου.

Αδρανειακά μεγέθη σύμμικτης διατομής (n_L) απο Πίνακα, Παράρτημα Β:

$A_{1,L}$:

το εμβαδόν της σύμμικτης διατομής

$z_{1,L}$:

η θέση του κέντρου βάρους της σύμμικτης διατομής

$I_{1,L}$:

ροπή αδρανείας της αρηγμάτωτης σύμμικτης διατομής

$s_{1,L}$:

στατική ροπή της πλάκας σκυροδέματος ως προς το κέντρο βάρους της σύμμικτης διατομής

Για την πλάκα σκυροδέματος:

b_{eff} = συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος

$A_c = b_{eff} * h_c$

$z_c = 12.5$ cm η θέση του κέντρου βάρους της πλάκας σκυροδέματος

Παρατηρήσεις:

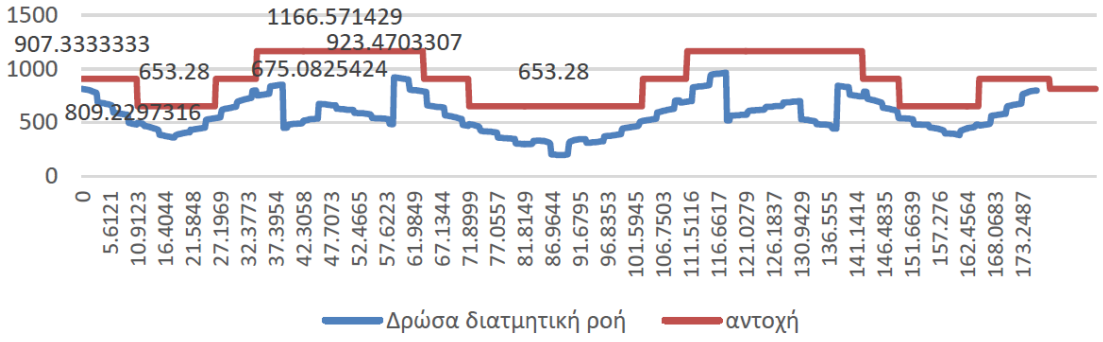
Τα μόνιμα φορτία G_1 που επιβάλλονται στο φορέα πριν την σκλήρυνση του σκυροδέματος, παραλαμβάνονται πλήρως από τη χαλύβδινη διατομή και δεν δημιουργούν ένταση στους διατμητικούς ήλους.

Ωστόσο κάνουμε τη συντηρητική παραδοχή πως το τμήμα της τέμνουσας που αντιστοιχεί στο συντελεστή ασφάλειας εντείνει τους διατμητικούς ήλους.

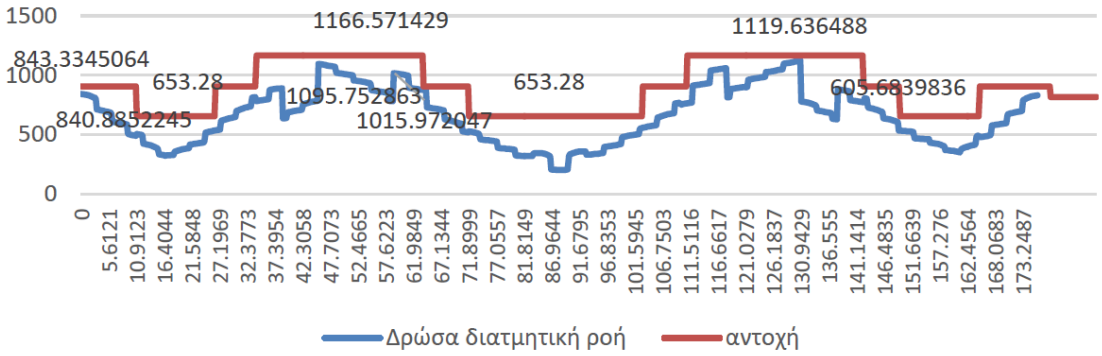
Η διατμητική ροή λόγω της συστολής ξήρανσης S, όταν είναι ευμενής αγνοείται ενώ όταν είναι δυσμενής προστίθεται στις διατμητικές ροές που οφείλονται σε άλλες φορτίσεις.

