

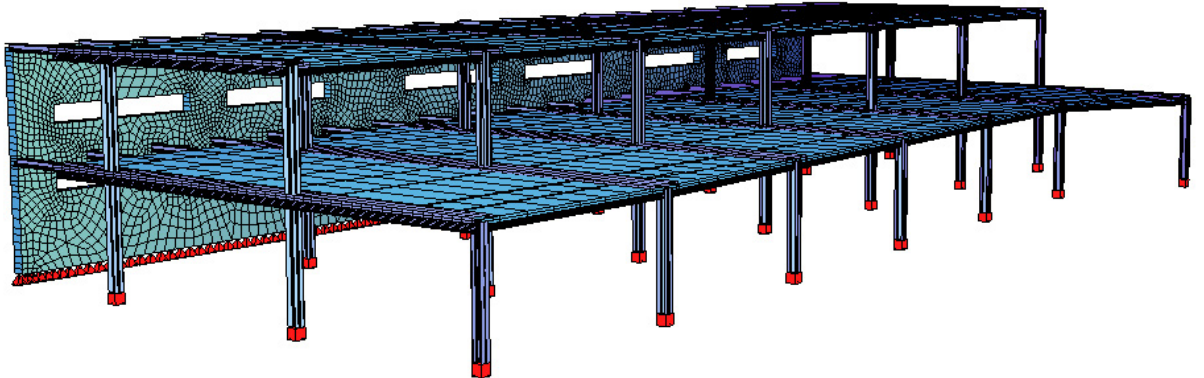


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΧΟΛΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΑΠΟ ΣΥΜΜΙΚΤΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Εμμανουήλ Α. Ελένας

Επιβλέπων Καθηγητής: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/39

Ελένας Ε. Α. (2016).
Στατική και αντισεισμική μελέτη σχολικού κτηρίου από σύμμικτη κατασκευή
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/39
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Elenas E. A. (2016).
Structural and seismic design of a schoolhouse with composite construction
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/39
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract	4
Ευχαριστίες	5
1 Εισαγωγή	7
1.1 Τεχνική περιγραφή	7
1.2 Παρουσίαση λογισμικού	9
1.3 Υλικά	10
1.3.1 Δομικός χάλυβας	10
1.3.2 Σκυρόδεμα και χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος	10
1.3.3 Κοχλίες	11
2 Φορτία – Συνδυασμοί Φορτίσεων	13
2.1 Γενικά	13
2.2 Μόνιμες δράσεις	13
2.3 Μεταβλητές δράσεις	13
2.3.1 Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια	13
2.3.2 Φορτία χιονιού	14
2.3.3 Φορτία Ανέμου	14
2.3.4 Σεισμικά Φορτία	21
2.3.5 Συνδυασμοί δράσεων	26
3 Σχεδιασμός της κατασκευής	29
3.1 Γενικά	29
3.2 Στοιχεία φέροντος οργανισμού	29
3.2.1 Σύμμικτες πλάκες	29
3.2.2 Κύριες Δοκοί	29
3.2.3 Δευτερεύουσες Δοκοί	30
3.2.4 Υποστυλώματα	30
3.2.5 Σύστημα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας	30
3.3 Περιγραφή ελέγχων	30
3.4 Κατάταξη διατομών	31
4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα	35
4.1 Προσομοίωμα ανάλυσης	35
4.2 Διαστασιολόγηση	36
4.2.1 Σύμμικτη πλάκα	37
4.2.2 Δευτερεύουσες Δοκοί	39
4.2.3 Κύριες δοκοί	47
4.2.4 Υποστυλώματα	53
4.2.5 Διαστασιολόγηση διαδρόμου	61
4.2.6 Τοιχίο	62
4.2.7 Πλάκες από γυαλί	63
4.2.8 Αποτελέσματα υποπρογράμματος AqB	66
5 Αντισεισμικός σχεδιασμός	69
5.1 Δυναμική φασματική ανάλυση	69
5.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	72
5.3 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης	72
5.4 Ικανοτικός σχεδιασμός	73

6	Συνδέσεις.....	77
6.1	Γενικά.....	77
6.2	Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με κύρια δοκό.....	77
6.3	Σύνδεση κυριών δοκών-υποστυλώματος.....	80
6.3.1	Σύνδεση ροπής HEA 180 - IPE 400.....	80
6.3.2	Σύνδεση ροπής HEA 240 - HEB 260.....	81
6.4	Έδραση υποστυλώματος.....	83
7	Ανάλωση υλικού.....	85
8	Βιβλιογραφία.....	87
	Παράρτημα Α. Μεταλλότυποι της κατασκευής.....	88
	Παράρτημα Β. Σχέδια συνδέσεων.....	91
	Παράρτημα Γ. Θεμέλιο.....	96

Στατική και αντισεισμική μελέτη σχολικού κτηρίου από σύμμικτη κατασκευή

Ελένας Ε. Α. (Επιβλέπων Καθηγητής: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση ενός σχολικού κτηρίου, το οποίο αποτελείται από 2 ορόφους και είναι μη κανονικό τόσο σε κάτοψη όσο και καθ' ύψος. Στη μελέτη χρησιμοποιήθηκαν σύμμικτες και χαλύβδινες διατομές. Η ανάλυση έγινε με τη χρήση του προγράμματος SOFiSTiK 2014 με βάση τους Ευρωκώδικες 0, 1, 3, 4, 8 και τα αντίστοιχα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Η εργασία αποτελείται από 8 Κεφάλαια τα οποία συνοπτικά περιγράφονται παρακάτω.

Στο 1ο Κεφάλαιο περιγράφεται η κατασκευή που μελετάται και παρουσιάζεται το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε.

Στο 2ο Κεφάλαιο υπολογίζονται τα φορτία που δρουν στο κτήριο σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας καθώς και οι συνδυασμοί φορτίσεων που χρησιμοποιήθηκαν για την διαστασιολόγηση και τον έλεγχο της κατασκευής.

Στο 3ο Κεφάλαιο περιγράφονται τα επιμέρους στοιχεία του φέροντα οργανισμού και η λειτουργία που αυτά επιτελούν.

Στο 4ο Κεφάλαιο περιγράφεται το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση καθώς επίσης και οι έλεγχοι των δομικών στοιχείων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

Στο 5ο Κεφάλαιο υλοποιείται ο αντισεισμικός σχεδιασμός του κτηρίου. Πραγματοποιείται δυναμική ανάλυση του φορέα και εξετάζεται η επιρροή φαινομένων 2ας τάξης καθώς και ο έλεγχος σχετικών μετακινήσεων των ορόφων. Επιπλέον, εξετάζεται η ικανοποίηση του ικανοτικού ελέγχου των υποστυλωμάτων.

Στο 6ο Κεφάλαιο υπολογίζονται οι συνδέσεις με το πρόγραμμα SteelCon. Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι τυπικές συνδέσεις δοκού με δοκό, δοκού με υποστύλωμα και η έδραση υποστυλώματος.

Στο 7ο Κεφάλαιο υπολογίζεται το βάρος των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

Στο 8ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται η βιβλιογραφία στην οποία βασίστηκε η διπλωματική εργασία.

Τέλος, στα Παραρτήματα παρατίθενται οι μεταλλότυποι του κτηρίου καθώς και οι σχεδιαστικές λεπτομέρειες των συνδέσεων.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2016/39

Structural and seismic design of a schoolhouse from composite construction

Elenas E. A. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The purpose of the present diploma thesis is the study and the design of a school building which consists of 2 floors and is irregular in plan and in elevation. In the design procedure, steel and composite sections were used. SOFiSTiK 2014 was used in the analysis, based on the Eurocodes 0, 1, 3, 4, 8 and the Greek National Annexes. The diploma thesis consists of 8 Chapters which are briefly described below.

In Chapter 1, a general description of the building and the program used in the analysis is given.

In Chapter 2, the loads that act on the building, the relevant safety factors and the combinations used in the design are calculated according to Eurocode 1.

In Chapter 3, the elements of the structure and their role are described.

In Chapter 4, the simulation of the building is described along with the results of the ultimate limit state and serviceability limit state tests for every element.

In Chapter 5, the seismic design takes place. The dynamic analysis of the structure is accomplished and the second-order effects along with the drifts of the floors are controlled.

In Chapter 6, the connection joints are designed with the use of SteelCon. Some of the typical connections like beam to beam, beam to column and the support of the column are presented.

In Chapter 7, the weight of the structural elements of the building is calculated.

In Chapter 8, the diploma thesis is summarized and the conclusions are detailed.

In the Annex, the construction details of the connections are displayed.

Ευχαριστίες

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους τους ανθρώπους οι οποίοι συνετέλεσαν, ο καθένας με τον τρόπο του, στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Ευχαριστώ ιδιαίτερος τον επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Ιωάννη Βάγια για την τόσο σημαντική βοήθεια και την ουσιαστική καθοδήγησή του. Οι καίριες παρατηρήσεις του τόσο σε θεωρητικό όσο και σε πρακτικό επίπεδο, συνέβαλαν αποφασιστικά στην ολοκλήρωση της διπλωματικής εργασίας.

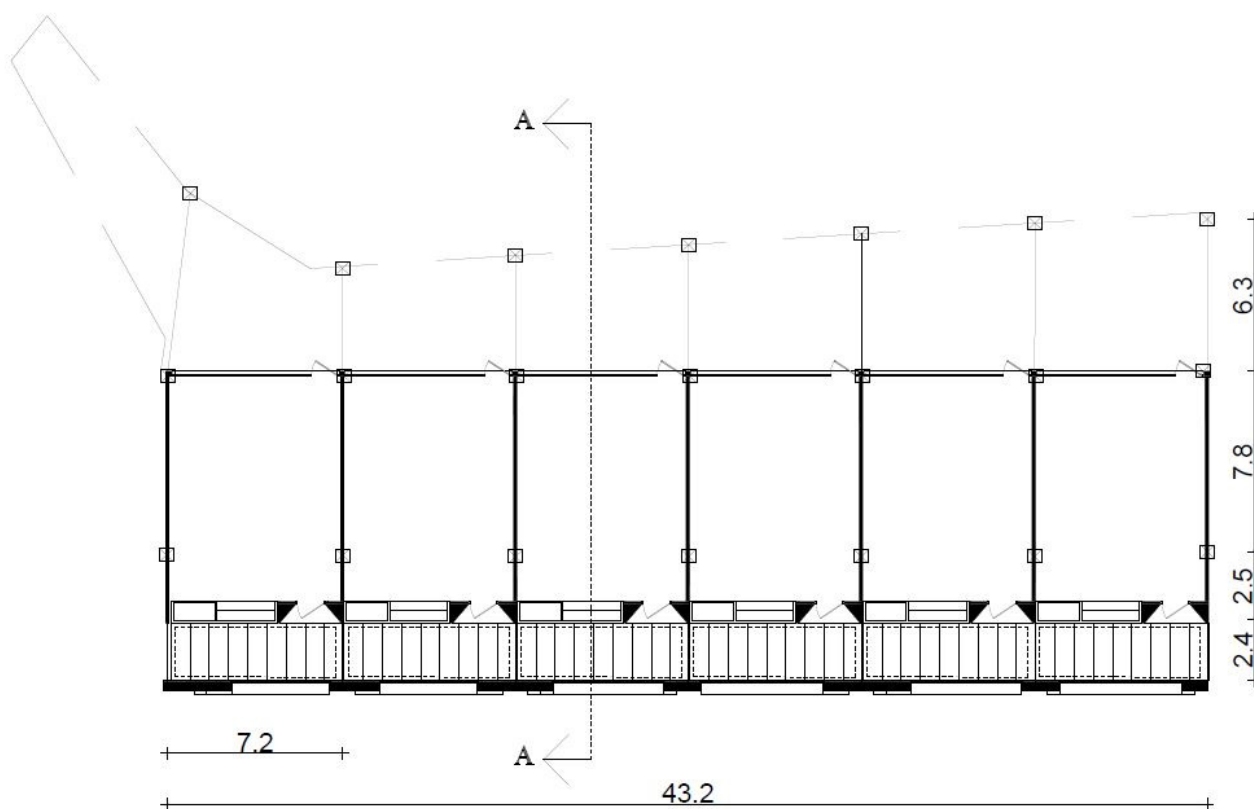
Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τον Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη και τον Λέκτορα κ. Παύλο Θανόπουλο για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της παρούσας εργασίας καθώς και για την ενασχόλησή τους με αυτήν.

Για την ανεκτίμητη υλική, αλλά κυρίως ηθική συμπαράσταση που μου προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την οικογένειά μου. Κλείνοντας, ευχαριστώ πολύ τους φίλους μου που υπήρξαν συνοδοιπόροι και συμπαραστές καθιστώντας το «ταξίδι» προς τη γνώση ευχάριστο και συντροφικό.