Στα Σχήματα 9.2. – 9.4.παρατίθενται τα διαγράμματα διατμητικής ροής που προέκυψαν σύμφωνα με τα προαναφερθέντα καθώς και οι αντίστοιχες αντοχές των τοποθετούμενων ήλων,

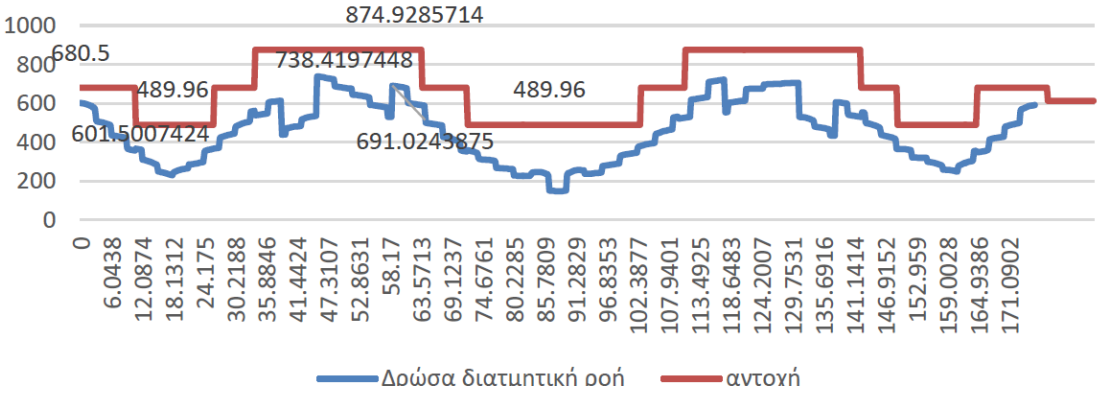
για ΟΚΑ t = ∞ και t = 0, καθώς και για ΟΚΛ t = ∞ και t = 0.



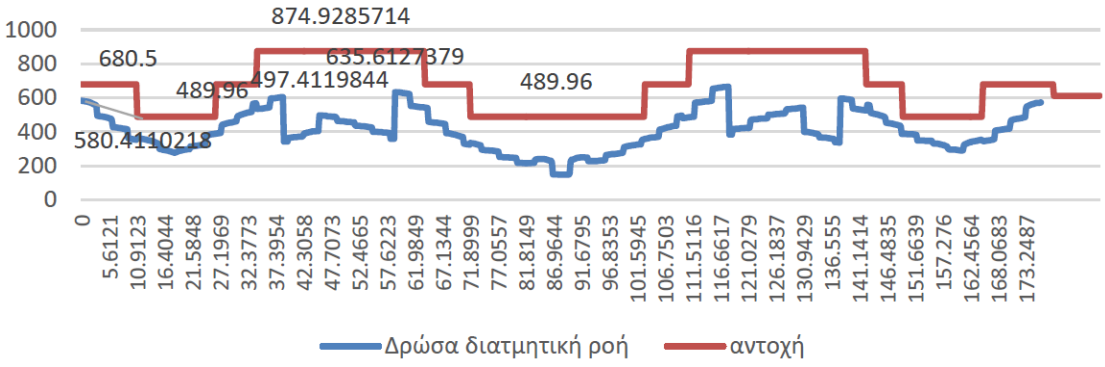
Σχήμα 9.2. Διάγραμμα διατμητικής ροής κύριας δοκού στην ΟΚΑ t=∞



Σχήμα 9.3. Διάγραμμα διατμητικής ροής κύριας δοκού στην ΟΚΑ t=0



Σχήμα 9.4. Διάγραμμα διατμητικής ροής κύριας δοκού στην ΟΚΛ t=∞



Σχήμα 9.5. Διάγραμμα διατμητικής ροής κύριας δοκού στην ΟΚΛ t=0

Τοποθετήθηκαν:

2Φ19x200/18 ακραίες στηρίξεις

2Φ19x200/25 ανοίγματα

2Φ19x200/14 ενδιάμεσες στηρίξεις

Πιο συγκεκριμένα τοποθετήθηκαν:

2Φ19x200/18 στα διαστήματα 0.00-12.00,27.00-34.00,64.00-72.00,103.00-111.00,131.00- 148.00,163.00-175.00 (m)

2Φ19x200/25 στα διατήματα 12.00-27.00,72.00-103.00,148.00-163.00 (m)

2Φ19x200/14 στα διαστήματα 34.00-64.00,111.00-131.00 (m)

9.3 Απαιτούμενοι διατμητικοί ήλοι – διαδοκίδα

Έλεγχος σε ΟΚΑ t=0 για βραχυχρόνιο μέτρο ελαστικότητας για την συνολική τέμνουσα σύμφωνα με τον συνδυασμό:

$0.35 * G_1 + 1.35 * G_2 + 1.35 * Q_{TS} + 1.35 * Q_{uDL}$

Αδρανειακά μεγέθη σύμμικτης

$A_{1,Q} = 1018.6\ cm^2$
$z_{1,Q} = 38.99\ cm$

$I_{1,Q} = 1531758 cm^4$

$A_c = 3125 cm^2$

$z_c = 12.5\ cm$

$b_{eff} = 1250\ mm$

Διατμητική ροή σχεδιασμού

$V_{Ed} = \frac{V_{Ed} * s_{1,Q}}{I_{1,Q}} = \frac{997*3125*(38.99-12.5)*100}{5.675*1531758}$=949.5 kN/m

Τοποθετήθηκαν 2Φ19Χ300/12 με αντοχή:

$$V_{Rd} = 2 * \frac{81.66}{0.12} = 1361 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > V_{Ed} = 949.5\ \text{kN/m}$$

9.4 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος

Έλεγχος πλάκας λόγω διαμήκους διάτμησης και οπλισμός διατμητικής σύνδεσης
Ο εγκάρσιος οπλισμός της δοκού πρέπει να παραλαμβάνει τουλάχιστον τη διατμητική ροή ΟΚΑ των Σχημάτων 9.2.1 -9.2.4 και σχεδιάζεται ικανοτικά για την αντοχή ΟΚΛ.

Τελικός οπλισμός πλάκας

Εγκαρσιος:

Πάνω από τη δοκό:

Άνω Φ20/15

Κάτω Φ16/15

Στο μεταξύ διάστημα:

Κάτω Φ20/15

Διαμήκης οπλισμός:

Άνω Φ14/15

Κάτω Φ16/15

Συνδετήρες:

Φ12/30/30

Ζώνη πλάτους 1m εκατέρωθεν των δοκών

Παρουσίαση των ελέγχων για την παραπάνω όπλιση:

Εγκάρσιος οπλισμός -κύριες δοκοί:

Άνω οπλισμός:

$A_{t,req}$ =max{6.45;0.5*6.45+11.9}=15.12 cm^2 / m

Κάτω οπλισμός:

$A_{t,req}$ =max{12.9;0.5*12.9+1.54}=12.9 cm^2 / m

Διαμήκης οπλισμός στις θέσεις των διαδοκίδων:

Άνω:

$A_{t,req}$ =max{4.89;0.5*4.89+5.2}=7.65 cm^2 / m

Κάτω:

$A_{t,req}$ =max{9.78;0.5*9.78+7.1}=11.9 cm^2 / m

Μήκη επιφανειών αστοχίας a-a και b-b

$L_{v,a-a} = 250 \text{ mm}$

Μικρότερη επιφάνεια αστοχίας (δυσμενέστερη)

$L_{v,b-b} = 2 * 200 + 400 + 32 = 832mm$ για το μικρό άνοιγμα

Η ροή που δρα στη τομή a-a λαμβάνεται ως το 50% της πλήρους V_{Ed} που δρα στην τομή.

Περιοχές ακραίων στηρίξεων (2Φ19/18)

$V_{Lc,Ed^b} = max\{V_{Ed}; V_{Rd\ ,ser}\} = max\{\ 843.33\ ; 680.5\} = 843.33 \text{ kN/m}$

$V_{Lc,Ed^a} = \frac{v_{Lc,Ed^b}}{2} = \frac{843.33}{2} = 421.67 \text{ kN/m}$

Περιοχές ανοιγμάτων (2Φ19/25)

$V_{Lc,Ed^b} = max\{V_{Ed}; V_{Rd\ ,ser}\} = max\{\ 605.69\ ; 680.5\} = 680.5 \text{ kN/m}$

$V_{Lc,Ed^a} = \frac{v_{Lc,Ed^b}}{2} = \frac{680.5}{2} = 340.25 \text{ kN/m}$

Περιοχές ενδιάμεσων στηρίξεων (2Φ19/14)

$V_{Lc,Ed^b} = max\{V_{Ed}; V_{Rd\ ,ser}\} = max\{\ 1121.83\ ; 874.93\} = 1121.83 \text{ kN/m}$

$V_{Lc,Ed^a} = \frac{v_{Lc,Ed^b}}{2} = \frac{1121{,}83}{2} = 560.9\ \mathrm{kN/m}$

Αντοχή θραύσης θλιπτήρων

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

$V_{c,Rd^a} = 0.48 * \frac{50}{1.5} * 250 * \frac{1}{1.2 + 1.2^{-1}} = 1967.21 kN/_m$

$V_{c,Rd^b} = 0.48 * \frac{50}{1.5} * 832 * \frac{1}{1.2 + 1.2^{-1}} = 6546.88\ kN/_m$

V=$0.6 * (1 - \frac{f_{ck}}{250})$ =0.6*$(1 - \frac{50}{250})$=0.48

cotθ=1.2 παντού

Έλεγχος μέγιστης διατμητικής ροής:

V_{Lc,Ed^a} =560.9 kN/m < V_{c,Ed^b} =1967.21 kN/m

V_{Lc,Ed^a} =1121.83 kN/m < V_{c,Ed^a} =6546.87 kN/m

Έλεγχος του οπλισμού που τοποθετείται εγκάρσια στη δοκό

Εστιάζουμε στην τομή b-b

Πλήρης διατμητική ροή επί το δυσμενέστερο

Διατέμνεται διπλάσιος του εγκαρσίου οπλισμός (A_b)

Αντοχή ελκυστήρων:

$\mathrm{v_{s,Rd}} = \frac{\mathrm{A_{Sf}}}{\mathrm{S_f}} * \mathrm{f_{sd}} * \cot\theta \geq \mathrm{v_{Lc,Ed}}$

$\left(\frac{\mathrm{A_{Sf}}}{\mathrm{S_f}}\right)^{\mathrm{b}} \geq \frac{\mathrm{v_{s,Rd}}}{\mathrm{f_{sd}} * \cot\theta}$

$cot\theta$ =1 για αρνητικές ροπές

$cot\theta$ =1.2 για θετικές ροπές

Ακραίες στηρίξεις

(2Φ19/18)

$\left(\frac{\mathrm{A_{Sf}}}{\mathrm{S_f}}\right)^{\mathrm{b}} \geq \frac{843.33}{1.2 * (\frac{50}{1.15})}$ =16.2 cm^2 /m

A_b =8.1cm^2 /m , A_t=4.1cm^2 /m

Ανοίγματα

(2Φ19/25)

$\left(\frac{\mathrm{A_{Sf}}}{\mathrm{S_f}}\right)^{\mathrm{b}} \geq \frac{680.5}{1.2*(\frac{50}{1.15})}$ =13 cm^2 /m

A_b =6.5cm^2 /m , A_t=3.3cm^2 /m

Ενδιάμεσες στηρίξεις

(2Φ19/14)

$\left(\frac{\mathrm{A_{Sf}}}{\mathrm{S_f}}\right)^{\mathrm{b}} \geq \frac{1121.83}{1.2*(\frac{50}{1.15})}$ =25.80 cm^2 /m

A_b =12.9cm^2 /m , A_t=6.45cm^2 /m

Ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός

$\frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{0.08*\sqrt{f_{ck}}}{f_{sk}}$ =$\frac{0.08*25*100*\sqrt{50}}{500}$ =2.83cm^2 /m

Διαδοκίδα:

Μήκη επιφανειών αστοχίας:

$L_{v,a-a}$ =250mm

$L_{v,b-b}$ =2*300+100+32=732mm

Δρώσα διατμητική ροή:

$V^b_{Lc,Ed}$ =$max\{V_{Ed}; V_{Rd\ ,ser}\}$=$max\{949.5; 1020.67\}$=1020.67 kN/m

$V^a_{Lc,Ed}$ =($V^b_{Lc,Ed}$ /2)=510.33 kN/m

Αντοχή θλιπτήρα σκυροδέματος:

$V^a_{Lc,Ed}$ = $0.48 * \frac{50}{1,5}$ *250*$\frac{1}{1.2+1.2^{-1}}$=1967.21 kN/m

$V^b_{Lc,Ed}$ == $0.48 * \frac{50}{1,5}$ *732*$\frac{1}{1.2+1.2^{-1}}$=5760 kN/m

Οι εξαγόμενες,εκ των υπολογισμών, απαιτήσεις οπλισμού,που παρουσιάζονται στην αρχή της παραγράφου,συνοψίζονται:

Θέσεις κυρίων δοκών:

Εγκαρσίως:

Άνω 11.9cm^2 /m

Κάτω 1.54cm^2 /m

Διαμήκης διεύθυνση:

Άνω 5.2cm^2 /m

Κάτω 7.1cm^2 /m

Διαδοκίδες-άνοιγμα μεταξύ των:

Άνω 2.59cm^2 /m

Κάτω 4,5cm^2 /m

Συνδετήρες

Ζώνη πλάτους 0.75m εκατέρωθεν των δοκών 9.7

cm^2 /m

10. Σεισμική μόνωση

Η γέφυρα στηρίζεται σε βάθρα οπλισμένου σκυροδέματος.Τα βάθρα εδράζονται σε φρέατα 9m βάθους.Η θεμελίωση εκάστου των μεσόβαθρων έγινε σε φρέαρ ορθογωνικής διατομής κάτοψης 4.0x6.5 m^2και βάθους 8.5 m^2 .