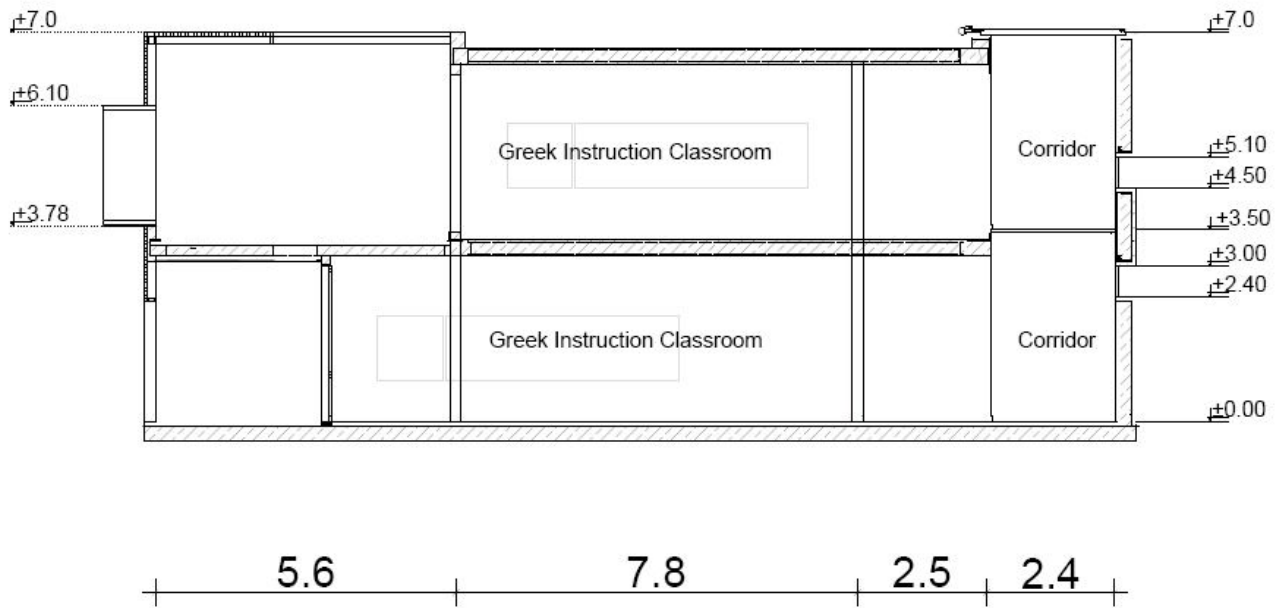
1 Εισαγωγή

1.1 Τεχνική περιγραφή

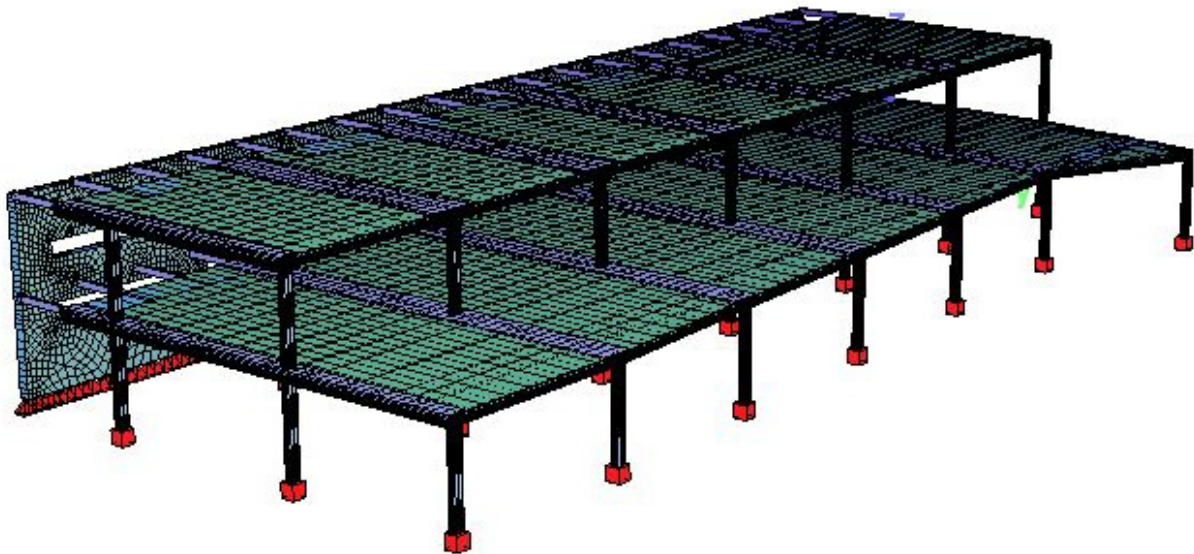
Η κατασκευή που μελετάται στην παρούσα διπλωματική εργασία είναι ένα διώροφο σχολικό κτήριο με 12 αίθουσες διδασκαλίας. Το εμβαδό του πρώτου ορόφου είναι 808 m^2 και του δεύτερου 566 m^2 , ενώ το ύψος κάθε ορόφου είναι 3.5 m . Επίσης υπάρχει διάδρομος πλάτους 2.4 m από γυαλί που στηρίζεται στο κτήριο από τη μια πλευρά και σε τοίχιο από οπλισμένο σκυρόδεμα πάχους 0.4 m από την άλλη. Στο Σχήμα 1.1 φαίνεται σε σκαρίφημα η κάτοψη του δεύτερου ορόφου της κατασκευής, στο Σχήμα 1.2 η τομή A-A, στο Σχήμα 1.3 η τριδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής και στα Σχήματα 1.4 και 1.5 η βόρεια και δυτική όψη του κτηρίου. Η αρχιτεκτονική μελέτη είναι αυτή που ορίζει σε αρχικό στάδιο τις θέσεις των δοκών και των υποστυλωμάτων, τις στάθμες των ορόφων, τις θέσεις των τοίχων και των ανοιγμάτων.



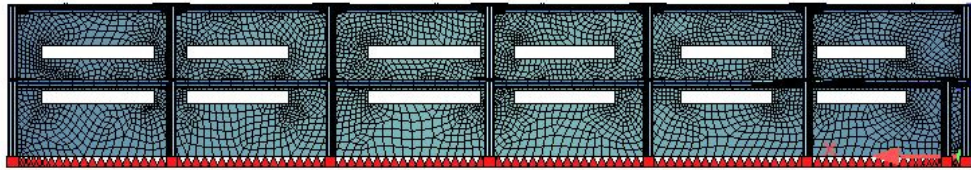
Σχήμα 1.1 Κάτοψη του κτηρίου (διαστάσεις σε [m])



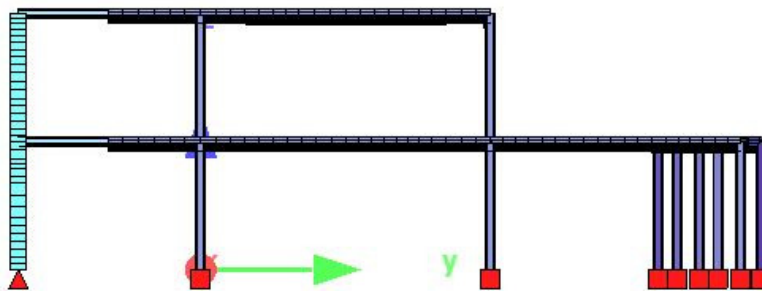
Σχήμα 1.2 Τομή A-A (διαστάσεις σε [m])



Σχήμα 1.3 Τριδιάστατη απεικόνιση κατασκευής



Σχήμα 1.3 Βόρεια όψη της κατασκευής



Σχήμα 1.4 Δυτική όψη της κατασκευής

1.2 Παρουσίαση λογισμικού

Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διπλωματική εργασία για το σχεδιασμό και την ανάλυση της κατασκευής είναι το SOFiSTiK 2014 σε συνεργασία με το γραφικό περιβάλλον του Autocad 2014 μέσω του Sofiplus-X 2014. Το SOFiSTiK αποτελεί ένα λογισμικό για τη στατική και δυναμική ανάλυση κατασκευών το οποίο στηρίζεται στη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και παρέχει πληθώρα δυνατοτήτων στον μελετητή. Πρόκειται για μια σειρά υποπρογραμμάτων που συνεργάζονται μεταξύ τους κάτω από μια κοινή βάση δεδομένων. Σε κάθε στάδιο ο χρήστης έχει πλήρη εποπτεία των δεδομένων και των αποτελεσμάτων με σημαντικά περιθώρια παραμετροποίησης κάτι που απαιτεί προσεκτική μελέτη των παραδοχών και διεξοδικό έλεγχο στην εισαγωγή δεδομένων, καθώς μια παράλειψη μπορεί να οδηγήσει σε αποτελέσματα που απέχουν από την πραγματική συμπεριφορά της κατασκευής. Τα σημαντικότερα υποπρογράμματα που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα εξής:

1. Aqua: Εισαγωγή της γεωμετρίας και του υλικού των διατομών που χρησιμοποιούνται στο προσομοίωμα της κατασκευής και υπολογισμός των απαραίτητων μεγεθών όπως, ροπή αδράνειας, εμβαδόν και ροπές αντίστασης. Περιλαμβάνει βάση δεδομένων τυποποιημένων πρότυπων διατομών.
2. Sofiplus-x: Εισαγωγή της γεωμετρίας του φορέα και των φορτίων που τον καταπονούν. Έγινε περαιτέρω επεξεργασία της προσομοίωσης μέσω του Teddy.
3. Ase: Στατική ανάλυση του φορέα.
4. Maxima: Δημιουργία των συνδυασμών των φορτίσεων καθώς και των περιβαλουσών για τα στατικά αλλά και τα σεισμικά φορτία και εντοπισμός των δυσμενέστερων εντατικών και παραμορφωσιακών μεγεθών.
5. Dyna: Δυναμική ανάλυση του φορέα, εύρεση ιδιομορφών.
6. : Διαστασιολόγηση των διατομών που σχεδιάστηκαν με το Aqua.

7. Bdk: Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σε μέλη αποτελούμενα από μεταλλικές διατομές.
8. Bemess: Διαστασιολόγηση επιφανειακών φορέων.

1.3 Υλικά

1.3.1 Δομικός χάλυβας

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε στα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι κατηγορίας S355, κατά το Πρότυπο EN 10025-2, με τα όρια διαρροής και θραύσης που παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.1.

Πίνακας 1.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$t \geq 40$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
S355	355	510	355	470

Οι τιμές σχεδιασμού για τα κύρια χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι τα ακόλουθα:

Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Μέτρο διάτμησης:	$G = 81000 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson:	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$
Συντελεστής ασφαλείας:	$\gamma_M = 1.0$

1.3.2 Σκυρόδεμα και χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε είναι C20/25, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, με τις τιμές αντοχής και μέτρου ελαστικότητας που παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.2.

Πίνακας 1.2 Τιμές αντοχών σκυροδέματος [MPa]

Ποιότητα σκυροδέματος	f_{ck}	$f_{ck,cube}$	f_{cm}	f_{ctm}	$f_{ctk 0.05}$	$f_{ctk 0.95}$
C20/25	20	25	28	2.2	1.5	2.9

Οι τιμές σχεδιασμού για τα κύρια χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων, τα οποία χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι τα ακόλουθα:

Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 29000 \text{ N/mm}^2$
Λόγος Poisson:	$\nu = 0.2$
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
Συντελεστής ασφαλείας:	$\gamma_M = 1.5$

Ο οπλισμός του σκυροδέματος είναι κατηγορίας S500 σύμφωνα με την ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10080 και τις ελληνικές προδιαγραφές ΕΛΟΤ 959, με όριο διαρροής $f_y = 500$ MPa και συντελεστή ασφαλείας $\gamma_M = 1.15$.

1.3.3 Κοχλίες

Οι ποιότητες των κοχλιών καθορίζεται από το Πρότυπο ISO R989. Οι χαρακτηριστικές τιμές για το όριο διαρροής f_{yb} και τη εφελκυστική αντοχή f_{ub} δίνονται στον Πίνακα 1.3. Η ποιότητα συμβολίζεται με δύο αριθμούς ως εξής:

1ος αριθμός: 1/100 της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} [MPa]

2ος αριθμός: ο λόγος του ορίου διαρροής προς την εφελκυστική αντοχή x 10

Πίνακας 1.3 Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής για κοχλίες

Ποιότητα κοχλιών	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [MPa]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [MPa]	400	400	500	500	600	800	1000

2 Φορτία – Συνδυασμοί Φορτίσεων

2.1 Γενικά

Ο έλεγχος των κατασκευών επιτυγχάνεται με τη χρήση των «καταστάσεων σχεδιασμού» έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία τους συνδυασμούς φορτίσεων στους οποίους εκτίθεται η κατασκευή. Ορίζονται 2 οριακές καταστάσεις:

1. Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ΟΚΑ)
2. Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (ΟΚΛ)

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες πέρα των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής δηλαδή προκύπτουν μεγάλες παραμορφώσεις, μετακινήσεις ή και ταλαντώσεις ενοχλητικές προς τους ένοικους.

Σύμφωνα με τον κανονισμό οι δράσεις που εφαρμόζονται σε μια κατασκευή ταξινομούνται ως προς τον χρόνο ως εξής:

1. Μόνιμες (G) (permanent), π.χ. ίδια βάρη κατασκευής, βάρη επικαλύψεων κ.λπ.
2. Μεταβλητές (Q) (variable), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία δαπέδων, φορτία χιονιού και ανέμου κ.λπ.
3. Τυχηματικές (A) (accidental), π.χ. σεισμός, εκρήξεις, πυρκαγιά κ.λπ.