Χρησιμοποιείται κιβωτοειδής ορθογωνική διατομή σταθερή καθ΄ύψος και διαστάσεων 3.5X6.0 m^2 και πάχους 0.40m. Στην κεφαλή των βάθρων κατασκευάζεται δοκός προσκεφαλαίου για την έδραση των κυρίων μεταλλικών δοκών της ανωδομής.

Εξ' αιτίας της υψηλής σεισμικής δρασης ,του γεγονότος ότι λόγω του σύμμικτου φορέα δεν είναι δυνατή η μονολιθική σύνδεση με τα βάθρα και για τον περιορισμό του όγκου των θεμελιώσεσων, λόγω ανεπάρκειας χώρου,η γέφυρα εφοδιάζεται με σύστημα σεισμικής μόνωσης.Το σύστημα μόνωσης αποτελείται από σύνδεσμο ελαστομεταλλικών εφεδρανών με πυρήνα μολύβδου lead rubber bearings και αποσβεστήρες.Οι αποσβεστήρες τίθενται μόνο στα ακρόβαθρα της γέφυρας όπου διατίθεται επαρκής χώρος και ευχερής προσβασιμότητα για επιθεώρηση,συντήρηση και αντικατάσταση.

Σε κάθε ένα ακρόβαθρο , τοποθετούνται ,τρείς Ιξώδεις Υδραυλικοί Αποσβεστήρες κατά τη διαμήκη διεύθυνση και τρεις Ιξώδεις υδραυλικοί αποσβεστήρες κατά την εγκάρσια διεύθυνση,μη γραμμικής συμπεριφοράς,συμφωνα με τον καταστατικό νόμο $F = C * (v)^{0.15}$

Έκαστος αποσβεστήρας κατά τη διαμήκη διεύθυνση, έχει ονομαστική τιμή σταθεράς απόσβεσης C=550 KN/(m/sec^2),ονομαστική δύναμη απόσβεσης σχεδιασμού F=480 KN και συνολική διαδρομή εμβόλου 435mm .

Έκαστος αποσβεστήρας κατά την εγκάρσια διεύθυνση έχει ονομαστική τιμή σταθεράς απόσβεσης C=750 KN/ $(\mathrm{m/sec})^{0.15}$ονομαστική δύναμη απόσβεσης σχεδιασμού F=654KN και συνολική διαδρομή εμβόλου 400mm.

Ως προς τη λειτουργία τους οι αποσβεστήρες έχουν τις εξής ιδιότητες:

Επιτρέπουν χαμηλής ταχύτητας επιβαλλόμενες μετακινήσεις που προκαλούνται π.χ. από θερμοκρασιακές μεταβολές,αναπτύσσοντας πρακτικά αμελητέες δυνάμεις(αντιδράσεις 10% της μέγιστης δύναμης απόσβεσης)

Για δυναμικά επιβαλλόμενες μετακινήσεις (τροχοποίηση,άνεμος,σεισμός κ.τ.λ.π)αναπτύσσουν αντίδραση F η οποία είναι συνάρτηση της ταχύτητας v κίνησητου εμβόλου του αποσβεστήρα

F=C* $v^{0.15}$

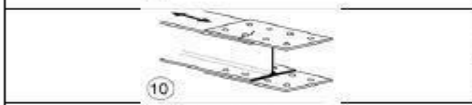
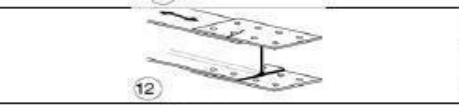
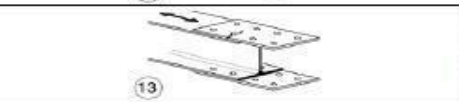
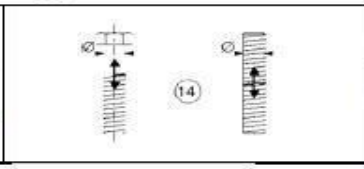
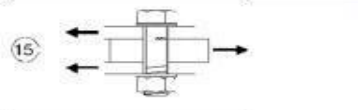
Όπου C η σταθερά απόσβεσης