2.2 Μόνιμες δράσεις

Μόνιμες είναι οι δράσεις οι οποίες μπορούν να θεωρηθούν σταθερές ή περίπου σταθερές καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Οι τιμές των μόνιμων φορτίων που δρουν στον φορέα είναι:

1. Ίδια βάρη κατασκευής υπολογίστηκε αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης
2. Βάρη επικαλύψεων ορόφου και δώματος $g_{πλ} = 2.3 \text{ kN/m}^2$

2.3 Μεταβλητές δράσεις

Μεταβλητές είναι οι δράσεις στις οποίες υπάρχει μεταβολή της τιμής τους στη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Τέτοιες δράσεις είναι τα επιβαλλόμενα φόρτια σε πατώματα κτηρίων, φορτία χιονιού και ανέμου.

2.3.1 Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια

Σύμφωνα με το Μέρος 1-1 του EN 1991 (Ευρωκώδικας 1) η κατηγορία του κτηρίου είναι C1 (επιφάνειες με τραπέζια: σχολεία, αναγνωστήρια). Σε αυτή την κατηγορία αντιστοιχεί κινητό φορτίο δαπέδου $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ το οποίο χρησιμοποιήθηκε και στο δώμα για λόγους ασφαλείας. Στο διάδρομο η τιμή του κινητού φορτίου είναι $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$ [5].

2.3.2 Φορτία χιονιού

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται με βάση τις διατάξεις του EN 1991-1-3 [6]. Το χιόνι θεωρείται μια στατική δράση μεταβλητή ως προς το χρόνο αλλά σταθερή ως προς το χώρο που επηρεάζεται από τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες και την έκθεση στον άνεμο [4]. Η τιμή του φορτίου για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές προσδιορίζεται από την σχέση:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2.1)$$

Όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής του χιονιού,

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου του χιονιού επί του εδάφους,

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης (για κανονικές συνθήκες $C_e = 1.0$),

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής (για κανονικές συνθήκες $C_t = 1.0$).

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στην στάθμη της θάλασσας.

1. Ζώνη I ($s_{k,0} = 0.4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
2. Ζώνη II ($s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη Χώρα.
3. Ζώνη III ($s_{k,0} = 1.7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Η περιοχή της κατασκευής κατατάσσεται στην Ζώνη II άρα $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$. Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου του χιονιού συναρτήσει της Ζώνης και του υψομέτρου $A=100 \text{ m}$ δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \cdot \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) = 0.8 \cdot \left(1 + \left(\frac{100}{917}\right)^2\right) = 0.81 \text{ kN/m}^2$$

Για κανονικές συνθήκες, ο συντελεστής έκθεσης και ο θερμικός συντελεστής λαμβάνουν την τιμή 1.0, ενώ για μονοκλινείς στέγες με γωνία $\alpha = 0^\circ$ (οριζόντια στέγη) ο συντελεστής μορφής παίρνει την τιμή $\mu_i = 0.8$. Από την σχέση (2.1) προκύπτει:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.81 = 0.65 \rightarrow 0.7 \text{ kN/m}^2$$

2.3.3 Φορτία Ανέμου

Τα φορτία ανέμου υπολογίζονται για κατασκευές ύψους μέχρι 200 m με βάση τις διατάξεις του EN 1991-1-4 [7]. Ο άνεμος είναι μια μεταβλητή δράση που προκαλεί πιέσεις και υποπιέσεις στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής. Βασική παράμετρος της τιμής του φορτίου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Άλλοι παράγοντες που επηρεάζουν την τιμή της ασκούμενης πίεσης είναι η τοπογραφία της περιοχής, το ύψος της κατασκευής, την τραχύτητα του εδάφους, η ύπαρξη γειτονικών κτηρίων, το σχήμα και οι διαστάσεις της κατασκευής [4]. Παρακάτω προσδιορίζονται τα απαραίτητα μεγέθη για τον υπολογισμό του φορτίου ανέμου, δηλαδή η πίεση που προκύπτει από την ταχύτητα αιχμής, ο συντελεστής τραχύτητας, ο δυναμικός συντελεστής και η τελική εξωτερική πίεση. Η εσωτερική πίεση δεν λαμβάνεται υπόψη καθώς θεωρείται αμελητέα.

Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.2)$$

όπου:

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1.0),

c_{season} είναι ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1.0),

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα η τιμή αυτή είναι 33 m/s για τα παράλια και 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Από την σχέση (2.2) προκύπτει $v_b = v_{b,0} = 27$ m/s

Βασική πίεση q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 27^2 = 0.456 \text{ kN/m}^2$$

όπου ρ , η πυκνότητα του αέρα ίση με 1.25 kg/m³

Κατηγορία εδάφους

Πίνακας 2.1 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ	z_0 [m]	z_{min} [m]
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θαλάσσης	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δένδρα, κτήρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστηση ή με κτήρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτήρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m	1.0	10

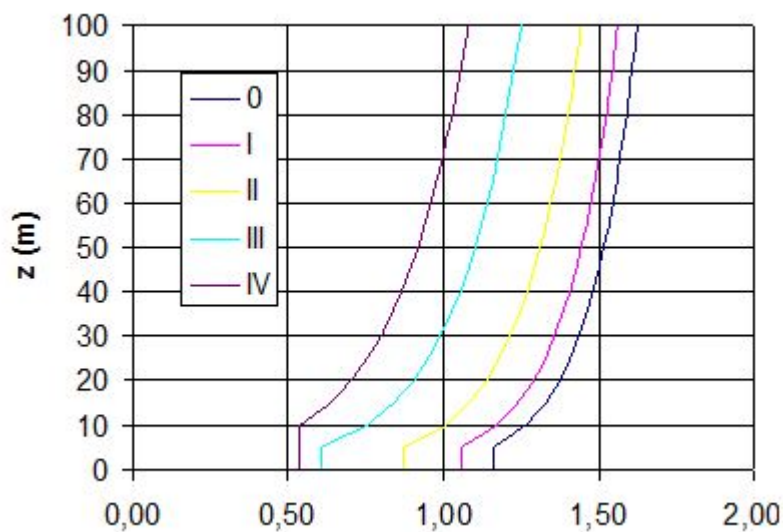
Το κτήριο μελέτης ανήκει στην κατηγορία IV.

Ύψος αναφοράς z

Η πίεση γενικώς μεταβάλλεται με το ύψος z, ωστόσο στους υπολογισμούς λαμβάνεται σταθερή κατά τμήματα των επιφανειών που δρα το φορτίου του ανέμου. Συνήθως, το ύψος αναφοράς είναι ίσο με την απόσταση του υψηλότερου σημείου κάθε τμήματος από το επίπεδο αναφοράς, οπότε εδώ παίρνει την τιμή 7 m.

Συντελεστές τοπικής διαμόρφωσης και έκθεσης

Ο συντελεστής τοπικής διαμόρφωσης ή συντελεστής ανάγλυφου $c_o(z)$ λαμβάνει υπόψη την αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου που παρατηρείται σε κοιλάδες ή χαράδρες. Εδώ η τιμή του είναι 1.0. Ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ για επίπεδο έδαφος όπου $c_o(z)=1.0$ δίνεται σε διάγραμμα (Σχήμα 2.1) ως συνάρτηση του ύψους z και της κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 2.1 Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$

Από το διάγραμμα προκύπτει $c_e(z) = 1.3$

Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z, η οποία περιλαμβάνει τις διακυμάνσεις της ταχύτητας, δίνεται από την σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b = 1.3 \cdot 0.456 = 0.6 \text{ kN/m}^2$$

Συντελεστές εξωτερική πίεσης c_{pe}

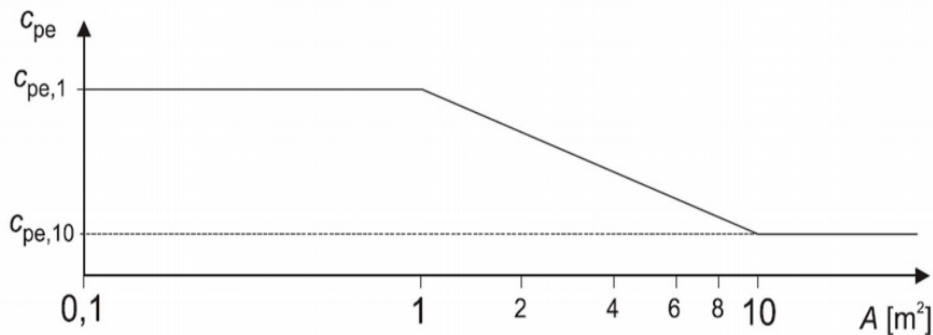
Οι συντελεστές πίεσης λαμβάνουν υπόψη τις διαστάσεις και το σχήμα της προσβαλλόμενης επιφάνειας ώστε να υπολογιστεί η πίεση πάνω στα επιμέρους τμήματα της επιφάνειας από την πίεση αιχμής. Στο Σχήμα 3.2 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της

μεταβολής της πίεσης c_{pe} συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας A . Όπως προκύπτει από το σχήμα:

$$\text{Για } A \leq 1\text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad c_{pe} = c_{pe,1}$$

$$\text{Για } 1\text{ m}^2 \leq A \leq 10\text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \cdot \log A$$

$$\text{Για } A \geq 10\text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad c_{pe} = c_{pe,10}$$



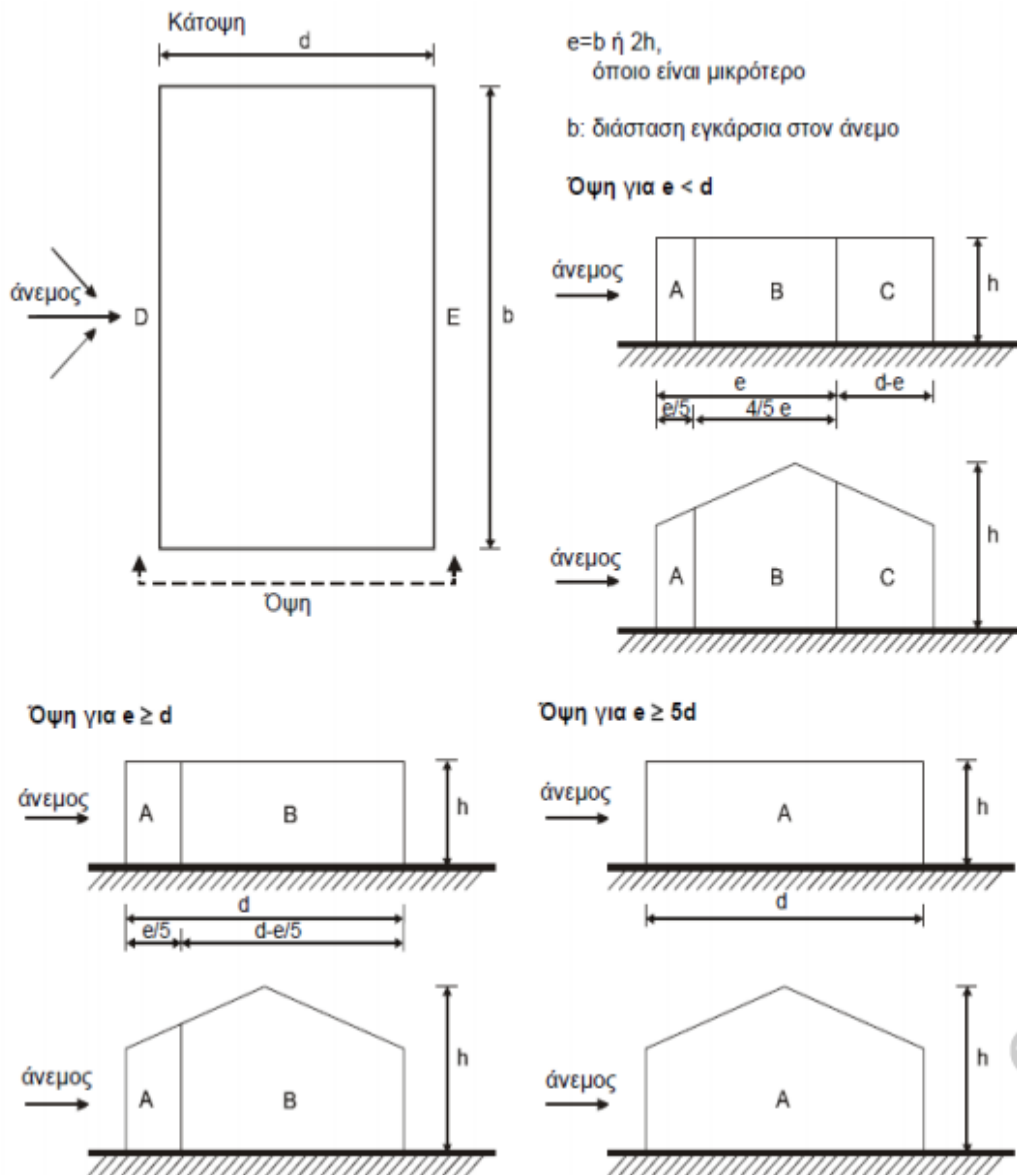
Σχήμα 2.2 Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης, συναρτήσει της επιφάνειας A

Πιέσεις σε κατακόρυφους τοίχους κτηρίου με ορθογωνική κάτοψη

Ο προσδιορισμός του ύψος αναφοράς για τους προσήνεμους τοίχους γίνεται ανάλογα με τη σχέση ύψους h και πλάτους b του κτηρίου. Για τον υπήνεμο και τους παράπλευρους τοίχους, το ύψος αναφοράς z_e λαμβάνεται ίσο με το ύψος του κτηρίου. Έτσι, για τιμές $h \leq b$ ($h = 7$ m και $b = 43.2$ m και 17 m) ισχύει $z_e = h = 7$ m. Στη συνέχεια, προσδιορίζονται τα τμήματα A, B, C, D, E, οι διαστάσεις των οποίων φαίνονται στο Σχήμα 2.3 και οι αντίστοιχοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	



Σχήμα 2.3 Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους

Άνεμος κατά διεύθυνση X:
 $h = 7 \text{ m}$, $b = 43.2 \text{ m}$, $h/b = 0.162 \text{ m}$ και $d = 17 \text{ m}$

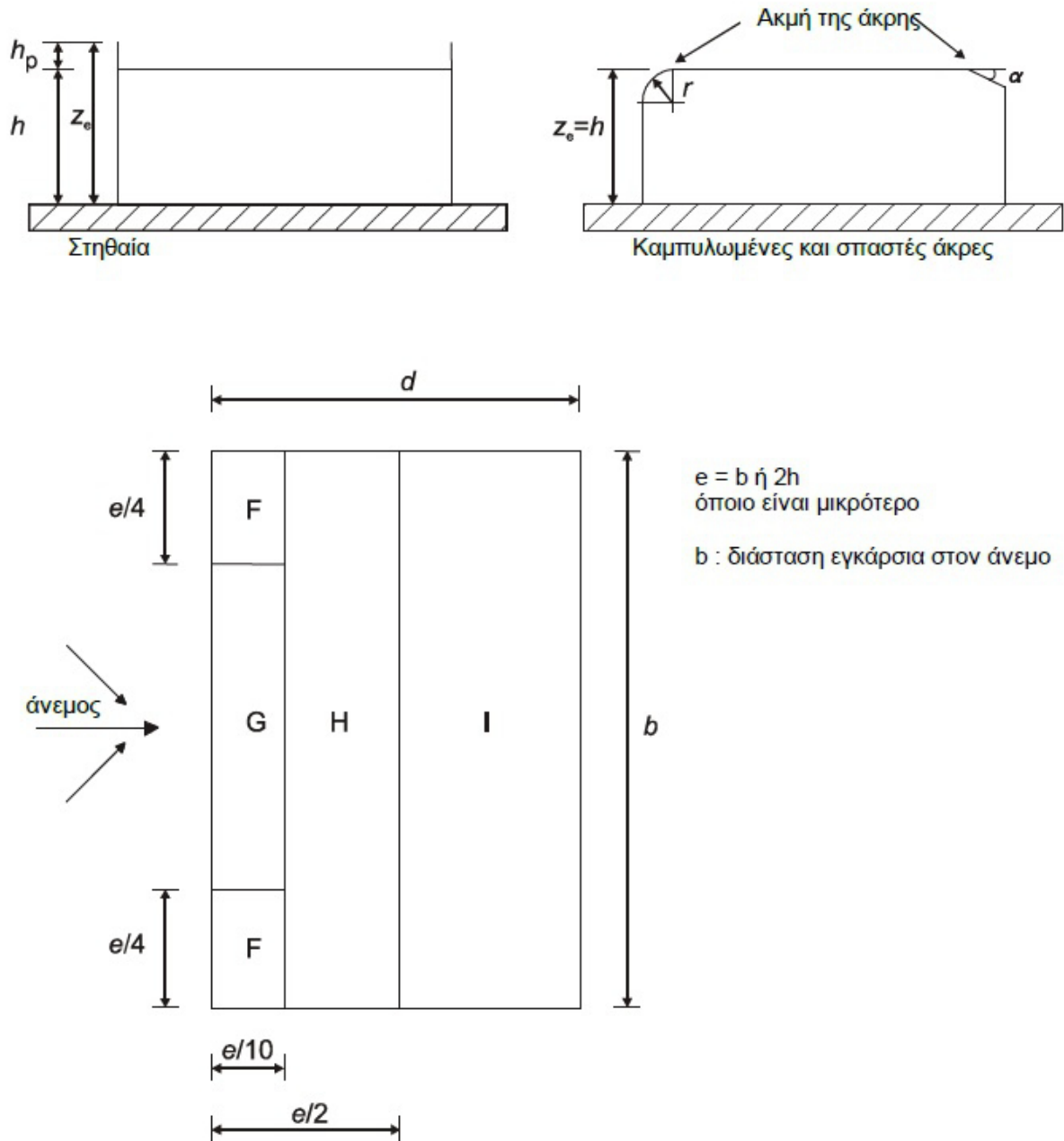
Άνεμος κατά διεύθυνση Y:
 $h = 7 \text{ m}$, $b = 17 \text{ m}$, $h/b = 0.411 \text{ m}$ και $d = 43.2 \text{ m}$

Πίνακας 2.3 Τιμές συντελεστών

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
0.162	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	-0.5	+0.7	+1.0	-0.3	-0.3
0.411	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5	-0.5	+0.725	+1.0	-0.35	-0.35

Πιέσεις σε οριζόντια στέγη κτηρίου με ορθογωνική κάτοψη

Όμοια με πριν, προσδιορίζονται τα τμήματα F, G, H, I, της στέγης καθώς και οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης αυτών. Οι διαστάσεις των τμημάτων φαίνονται στο Σχήμα 2.4 και οι τιμές των συντελεστών για οριζόντια στέγη στον Πίνακα 2.4.



Σχήμα 2.4 Συμβολισμοί για οριζόντιες στέγες

Πίνακας 2.4 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

ΤΥΠΟΣ ΣΤΕΓΗΣ		ΖΩΝΗ							
		F		G		H		I	
		C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,2	
Με στηθαία	$h_p/p = 0.025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2		
	$h_p/p = 0.05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2		
	$h_p/p = 0.10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2		
Καμπύλ-α άκρα	$r/h = 0.05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4			
	$r/h = 0.10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3			
	$r/h = 0.20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3			
Κεκλιμέ-να άκρα	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3			
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4			
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5			
<p>Σημείωση 1 Για στέγες με στηθαία ή καμπυλωμένα άκρα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές του h_p/h και r/h.</p> <p>Σημείωση 2 Για στέγες με σπαστά άκρα, γραμμική παρεμβολή μεταξύ $\alpha=30^\circ$, 45°, $\alpha=60^\circ$ μπορεί να χρησιμοποιείται. Για $\alpha > 60^\circ$ γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για $\alpha=60^\circ$ και των τιμών για επίπεδες στέγες με αιχμηρά άκρα μπορεί να χρησιμοποιείται.</p> <p>Σημείωση 3 Στην ζώνη I, που δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές.</p>									

Άνεμος κατά διεύθυνση X:

$h = 7 \text{ m}$, $b = 43.2 \text{ m}$, $h/b = 0.162 \text{ m}$ και $d = 17 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = 14 \text{ m}$

Άνεμος κατά διεύθυνση Y:

$h = 7 \text{ m}$, $b = 17 \text{ m}$, $h/b = 0.411 \text{ m}$ και $d = 43.2 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = 14 \text{ m}$

Πίνακας 2.5 Τιμές συντελεστών

Ζώνη	F		G		H		I	
	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
Με στηθαία	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	±0,2

Εξωτερική πίεση w_e

Η πίεση του ανέμου που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες του κτηρίου, προκύπτει από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2.3)$$

όπου:

$q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής (τιμή ίση με 0.6 kN/m^2)

z_e είναι το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση

c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

Τα τμήματα A, B, C, D, E, των κατακόρυφων τοίχων του κτηρίου έχουν εμβαδόν $A > 10 \text{ m}^2$ συνεπώς ισχύει $c_{pe} = c_{pe,10}$. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για άνεμο κατά διεύθυνση X:

Πίνακας 2.6 Εξωτερικές πιέσεις για άνεμο κατά διεύθυνση X

		c_{pe}	$q_p(z_e)$	w_e
Τοίχος	A	-1.2	0.6	-0.72
	B	-0.8	0.6	-0.48
	C	-0.5	0.6	-0.3
	D	+0.7	0.6	+0.42
	E	-0.3	0.6	-0.18
Στέγη	F	-1.4	0.6	-0.834
	G	-0.8	0.6	-0.48
	H	-0.7	0.6	-0.42
	I	± 0.2	0.6	± 0.12

Ομοίως για άνεμο κατά διεύθυνση Y:

Πίνακας 2.7 Εξωτερικές πιέσεις για άνεμο κατά διεύθυνση Y

		c_{pe}	$q_p(z_e)$	w_e
Τοίχος	A	-1.2	0.6	-0.72
	B	-1.1	0.6	-0.66
	C	-0.5	0.6	-0.3
	D	+0.725	0.6	+0.425
	E	-0.35	0.6	-0.21
Στέγη	F	-1.4	0.6	-0.834
	G	-0.8	0.6	-0.48
	H	-0.7	0.6	-0.42
	I	± 0.2	0.6	± 0.12

2.3.4 Σεισμικά Φορτία

Ο σεισμός είναι ένα συχνό φαινόμενο στην Ελλάδα και γι' αυτό λαμβάνεται σοβαρά υπόψη κατά το σχεδιασμό των κατασκευών. Κατά τη διάρκεια του σεισμού

αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών με τις οριζόντιες να θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει πως και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές. Ως σεισμικές δράσεις θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτηρίου λόγω του σεισμού και κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζονται με άλλα τυχηματικά φορτία ή τα φορτία ανέμου. Στη παρούσα διπλωματική εργασία ο αντισεισμικός σχεδιασμός γίνεται με τη βοήθεια του Ευρωπαϊκού Κανονισμού EN1998 (Ευρωκώδικας 8) και του αντίστοιχου Εθνικού Προσαρτήματος [12]. Σύμφωνα με τον κανονισμό οι κατασκευές σε σεισμικές περιοχές θα πρέπει να ικανοποιούν τις ακόλουθες απαιτήσεις:

1. Απαίτηση μη κατάρρευσης: ο φορέας πρέπει να σχεδιαστεί και να κατασκευαστεί ώστε να αναλαμβάνει τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς μερική ή ολική κατάρρευση και να διατηρεί τη στατική ακεραιότητα του και την φέρουσα ικανότητά του μετά τα σεισμικά γεγονότα. Η σεισμική δράση σχεδιασμού εκφράζεται με την τιμή αναφοράς της σεισμικής δράσης που αντιστοιχεί σε πιθανότητα υπέρβασης P_{NCR} σε 50 έτη ή σε εκείνη της περιόδου αναφοράς T_{NCR} και τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I .
2. Απαίτηση περιορισμού βλαβών: ο φορέας πρέπει να σχεδιαστεί και να κατασκευαστεί ώστε να αναλαμβάνει σεισμικές δράσεις με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού χωρίς την εμφάνιση βλαβών και των επακόλουθων περιορισμών χρήσης, το κόστος επισκευής των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλό σε σχέση με το κόστος του ίδιου του φορέα. Η σεισμική δράση για την «απαίτηση περιορισμού βλαβών» έχει πιθανότητα υπέρβασης P_{DLR} σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς T_{DLR} .

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 η σεισμική κίνηση σε ένα σημείο προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης της εδαφικής επιτάχυνσης το λεγόμενο «ελαστικό φάσμα απόκρισης» [12]. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από 2 ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες και που περιγράφονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης. Οι σχέσεις που ορίζουν το φάσμα σχεδιασμού S_d είναι οι εξής:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.4)$$

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

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.6)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (2.7)$$

Όπου:

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού,

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = a_{g,R} \cdot \gamma_I$),

T_B είναι το κάτω όριο της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης,

- T_C είναι το άνω όριο της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής επιτάχυνσης,
 T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει τον κλάδο σταθερής μετακίνησης,
 S είναι ο συντελεστής εδάφους,
 β είναι ο συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα απόκρισης (= 0.2),
 q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς.

Η ένταση του σεισμού καθορίζεται από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση a_g η οποία έχει πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια, δηλαδή περίοδο επαναφοράς 475 έτη. Σε αυτή τη παράμετρο συμπεριλαμβάνεται ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{g,R}$. Τα κτήρια χωρίζονται σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις συνέπειες της κατάρρευσης για ανθρώπινες ζωές, τη σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης. Αυτή η σπουδαιότητα ποσοτικοποιείται μέσω του συντελεστή γ_I .