13. Βιβλιογραφία

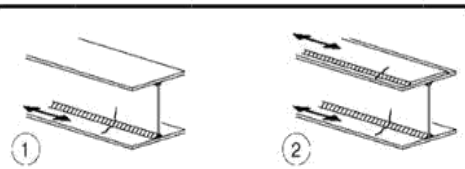
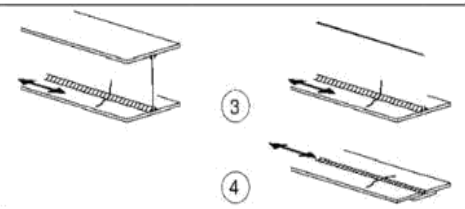
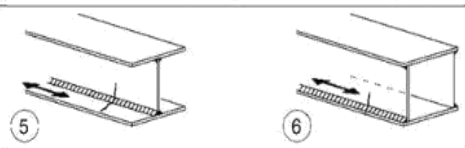
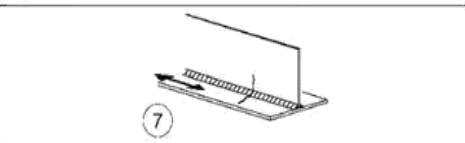
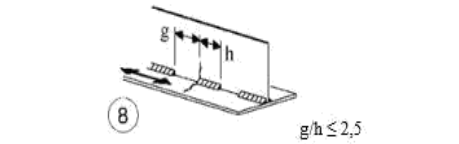
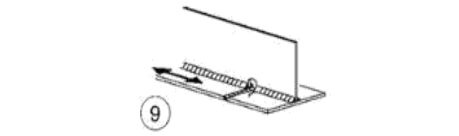
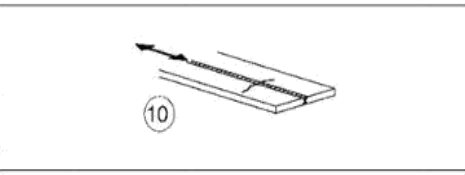
1. Βάγιας Ι.(2003). «Σιδηρές κατασκευές, ανάλυση και διαστασιολόγηση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας, Ι., Ηλιόπουλος, Ά., & Θανόπουλος, Π. (2016). Σχεδιασμός Σύμμικτων Γεφυρών από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα. 2016: Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Βάγιας Ι.(2018). «Σύμμικτες Κατασκευές από Χάλυβα και Οπλισμένο Σκυρόδεμα, 4η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
7. Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών,Τομέας Δομοστατικής,Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΕΜΠ,Παρουσιάσεις Μαθήματα Γεφυροποιϊα Ι (2019)
8. Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών,Τομέας Δομοστατικής,Σχολή Πολιτικών Μηχανικών , ΕΜΠ,Παρουσιάσεις Μαθήματα Γεφυροποιϊα ΙΙ (2020)
9. ΕΝ1990, Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
10. ΕΝ1991-1-1, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις – Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλιος 2002
11. ΕΝ1991-1-5, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 1-5: Γενικές Δράσεις – Θερμικές δράσεις, CEN, Βρυξέλλες, Νοέμβριος 2003.
12. ΕΝ1991-2, Ευρωκώδικας 1: Γενικές δράσεις, Μέρος 2: Φορτία κυκλοφορίας σε γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Σεπτέμβριος 2003.
13. ΕΝ1992-2-1, Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός των Κατασκευών από Σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια
14. ΕΝ1992-2-1, Ευρωκώδικας 2 : Σχεδιασμός των Κατασκευών από Σκυρόδεμα, Μέρος 1-1: Υλικά
15. ΕΝ1993-1-1, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Βρυξέλλες, Μάιος 2005.
16. ΕΝ1993-1-5, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-5: Μέλη από επίπεδα ελάσματα, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
17. ΕΝ1993-1-8, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN, Βρυξέλλες, Απρίλης 2004.
18. ΕΝ1993-1-9, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-9: Κόπωση
19. ΕΝ1993-1-11, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-11: Σχεδιασμός κατασκευών με εφελκυόμενα στοιχεία
20. ΕΝ1993-2, Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα, Μέρος 2: Χαλύβδινες γέφυρες, CEN, Βρυξέλλες, Οκτώβριος 2006.

Παράρτημα Α. Πίνακας κατηγοριών λεπτομερειών

Επίπεδα μέλη και κοχλιωτές συνδέσεις

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις	
160	**ΣΗΜΕΙΩΣΗ** Η καμπύλη αντοχής σε κόπωση που αντιστοιχεί στην κατηγορία 160 είναι η υψηλότερη. Καμιά λεπτομέρεια δεν μπορεί να επιτύχει καλύτερη αντοχή κόπωσης για οποιοδήποτε αριθμό κύκλων. 1 2 3	Ελατά και πρεσαριστά προϊόντα: 1) Ελάσματα και λάμες 2) Ελατές διατομές 3) Μη συγκολλητές ορθογωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές.	Λεπτομέρειες 1) έως 3): Αιχμηρές ακμές, επιφανειακά ελαττώματα και σφάλματα έλασης πρέπει να αφαιρούνται με λείανση μέχρις απομακρύνσεως και ομαλής μετάβασης.	
140	 4	Ελάσματα που κόβονται με ψαλιδισμό ή φλόγα: 4) Μηχανική κοπή υλικού με φλόγα ή ψαλιδισμό και ακόλουθος καθαρισμός. 5) Υλικό που κόβεται μηχανικά με φλόγα και με χείλη κοπής με ρηχές και κανονικές εγκοπές ή χειρωνακτική κοπή με φλόγα, και ακόλουθη επεξεργασία για την εξάλειψη ατελειών κοπής. Μηχανική κοπή υλικού με φλόγα κατά τις προδιαγραφές EN 1090.	4) Όλες οι οριστές εγκοπές στα άκρα θα εξαλείφονται. Οι περιοχές κοπής θα κατεργάζονται ή θα λειαίνονται και θα αφαιρούνται όλα τα γρέζια. Όλες οι μηχανικές εγκοπές π.χ. από λείανση, θα πρέπει να είναι παράλληλες στις τάσεις. Λεπτομέρειες 4) και 5): -Εισέχουσες γωνίες θα λειαίνονται (κλίση ≤ ¼) ή θα υπολογίζονται με κατάλληλους συντελεστές συγκέντρωσης τάσεων. -Όχι επιδιόρθωση με επανασυγκόλληση.	
125	 5			
100 m = 5	 6 7	6) και 7) Ελατά και πρεσαριστά προϊόντα όπως στις λεπτομ. 1), 2), 3)	Λεπτομέρειες 6) και 7): Η Δτ υπολογίζεται από: $\tau = \frac{V\,S(t)}{I\,t}$	
Για τις λεπτομέρειες 1 – 5 από αντιδιαβρωτικό χάλυβα να χρησιμοποιείται η αμέσως χαμηλότερη κατηγορία.				
112	 8	8) Συμμετρική διτμητη σύνδεση με προεντεταμένους κοχλίες υψηλής αντοχής.	8) Η Δσ να υπολογίζεται για την πλήρη διατομή.	Για κοχλιωτές συνδέσεις (Λεπτομ. 8) έως 13)) γενικά: Απόσταση από άκρο: $e_1 \geq 1{,}5\ d$ Απόσταση από παρειά: $e_2 \geq 1{,}5\ d$ Απόσταση: $p_1 \geq 2{,}5\ d$ Απόσταση: $p_2 \geq 2{,}5\ d$ Διαμόρφωση σύμφωνα με EN 1993-1-8, Σχήμα 3.1
		8) Συμμετρική διτμητη σύνδεση με κανονικούς κοχλίες.	8) ... πλήρη διατομή.	
90	 9	9) Δίτμητη σύνδεση με εφαρμοσμένους κοχλίες.	9) ... καθαρή διατομή.	
		9) Δίτμητη σύνδεση με μη προεντεταμένους ψεκασμένους κοχλίες.	9) ... καθαρή διατομή.	
	 10	10) Μονότμητη σύνδεση με προεντεταμένους κοχλίες υψηλής αντοχής.	10) ... πλήρη διατομή.	
		10) Μονότμητη σύνδεση με κανονικούς κοχλίες.	10) ... πλήρη διατομή.	
	 11	11) Δομικό στοιχείο με οπές υπό κάμψη και αξονική δύναμη	11) ... καθαρή διατομή.	
80	 12	12) Μονότμητη σύνδεση με εφαρμοσμένους κοχλίες.	12) ... καθαρή διατομή.	
		12) Μονότμητη σύνδεση με μη προεντεταμένους ψεκασμένους κοχλίες.	12) ... καθαρή διατομή.	
50	 13	13) Μονότμητη ή δίτμητη συμμετρική σύνδεση με μη προεντεταμένους κοχλίες σε κανονικές οπές. Όχι ανακύκλιση φορτίων.	13) ... καθαρή διατομή.	
50	Επίδραση πάχους για t > 30mm: $k_s=(30/t)^{0.35}$  14	14) Κοχλίες και ράβδοι υπό εφελκυσμό με σπείρωμα από έλαση ή κοπή. Για μεγάλες διαμέτρους (αγκύρια) η επίδραση πάχους λαμβάνεται υπόψη με τον k_s.	14) Η Δσ υπολογίζεται με την εφελκυόμενη διατομή του κοχλία. Εφελκυσμός και κάμψη λόγω δυνάμεων μοχλού ή κάμψη από άλλες αιτίες πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Για προεντεταμένους κοχλίες, η απομείωση του εύρους τάσεων μπορεί να λαμβάνεται υπόψη.	
100 m=5	 15	Μονότμητοι ή δίτμητοι κοχλίες Σπείρωμα όχι στην επιφ. διάτμ. 15) -Εφηρμοσμένοι κοχλίες -Κανονικοί κοχλίες χωρίς ανακύκλιση φορτίων (ποιότητος 5.6, 8.8 ή 10.9)	15) Η Δτ υπολογίζεται με τη διατομή κορμού του κοχλία.	