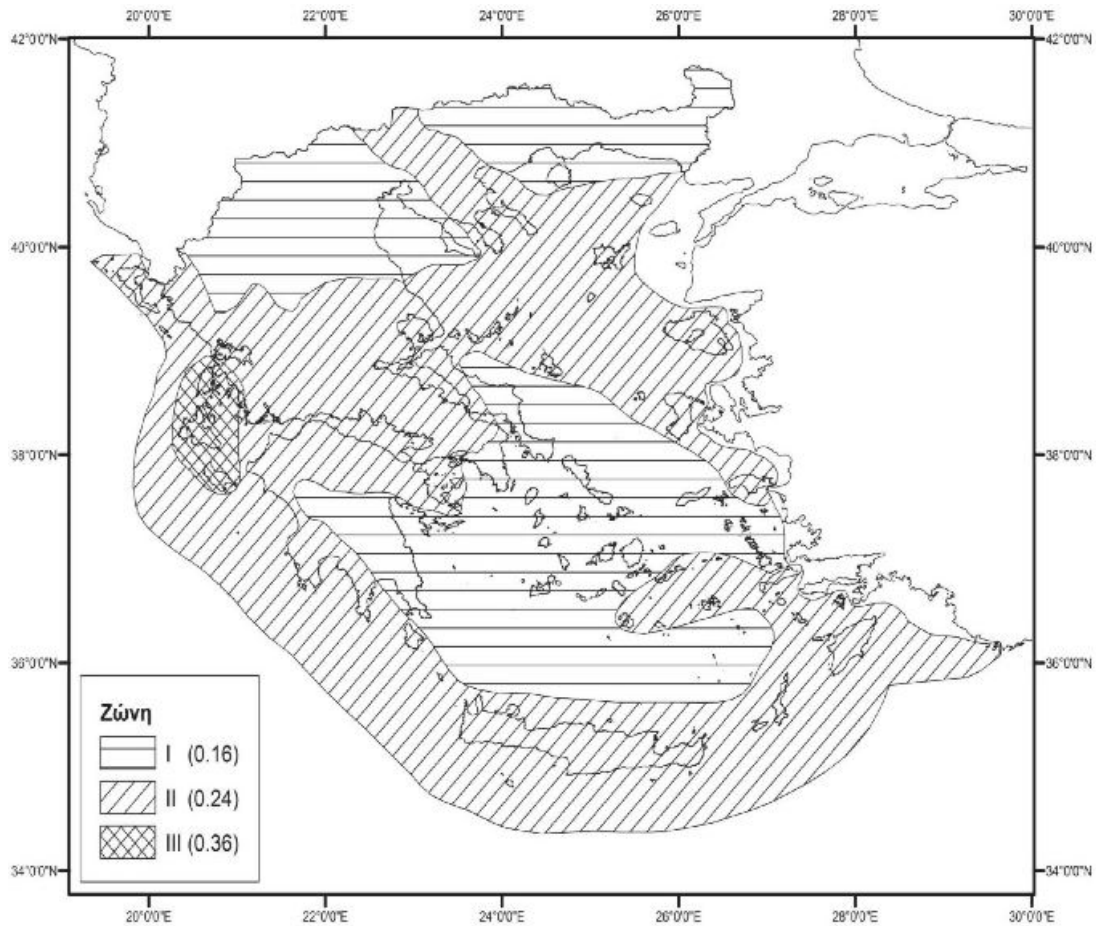
Πίνακας 2.8 Κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής

Κατηγορία σπουδαιότητας		γ_I
I	Κτήρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την δημόσια ασφάλεια π.χ. γεωργικά κτήρια	0.85
II	Συνήθη κτήρια που δεν ανήκουν σε άλλη κατηγορία	1.00
III	Κτήρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κ.λπ.	1.15
IV	Κτήρια των οποίων η ακεραιότητα κατά της διάρκειας σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας κ.λπ.	1.30

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 ο βαθμός σεισμικής επικινδυνότητας μιας περιοχής περιγράφεται από μια μοναδική παράμετρο, τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς $a_{g,R}$. Οι Εθνικές Αρχές είναι υπεύθυνες για την υποδιαίρεση των περιοχών σε σεισμικές ζώνες, στις οποίες η επικινδυνότητα θεωρείται σταθερή. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε 3 σεισμικές Ζώνες όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5 και οι αντίστοιχες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς δίνονται στον Πίνακα 2.9.

Πίνακας 2.9 Εδαφικές επιταχύνσεις ανά ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	a_g [g]
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36



Σχήμα 2.5 Χάρτης σεισμικών Ζωνών Ελλάδας

Για τη συγκεκριμένη μελέτη: $\gamma_I = 1.2$ και $a_g = 0.24g$.

Τα χαρακτηριστικά του εδάφους στο οποίο εδράζεται η κατασκευή επηρεάζουν το φάσμα σχεδιασμού. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 τα εδάφη κατατάσσονται σε μια από τις κατηγορίες του Πίνακα 2.11 ανάλογα με τη δυναμική τους απόκριση στη σεισμική διέγερση. Στη συνέχεια, για κάθε εδαφικό τύπο δίνονται χαρακτηριστικές τιμές περιόδων T_B , T_C , T_D που περιγράφουν τη μορφή του φάσματος απόκρισης. Συγκεκριμένα, καθορίζουν τους κλάδους σταθερής φασματικής ταχύτητας, επιτάχυνσης και μετακίνησης. Οι τιμές των περιόδων αυτών δίνονται από τα Εθνικά Προσαρτήματα κάθε χώρας (Πίνακας 2.10).

Πίνακας 2.10 Τιμές περιόδων ανά κατηγορίας εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	S
A	0.15	0.4	2	1
B	0.15	0.5	2	1.2
C	0.2	0.6	2	1.15
D	0.2	0.8	2	1.35
E	0.15	0.5	2	1.4

Πίνακας 2.11 Κατηγορίες εδάφους

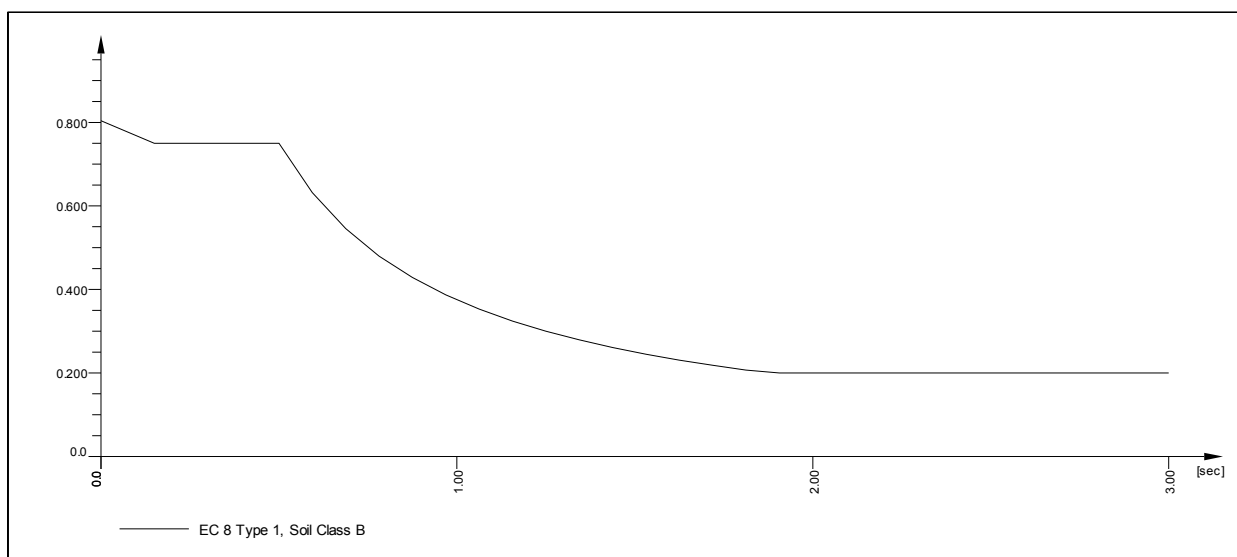
Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή Στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή πολύ σκληρής αργίλου πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών) ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ύψους με πάχος που ποικίλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό

Το έδαφος κατατάσσεται στην κατηγορία B.

Ο δείκτης συμπεριφοράς q εισάγεται ώστε να ληφθεί υπόψη η ικανότητα του φορέα να παραμορφωθεί πλάστιμα χωρίς μείωση της αντοχής του, με αποτέλεσμα τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων επί της κατασκευής, λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν από πλήρη ελαστική συμπεριφορά. Η τιμή του q εξαρτάται, μεταξύ άλλων από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα και την υστερητική απόσβεση. Εδώ επιλέχθηκε τιμή $q = 4.0$.

Συγκεντρωτικά οι παραδοχές που επιλέχθηκαν κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό είναι οι εξής:

1. Έδαφος κατηγορίας B
2. Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I = 1.15$
3. Σεισμική Ζώνη II $a_g = 0.24g$
4. Δείκτης Συμπεριφοράς $q = 4.0$



Σχήμα 2.9 Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

2.3.5 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μια από τις οριακές καταστάσεις που αναφέρονται στην αρχή του κεφαλαίου και εφαρμόζονται επί του φορέα. Οι δράσεις αυτές που υπεισέρχονται στους συνδυασμούς, επενεργούν και εμφανίζονται ταυτόχρονα. Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθούν υπόψη δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ). Οι συντελεστές συνδυασμού ψ λαμβάνουν υπόψη τη μειωμένη πιθανότητα ταυτόχρονης εμφάνισης των ακραίων μεγεθών των μεταβλητών δράσεων. Οι προτεινόμενες τιμές των συντελεστών γ και ψ από τον Ευρωκώδικα φαίνεται στους πίνακες 2.12 και 2.13 αντίστοιχα.

Πίνακας 2.12 Συντελεστές ασφαλείας γ

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1.35	1.0	1.0	1.0
γ_Q	1.5	0	1.0	0

Πίνακας 2.13 Συντελεστές συνδυασμού ψ

ΔΡΑΣΕΙΣ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων: βάρος οχημάτων < 30 tn	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων 30 tn < βάρος οχημάτων < 160 tn	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0.7	0.5	0.3
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H > 1000m	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με υψόμετρο H < 1000m	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια			
Θερμοκρασία (εκτός-πυρκαγιάς) σε κτήρια	0.6	0.2	0
	0.6	0.5	0

2.3.5.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στη οριακή κατάσταση αστοχίας, που ορίζονται από το Πρότυπο EN 1990, είναι οι ακόλουθοι:

1. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

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

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum \psi_{2,1} Q_{k,i}$$

Η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά επαλληλία των δράσεων, δηλαδή ταυτόχρονη ύπαρξη των διαφόρων δράσεων. Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν και οι αντίστοιχοι συντελεστές $\gamma \cdot \psi$ δίνονται στον Πίνακα 2.14.

Πίνακας 2.14 Συντελεστές στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Δράση	Συντελεστές $\gamma \cdot \psi$ για κάθε δράση			
	Διαρκείας ή παροδικές			Σεισμού
	1	2	3	4
Μόνιμα G	1.35	1.35	1.35	1.0
Κινητά Q	1.5	1.05	1.05	0.3
Άνεμος W (κατά X ή Y)	0.9	1.5	0.9	0
Χιόνι S	0.75	0.75	1.5	0
Σεισμός A_{Ed}	-	-	-	1.0

Οι τυχηματικές καταστάσεις καλύπτονται από τις καταστάσεις διαρκείας ή τις παροδικές.

2.3.5.2 Οριακή κατάσταση λειτουργίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργίας, που ορίζονται από το Πρότυπο EN 1990, είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3. Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$\sum G_{k,j} + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Όπως προηγουμένως, το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά επαλληλία των δράσεων, δηλαδή ταυτόχρονη ύπαρξη των διαφόρων δράσεων. Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν και οι αντίστοιχοι συντελεστές $\gamma^*\psi$ δίνονται στον Πίνακα 2.15.

Πίνακας 2.15 Συντελεστές στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Δράση	Συντελεστές $\gamma^*\psi$ για κάθε δράση		
	Διαρκείας ή παροδικές		
	1	2	3
Μόνιμα G	1.0	1.0	1.0
Κινητά Q	1.0	0.7	0.7
Άνεμος W (κατά X ή Y)	0.6	1.0	0.6
Χιόνι S	0.5	0.5	1.0
Σεισμός AEd	-	-	-

Οι συχνοί και ημιμόνιμοι συνδυασμοί καλύπτονται από τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς.

3 Σχεδιασμός της κατασκευής

3.1 Γενικά

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και κατά τρόπο οικονομικό, να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις (φορτία) και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και να παραμένει κατάλληλος για χρήση για την οποία προορίζεται σε όλη τη διάρκεια αυτή. Ο σχεδιασμός του φέροντος οργανισμού αποσκοπεί στη ασφαλή παραλαβή των φορτίων και μεταφορά τους από την ανωδομή στη θεμελίωση. Συνήθως διατάσσονται επίπεδα πλαίσια, τα οποία μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών συμπεριφέρονται ως φορείς στο χώρο.

3.2 Στοιχεία φέροντος οργανισμού

Τα κύρια στοιχεία του φορέα είναι:

1. Σύμμικτες πλάκες
2. Κύριες Δοκοί
3. Δευτερεύουσες Δοκοί
4. Υποστυλώματα
5. Σύστημα πλευρικής εξασφάλισης

3.2.1 Σύμμικτες πλάκες

Ο ρόλος των πλακών είναι διττός: μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων στις δοκούς (ως πλάκα) και μεταφορά των οριζόντιων φορτίων μέσω της διαφραγματικής λειτουργίας (ως δίσκος). Οι σύμμικτες πλάκες (fast track) αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα χρησιμεύουν ως μεταλλότυπος για το σκυρόδεμα στην φάση κατασκευής και ως οπλισμός της πλάκας στη φάση λειτουργίας. Για την εξασφάλιση της σύμμικτης δράσης, οι επιφάνειες των χαλυβδόφυλλων δεν είναι λείες αλλά έχουν εγκοπές και αυλακώσεις. Συνήθως, η διατομή των χαλυβδόφυλλων είναι τραπεζοειδής με ενισχύσεις στο κορμό και στα πέλματα. Τα χαλυβδόφυλλα τοποθετούνται επί των δευτερευουσών δοκών ως αμφιέριστες. Στο άνω μέρος της πλάκας του σκυροδέματος προβλέπεται η τοποθέτηση ελάχιστου οπλισμού.

3.2.2 Κύριες Δοκοί

Οι κύριες δοκοί παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία και τα μεταφέρουν στα υποστυλώματα, στα οποία στηρίζονται και έχουν ανοίγματα συνήθως μεταξύ των 5 και 18 m. Η διατομή τους είναι συνήθως ελατή ή συγκολλητή μορφής διπλού ταυ. Εδώ χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες διατομές της σειράς HEA. Οι δευτερεύουσες δοκοί στηρίζονται επί των κυρίων.

3.2.3 Δευτερεύουσες Δοκοί

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, οι αποστάσεις των κύριων δοκών στα μεταλλικά κτήρια είναι μεγάλες γι' αυτό το λόγο χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί για την έδραση των σύμμικτων πλακών, ώστε να μειωθεί το άνοιγμά τους και συνακόλουθα το απαιτούμενο στατικό ύψος. Οι δευτερεύουσες δοκοί συνδέονται με απλές συνδέσεις τέμνουσας με τις κύριες. Η συνηθέστερη διάταξη είναι η ισοσταθμία μεταξύ κυριών και δευτερευουσών, όπου δημιουργείται ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, επί των οποίων επικάθεται η πλάκα. Έτσι, εξασφαλίζεται η σύμμικτη λειτουργία τόσο των δευτερευουσών, όσο και των κύριων. Σε αυτή τη διάταξη απαιτείται απότμηση του άνω πέλματος των δευτερευουσών δοκών. Για την μόρφωση τους χρησιμοποιήθηκαν διατομές της σειράς HEA.

3.2.4 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα παραλαμβάνουν τα φορτία και τα μεταφέρουν ασφαλώς στη θεμελίωση. Επειδή ήταν επιθυμητή η πλαισιακή λειτουργία και στις 2 διευθύνσεις της κατασκευής, η διατομή που επιλέχθηκε είναι σταυροειδούς μορφής, αποτελούμενης από 2 διπλά ταυ (σειράς HEB και IPE). Δεν επιλέχθηκαν κλειστές κοίλες διατομές, ορθογωνικές RHS ή σωλήνες CHS, λόγω της δυσχέρειας σύνδεσής τους με γειτονικές δοκούς. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώθηκαν ως πακτώσεις στις 2 διευθύνσεις, ενώ κάτω από την πλάκα έδρασης τοποθετήθηκε ένα διπλό ταυ για την παραλαβή της τέμνουσας.

3.2.5 Σύστημα εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας

Τα κατακόρυφα φορτία μεταφέρονται στη θεμελίωση μέσω του συστήματος πλακών-δοκών-υποστυλωμάτων. Πέραν όμως των κατακόρυφων φορτίων απαραίτητη είναι και η ασφαλής μεταφορά των οριζόντιων δράσεων, οι οποίες οφείλονται κυρίως στον σεισμό και στον άνεμο και αρχικά παραλαμβάνονται από τις πλάκες λόγω της διαφραγματικής τους λειτουργίας. Εδώ επιλέχτηκε η πλαισιακή λειτουργία με χωρικά πλαίσια, όπου όλοι οι κόμβοι δοκών υποστυλωμάτων μορφώνονται ως συνδέσεις ροπής.

3.3 Περιγραφή ελέγχων

Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ότι για αυτούς τους συνδυασμούς ικανοποιείται ο βασικός έλεγχος επάρκειας για κάθε μέλος και διατομή του φέροντα οργανισμού. Για να γίνει εφικτή αυτή η διαπίστωση, μορφώνεται το κατάλληλο υπολογιστικό προσομοίωμα και ακολουθεί η ανάλυσή του, ώστε να προσδιοριστούν τα πλέον δυσμενή αποτελέσματα των δράσεων, για όλα τα μέλη του φορέα. Έπειτα ακολουθούν οι έλεγχοι ανάλογα με το είδος του δομικού στοιχείου (δοκός, υποστυλώμα) όπως περιγράφονται παρακάτω.

Δοκοί: οι δοκοί ελέγχονται σε κάμψη και διάτμηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας ενώ στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται ο έλεγχος βελών. Λόγω της παρουσίας της σύμμικτης πλάκας δεν απαιτείται έλεγχος ευστάθειας του μέλους (στρεπτοκαμπτικός λυγισμός). Η αξονική δύναμη είναι μηδενική, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας της σύμμικτης πλάκας.

Υποστυλώματα: τα υποστυλώματα ελέγχονται σε κάμψη, διάτμηση και αξονική δύναμη και στην αλληλεπίδραση των τριών, καθώς η βασική τους καταπόνηση είναι η θλίψη. Επίσης, ελέγχεται η ευστάθεια του μέλους (καμπτικός και στρεπτοκαμπτικός λυγισμός).

3.4 Κατάταξη διατομών

Ο σχεδιασμός ενός φορέα και των στοιχείων από τα οποία αποτελείται, προϋποθέτει την επιλογή μια κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή αφορά αφενός την ανάλυση, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη που καταπονούν την κατασκευή, αφετέρου τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής των διατομών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 [9], ανάλογα με την επιρροή του τοπικού λυγισμού στην αντοχή και τη στρωφική τους ικανότητα, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.

Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες ο τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2: η πλαστική ροπή $(M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y)$

Κατηγορία 3: η ελαστική ροπή $(M_{el} = W_{el} \cdot f_y)$

Κατηγορία 4: η ροπή τοπικού λυγισμού $(M_o < M_{el})$

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα πλακοειδή στοιχεία που καταπονούνται από θλίψη, είτε λόγω αξονικής δύναμης, είτε λόγω καμπτικής ροπής. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή. Τα κριτήρια που εφαρμόζονται για την κατάταξη των διατομών παρουσιάζονται συνοπτικά στους Πίνακες 3.1α, 3.1β, 3.1γ όπως παρουσιάζονται στον Ευρωκώδικα 3 [9].

Πίνακας 3.1α Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

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

Πίνακας 3.1β Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Προσέχοντα πέλματα

Ελατές διατομές

Συγκολλητές διατομές

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

Πίνακας 3.1γ Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα στοιχεία

Γωνιακά

Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία

Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)	
3	$h/t \leq 15\epsilon; \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$

Σωληνωτές διατομές

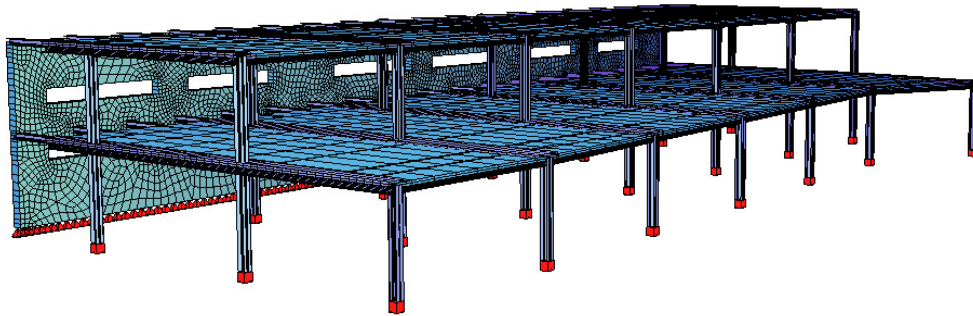
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα

4.1 Προσομοίωμα ανάλυσης

Το προσομοίωμα το οποίο χρησιμοποιείται στην ανάλυση, πρέπει γενικώς να περιγράφει και να απεικονίζει με σαφήνεια και με ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά του πραγματικού φορέα ως συνόλου αλλά και των επιμέρους στοιχείων του (διατομές, μέλη, κόμβοι, εδράσεις) για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση. Επίσης πρέπει να περιλαμβάνει όλα τα κύρια φέροντα στοιχεία της κατασκευής τα οποία μεταφέρουν με ασφάλεια στη θεμελίωση όλες τις δράσεις (κατακόρυφες και οριζόντιες) καθώς και τα δευτερεύοντα στοιχεία που μεταφέρουν τις δράσεις στα κύρια. Αυτό επιτυγχάνεται με τη βοήθεια ενός τριδιάστατου προσομοιώματος του φέροντα οργανισμού της κατασκευής. Οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, αν υπάρχουν, προσομοιώνονται με γραμμικά στοιχεία και τα τοιχώματα με τη βοήθεια επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων. Η διαφραγματική λειτουργία των πλακών λαμβάνεται υπόψη με επιβολή κινηματικών εξαρτήσεων μεταξύ των κόμβων του διαφράγματος.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία οι σύμμικτες πλάκες διαστασιολογήθηκαν ξεχωριστά και δεν εισήχθησαν στο προσομοίωμα παρά μόνο ως κινηματικές εξαρτήσεις (constraints). Στο κτήριο επιλέχθηκε η πλαισιακή λειτουργία ως σύστημα πλευρικής εξασφάλισης το οποίο οδήγησε στην επιλογή υποστυλωμάτων σταυροειδούς διατομής τα οποία επιτρέπουν τη διαμόρφωση κόμβων ροπής και στις δύο διευθύνσεις. Οι δοκοί αποτελούνται από τις σύμμικτες πλάκες οι οποίες με τη κατάλληλη διατμητική σύνδεση συνεργάζονται με τη σιδηροδοκό (σύμμικτες δοκοί). Για σύμμικτη πλάκα με χαλυβδόφυλλο παράλληλο ή κάθετο στη σιδηροδοκό, αφαιρείται το ύψος του χαλυβδόφυλλου, h_p , από το ύψος της πλάκας d . Επομένως, η σύμμικτη πλάκα αποτελείται από τη σιδηροδοκό, ένα κενό ίσο με το ύψος του χαλυβδόφυλλου h_p και σκυρόδεμα πάχους h_c . Στο προσομοίωμα αυτό επιτυγχάνεται με την εισαγωγή ενός δεύτερου υλικού μεταξύ της σιδηροδοκού και της πλάκας του σκυροδέματος με πολύ μικρό μέτρο ελαστικότητας E με ύψος ίσο με του χαλυβδόφυλλου. Οι δοκοί και τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με γραμμικά στοιχεία δοκού (Beam elements) και το τοίχιο με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (Area elements). Παρακάτω παρατίθεται μια απεικόνιση του προσομοιώματος στη φάση λειτουργίας (Σχήμα 4.1) αλλά και του προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε για τη φάση κατασκευής (Σχήμα 4.2).



Σχήμα 4.1 Προσομοίωμα κτηρίου στη φάση λειτουργίας



Σχήμα 4.2 Προσομοίωμα κτηρίου στη φάση κατασκευής

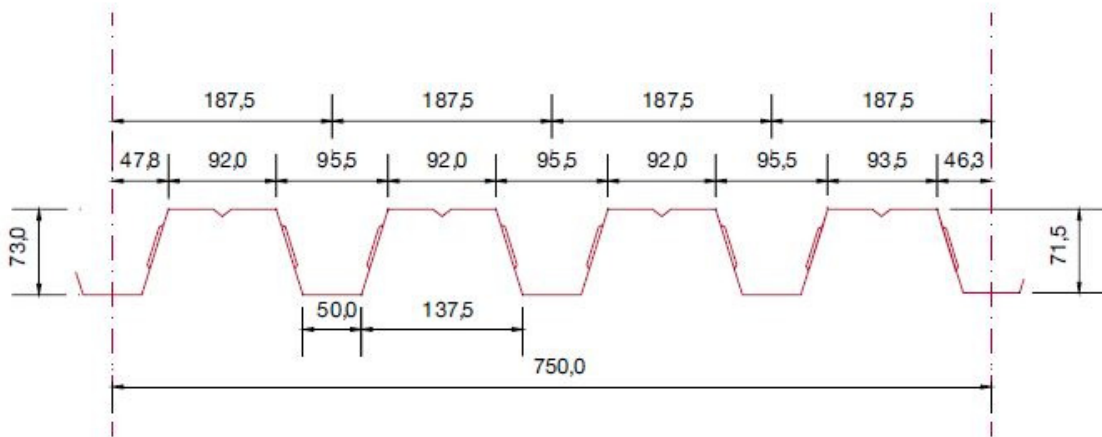
4.2 Διαστασιολόγηση

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των επιμέρους δομικών στοιχείων πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τις κανονιστικές διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και 4 και συντελέστηκε με τη βοήθεια των υποπρογραμμάτων του SOFiSTiK 2014 [9], [11]. Οι διατομές επιλέχθηκαν έτσι ώστε να πληρούν τα κριτήρια ασφαλείας αλλά και με βάση τον βαθμό αξιοποίησης τους για οικονομία υλικού. Τα φορτία που καταπονούν την κατασκευή και υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 2, εισήχθησαν στο προσομοίωμα ως ομοιόμορφα καταναμημένα στους ορόφους με το υποπρόγραμμα Sofload με εξαίρεση τα ίδια βάρη των μελών που εισάγονται αυτόματα. Οι έλεγχοι γίνονται για τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τους συνδυασμούς φορτίων μετά από ελαστική γραμμική ανάλυση 1ης τάξης. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται με τη μορφή του συντελεστή αξιοποίησης της διατομής που προκύπτει από το υποπρόγραμμα Aqfb [13]. Για διασταύρωση αποτελεσμάτων παρουσιάζονται κάποιοι από τους ελέγχους «με το χέρι».