Συγκολλητές διατομές

Κατηγορία λεπτομερ.	Κατασκευαστική λεπτομέρεια	Περιγραφή	Απαιτήσεις
125		Συνεχείς διαμήκεις ραφές: 1) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές. 2) Αυτόματες εξωραφές. Έλεγχος αρμοκαλύπτρων βάσει λεπτομ. 6) ή 7) του Πίνακα 8.5.	Λεπτομέρειες 1) και 2): Απαγορεύεται θέση αρχής/τέλους εκτός εάν η επισκευή γίνεται από ειδικό και ακολουθεί έλεγχος καλής εκτέλεσης της επισκευής.
112		3) Αυτόματες αμφίπλευρες εσωραφές ή εξωραφές με ενδιάμεσες στάσεις. 4) Αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές, με συνεχές υπόθεμα, αλλά χωρίς ενδιάμεσες στάσεις.	4) Όταν η λεπτομέρεια αυτή έχει ενδιάμεσες στάσεις να χρησιμοποιείται η κατηγορία 100.
100		5) Χειροποίητες εσωραφές ή εξωραφές. 6) Χειροποίητες ή αυτόματες μονόπλευρες εσωραφές, ειδικά για κλειστές διατομές	5), 6) Απαιτείται τέλεια συναρμογή πέλματος-κορμού. Προετοιμασία ακμής κορμού ώστε να φαίνεται και να πληρώνεται επαρκώς η ρίζα για την αποφυγή τοπικής αστοχίας.
100		7) Χειροποίητες ή αυτόματες εσωραφές ή εξωραφές για κατηγορίες 1) έως 6).	7) Η αρχική κατηγορία μπορεί να αποκατασταθεί με λείανση από ειδικό για την εξάλειψη όλων των εμφανών ατελειών και επαρκή έλεγχο.
80		8) Διακοπτόμενες διαμήκεις εξωραφές.	8) Η Δσ βασίζεται στην ορθή τάση του πέλματος.
71		9) Διαμήκεις εσωραφές, εξωραφές ή διακοπτόμενες ραφές με οπή συναρμογής ύψους όχι μεγαλύτερου από 60mm. Για οπές συναρμογής με ύψος > 60 mm βλ. λεπτ. 1) στον Πίνακα 8.4	9) Η Δσ βασίζεται στην ορθή τάση του πέλματος.
125		10) Διαμήκεις εσωραφές, αμφίπλευρη έγκαυση ρίζας παράλληλα στο φορτίο, 100% NDT	
112		10) Χωρίς λείανση και ενδιάμεσες στάσεις	
90		10) με ενδιάμεσες στάσεις	
140		11) Διαμήκεις αυτόματες εξωραφές με ή χωρίς ενδιάμεσες στάσεις σε κοΐλες διατομές	11) Ελεύθερες ατελειών πέραν των ανοχών της EN 1090. Πάχος τοιχώματος t ≤ 12,5 mm.
125		11) Διαμήκεις αυτόματες εξωραφές με ή χωρίς ενδιάμεσες στάσεις σε κοΐλες διατομές	11) Πάχος τοιχώματος t > 12,5 mm.
90		11) με ενδιάμεσες στάσεις	
Για τις λεπτομέρειες 1 έως 11 με πλήρως μηχανική μόρφωση ραφών ισχύουν τα ανάλογα των κατηγοριών με αυτόματη μόρφωση ραφών.			

Παράρτημα Β. Αδρανειακά μεγέθη

Ανοίγματα								
Q	n	A1,L	z1,L	I1,L	Wco	Wcu	Wao	Wau
1	5.675676	4625.452	73.60192	66063305	5094350	7714797	1359274	226711.5
3	5.675676	5227.452	95.24662	98623485	5876901	7968425	1403961	365606.1
G∞	n	A1,L	z1,L	I1,L	Wco	Wcu	Wao	Wau
1	15.05321	2636.062	119.7145	52927176	6655202	8411850	558807.7	215777.8
3	15.05321	3496.585	136.2076	80815511	7352761	9005698	726708.7	353226.3
S∞	n	A1,L	z1,L	I1,L	Wco	Wcu	Wao	Wau
1	12.39244	2894.585	110.1389	55646934	6261200	8099726	653601.9	218342.2
3	12.39244	3496.585	136.2076	80815511	7352761	9005698	726708.7	353226.3
Στήριξη		A2,L	z2,L	I2,L			Wao	Wau
2		3764.715	193.7301	85971693			509522	501966.1