4.2.1 Σύμμικτη πλάκα

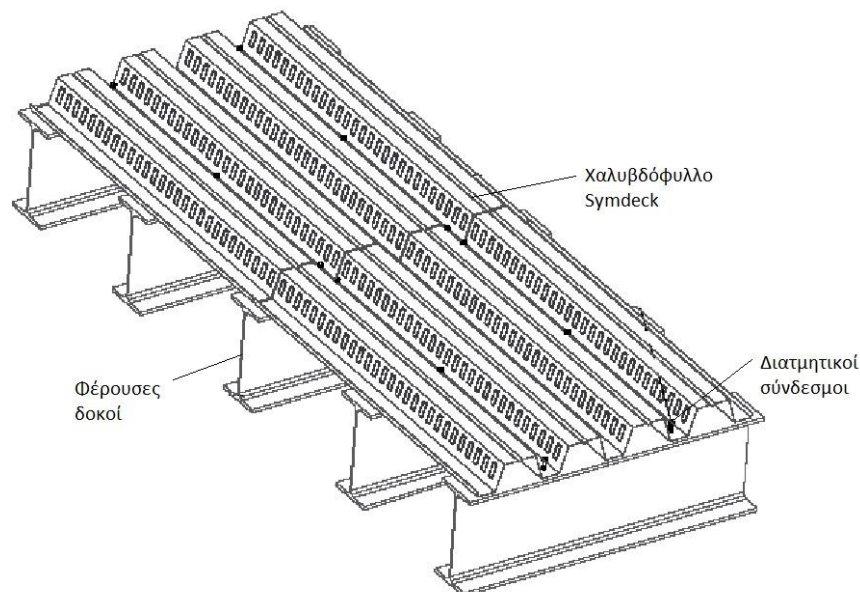
Οι σύμμικτες πλάκες διαστασιολογήθηκαν με το πρόγραμμα Symdeck Designer της εταιρείας Έλαστρον. Οι πλάκες σχεδιάστηκαν ως αμφιέρειστες ανοίγματος 2 m με συνολικό πάχος $h_{ολ} = 0.15$ m και με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 πάχους $t = 0.8$ mm η γεωμετρία του οποίου φαίνεται στο Σχήμα 4.3. Ο Ευρωκώδικας 4 ορίζει τα ελάχιστα πάχη των σύμμικτων πλακών:

1. Συνολικό ελάχιστο πάχος $\min h_{ολ} = 90$ mm.
2. Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο $\min h_c = 50$ mm.

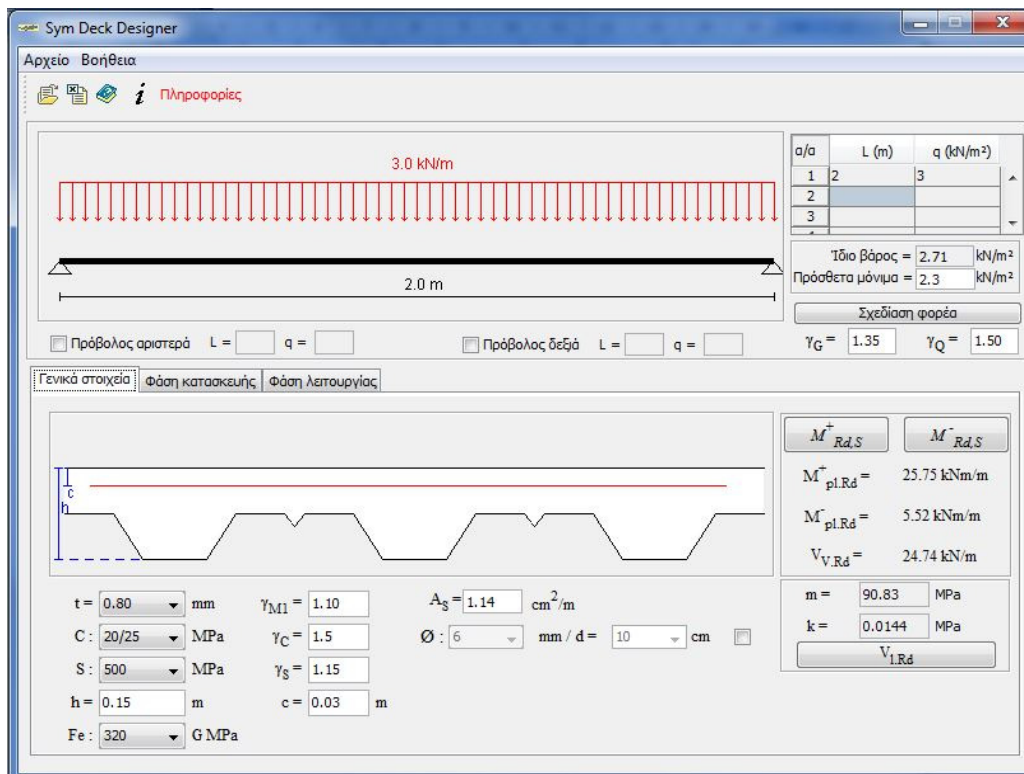


Σχήμα 4.3 Γεωμετρία τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου Symdeck 73 (διαστάσεις σε [mm])

Ο έλεγχος των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει 2 στάδια, τη φάση κατασκευής και τη φάση λειτουργίας. Τα δεδομένα που εισήχθησαν φαίνονται παρακάτω (Σχήμα 4.5).



Σχήμα 4.4 Τυπική διάταξη σύμμικτης πλάκας



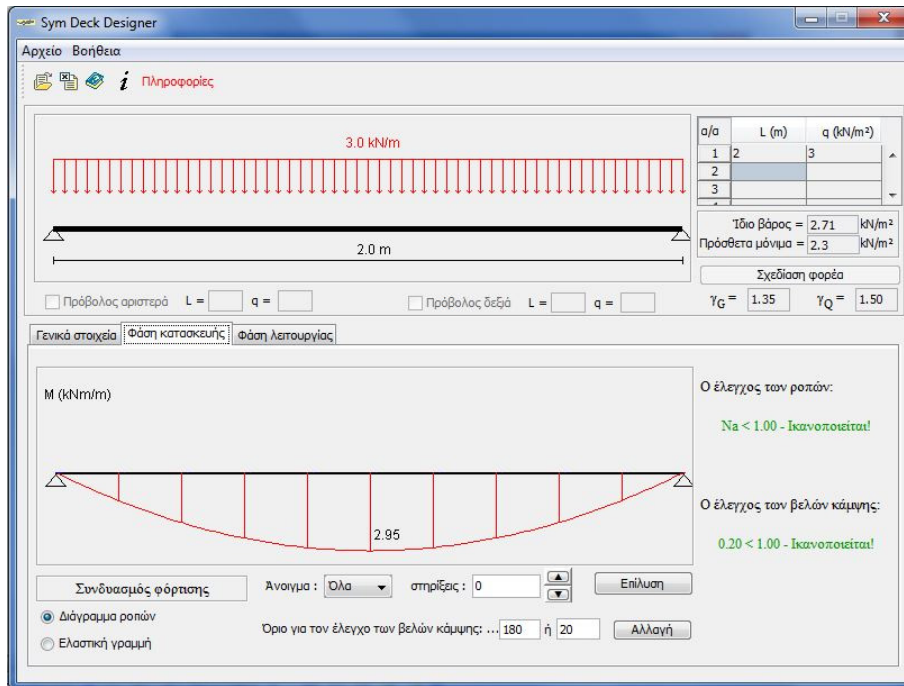
Σχήμα 4.5 Γενικά στοιχεία σύμμικτης πλάκας

1. Φάση κατασκευής

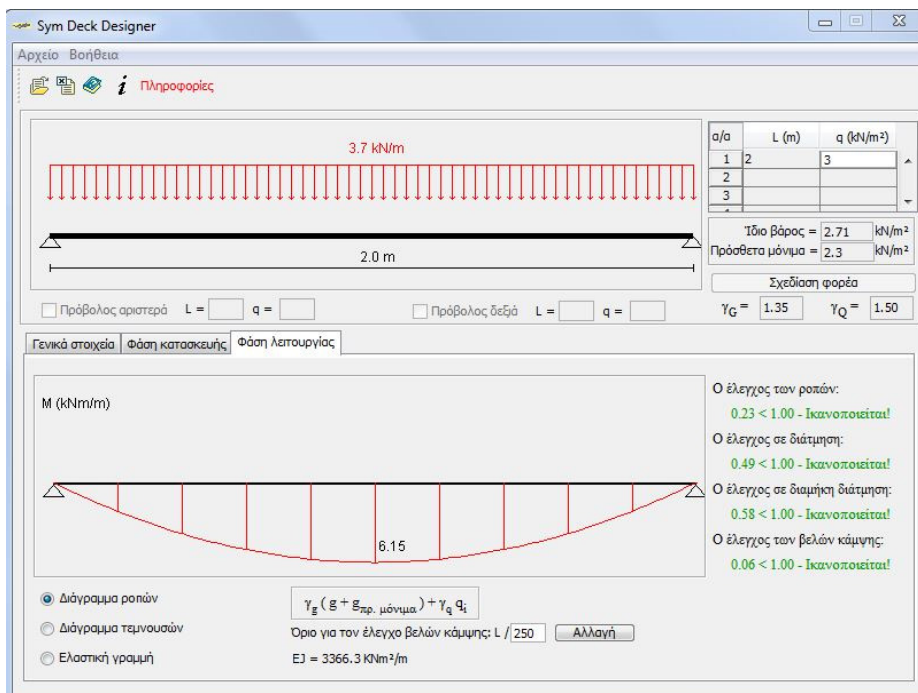
Στη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν την σκλήρυνση του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός γίνεται με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα, ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρόντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο στο δεδομένο στατικό σύστημα. Σε αυτή τη φάση, τα φορτία είναι τα ίδια βάρη χαλυβδόφυλλου και νωπού σκυροδέματος καθώς και τα φορτία διάστρωσης. Επιπλέον, πρέπει να γίνεται έλεγχος των βελών κάμψης των οποίων τα όρια ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

2. Φάση λειτουργίας

Στην φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν την ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι θετικής και αρνητικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επιπλέον, ελέγχονται τα βέλη κάμψης της πλάκας τα οποία πρέπει να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.



Σχήμα 4.6 Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στη φάση κατασκευής



Σχήμα 4.7 Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας στη φάση λειτουργίας

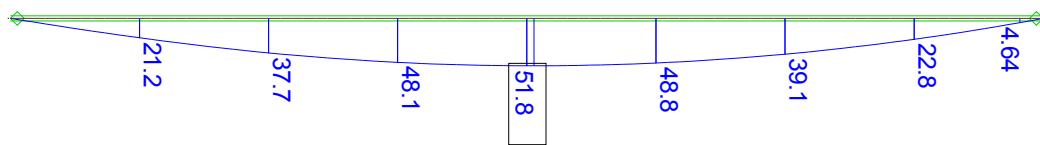
4.2.2 Δευτερεύουσες Δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί σχεδιάστηκαν ως σύμμικτες δοκοί και ο ρόλος του είναι η μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς με τις οποίες συνδέονται αρθρωτά. Το στατικό σύστημα των δευτερευουσών δοκών είναι η αμφιέριστη δοκός. Έχουν άνοιγμα 7.2 m και η διατομή της σιδηροδοκού είναι HEA 180. Παρακάτω παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση μια τυπικής δοκού στη φάση κατασκευής και στη φάση λειτουργίας για τον δυσμενέστερο

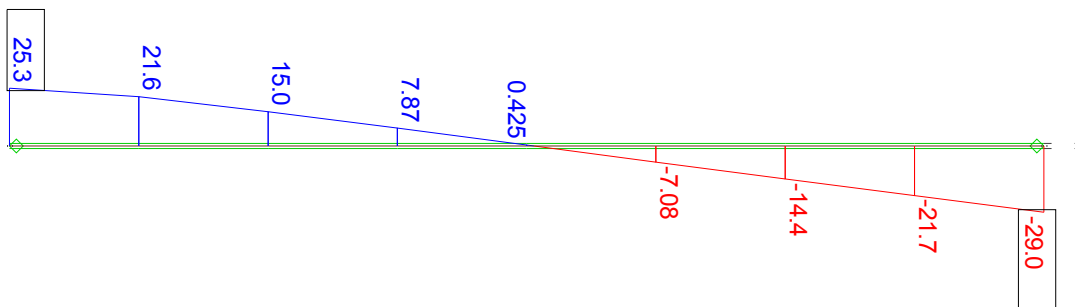
συνδυασμό σε οριακή κατάσταση αστοχίας και στο τέλος γίνεται ο έλεγχος των βελών στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

4.2.2.1 Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής τα φορτία της δοκού είναι το ίδιο βάρος της και το βάρος νωπού σκυροδέματος (ειδικό βάρος $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$) για 15 cm πάχος πλάκας ($\gamma_{\text{σκυρ}} = 26 \cdot 0.15 = 3.9 \text{ kN/m}^2$). Στα Σχήματα 4.8 και 4.9 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων της δευτερεύουσας δοκού που εξετάζεται, ενώ στον Πίνακα 4.1 οι αντοχές σχεδιασμού της διατομής HEA 180 όπως υπολογίστηκαν από το υποπρόγραμμα Aqua.



Σχήμα 4.8 Διάγραμμα ροπών κάμψης [kNm]



Σχήμα 4.9 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [kN]

Πίνακας 4.1 Αντοχές σχεδιασμού διατομής HEA 180 από Aqua

Design forces and moments

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm2]	y[mm]	z[mm]	BUCK
=	(C/E = characteristic plastic/elastic, D=plast.Design, F=elast. Design)										
C	1606.4	700.96	296.60	4.44	56.60	4.41	115.32	55.56	0.0	0.0	b c
E	1606.4	444.05	190.05	2.00		2.81	104.22	36.47	0.0	0.0	
D	1606.4	700.96	296.60	4.44	56.60	4.41	115.32	55.56	0.0	0.0	
F	1606.4	444.05	190.05	2.00		2.81	104.22	36.47	0.0	0.0	
N	normal force			Mb			warping moment				
Vy,Vz	transverse shear			My,Mz			bending moment				
Mt	primary torsional moment			y,z			centre of gravity				
Mt2	secondary torsional moment			BUCK			buckling curve				

Η δοκός διατομής HEA 180 με ποιότητα χάλυβα S 355 είναι κατηγορίας 3, σε καθαρή κάμψη, άρα επιβάλλεται ελαστικός έλεγχος.

Έλεγχοι διατομής

Έλεγχος έναντι κάμψης $M_{el,Rd} = 104 \text{ kNm} > M_{ed} = 51.8 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας $V_{el,Rd} = 190 \text{ kN} > V_{ed} = 29 \text{ kN}$

Έλεγχος ευστάθειας

Στη φάση κατασκευής απαιτείται ο έλεγχος ευστάθειας της δοκού ο οποίος παρατίθεται εν συντομία.

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5} = \frac{\pi^2 21000 \cdot 924.6}{720^2} \left[\frac{60210}{924.6} + \frac{720^2 \cdot 8100 \cdot 14.8}{\pi^2 21000 \cdot 924.6} \right] = 7295 \text{ kNcm}$$

$$\rightarrow M_{cr} = 72.95 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{104}{72}} = 1.2, \text{ η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού}$$

Καμπύλη λυγισμού για ελατές διατομές I: $h/b = 171/180 = 0.95 < 2 \rightarrow$ Καμπύλη a $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(1.2 - 0.2) + 1.2^2 \right] = 1.325$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.325 + \sqrt{1.325^2 - 1.2^2}} = 0.53$$

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό υπολογίζεται από τη σχέση:

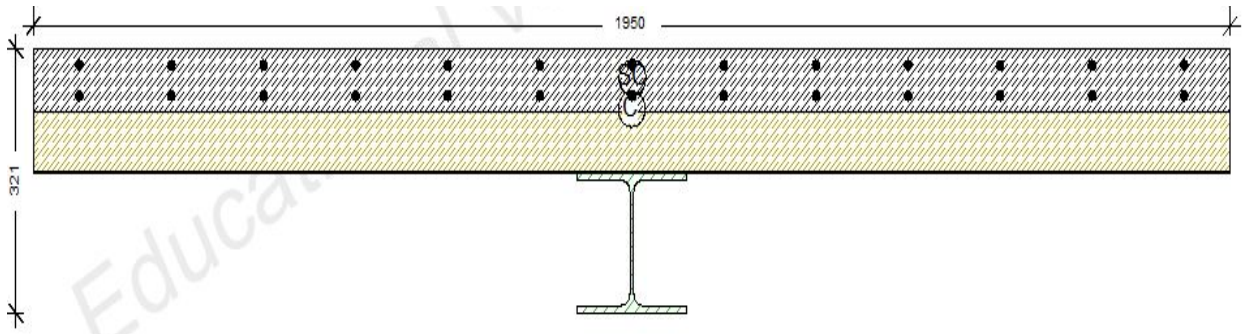
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.53 \cdot 104 = 55.12 \text{ kNm}$$

Ο έλεγχος έναντι πλευρικού λυγισμού ικανοποιείται:

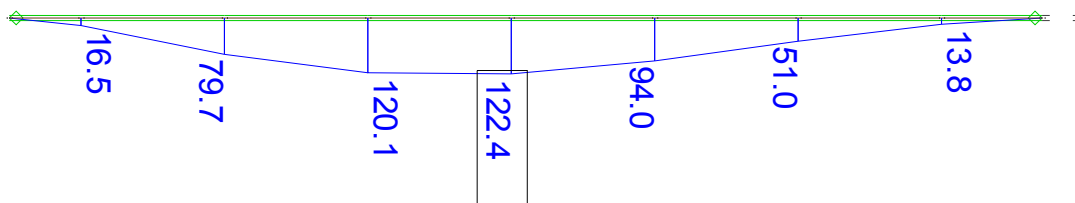
$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{51.8}{55.12} = 0.94 < 1.0$$

4.2.2.2 Φάση λειτουργίας

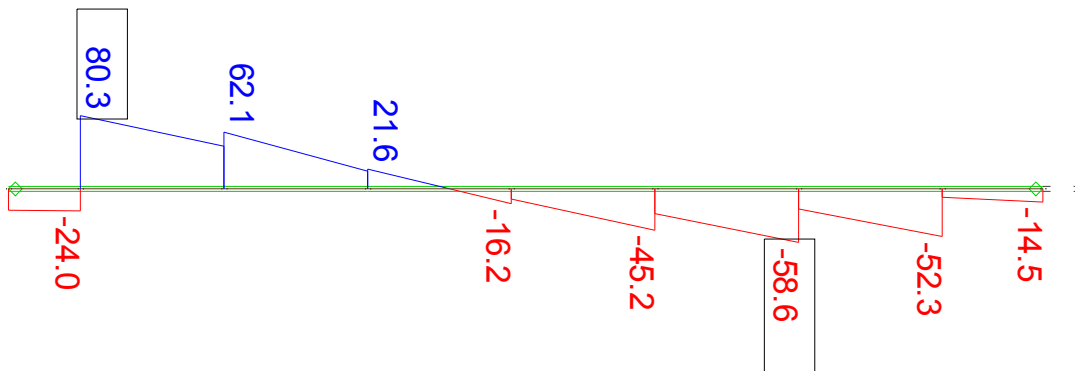
Η δευτερεύουσα δοκός λειτουργεί ως σύμμικτη διατομή, αποτελούμενη από τη σιδηροδοκό διατομής HEA 180 και τη πλάκα σκυροδέματος (Σχήμα 4.10). Στη φάση λειτουργίας δρουν στο κτήριο όλα μόνιμα και κινητά φορτία που υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 2. Στα Σχήματα 4.11 και 4.12 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων της δευτερεύουσας δοκού που εξετάζεται στη φάση λειτουργίας, ενώ στον Πίνακα 4.2 οι αντοχές σχεδιασμού της σύμμικτης διατομής, όπως υπολογίστηκαν από το υποπρόγραμμα Aqua.



Σχήμα 4.10 Σύμμικτη διατομή δευτερεύουσας δοκού (διαστάσεις σε [mm])



Σχήμα 4.11 Διάγραμμα ροπών κάμψης [kNm]



Σχήμα 4.12 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων [kN]

Η διατομή είναι κατηγορίας 1 αφού ο ουδέτερος άξονας είναι εντός της πλάκας του σκυροδέματος άρα η σιδηροδοκός εφελκύεται. Συνεπώς επιτρέπεται πλαστική ανάλυση.

Πίνακας 4.2 Αντοχές σχεδιασμού σύμμικτης διατομής από Aqua

Design forces and moments

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm2]	y[mm]	z[mm]	BUCK
=	(C/E = characteristic plastic/elastic, D=plast.Design, F=elast. Design)										
E	-2026.1	3170.97	238.77	*****		2.94	-182.65	-545.18	0.0	73.1	
D	2884.9	951.59	300.27	10490.55	56.60	4.41	345.68	1079.25	26.8	57.0	
D	-1255.2		39702.13				363.07	0.00	0.0	73.1	COMB
D	-971.7	123392.0					0.00	1085.34	0.0	0.0	COMB
D	-4567.6	951.59	300.27	10490.55	56.60	4.41	-279.48	-1079.25	-26.8	152.6	
D	-427.4		39702.13				-305.85	0.00	0.0	73.1	COMB
D	-777.6	123374.4					0.00	-1085.34	0.0	0.0	COMB
F	9276.7	3170.97	238.77	*****		2.94	196.64	545.18	0.0	73.1	
F	-2026.1	3170.97	238.77	*****		2.94	-182.65	-545.18	0.0	73.1	
N	normal force		Mb		warping moment						
Vy,Vz	transverse shear		My,Mz		bending moment						
Mt	primary torsional moment		y,z		centre of gravity						
Mt2	secondary torsional moment		BUCK		buckling curve						

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, στις σύμμικτες δοκούς, στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ), ελέγχεται η αντοχή σε κάμψη και σε εγκάρσια διάτμηση, η αντοχή τους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και η αντοχή τους σε διαμήκη διάτμηση [1].

Έλεγχοι διατομής

Έλεγχος έναντι κάμψης $M_{pl,Rd} = 345 \text{ kNm} > M_{ed} = 122.4 \text{ kNm}$
 Έλεγχος έναντι τέμνουσας $V_{pl,Rd} = 300 \text{ kN} > V_{ed} = 80.3 \text{ kN}$

Παρατίθεται σύντομος υπολογισμός των μεγεθών αντοχής προς επιβεβαίωση αποτελεσμάτων «με το χέρι» [1].

Θετική πλαστική ροπή αντοχής $M_{pl,Rd}$

- A_a : εμβαδόν σιδηροδοκού,
- f_{yd} : τάση διαρροής χάλυβα,
- f_{cd} : θλιπτική τάση αντοχής σκυροδέματος,
- b : πλάτος πλάκας σκυροδέματος,
- z_o : θέση ουδέτερου άξονα,
- z_a : θέση κέντρου βάρους σιδηροδοκού,
- d : πάχος της πλάκας σκυροδέματος.

$$\text{Εφελκυστική δύναμη: } Z = A_a \cdot f_{yd} = 45.25 \text{ cm}^2 \cdot 35.5 \text{ kN/cm}^2 = 1606 \text{ kN}$$

$$\text{Θέση ουδέτερου άξονα: } z_o = \frac{Z}{b \cdot 0.85 \cdot f_{cd}} = \frac{1606}{195 \cdot 0.85 \cdot 2 / 1.5} = 7.3 \text{ cm} < d = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Πλαστική ροπή αντοχής: } M_{pl,Rd} = Z \cdot \left(z_a - \frac{z_o}{2} \right) = 1606 \cdot \left(23.55 - \frac{7.3}{2} \right) = 320 \text{ kNm} > M_{ed}$$

Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων $V_{pl,Rd}$

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού, όπου A_{vz} είναι το εμβαδόν του κορμού της σιδηροδοκού ($A_{vz} = 14.47 \text{ cm}^2$).

$$V_{pl,a,Rd} = A_{vz} \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_M} = 14.47 \cdot \frac{35.5 / \sqrt{3}}{1.0} = 297 \text{ kN} > V_{ed}$$

Στις αμφιέρειστες δοκούς οι μέγιστες τέμνουσες και οι μέγιστες ροπές δρουν σε διαφορετικές θέσεις και δεν αλληλοεπηρεάζονται.

Έλεγχος ευστάθειας

Στη φάση λειτουργίας το θλιβόμενο πέλμα συνδέεται με τη πλάκα σκυροδέματος και δεν έχει κίνδυνο πλευρικής εκτροπής. Συνεπώς, δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Έλεγχος διαμήκους διάτμησης

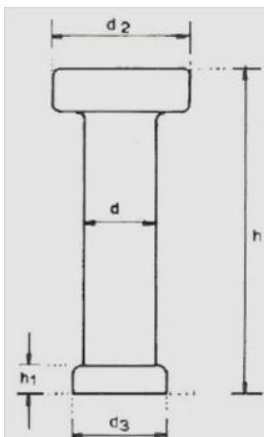
Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διαμήκουσ διάτμησης. Αυτό επιτυγχάνεται με τη χρήση διατμητικών συνδέσμων. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος εμποδίζοντας την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων. Ανάλογα με το αν παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση ή όχι, διαχωρίζεται σε πλήρη ή μερική διατμητική σύνδεση, αντίστοιχα [1]. Πλαστική ανάλυση για το προσδιορισμό της διαμήκουσ διάτμησης επιτρέπεται υπό τις εξής προϋποθέσεις:

1. Οικοδομικά έργα.
2. Διατομές κατηγορίας 1 ή 2.
3. Όλκιμη συμπεριφορά των διατμητικών συνδέσμων.
4. Οριακή κατάσταση αστοχίας.

Η δοκός που εξετάζεται είναι αμφιέρειστη και για το μισό της μήκος (μεταξύ μηδενικής και μέγιστης ροπής) ισχύει: $V_l = Z^+ = Z_a = 1606 \text{ kN}$

Οι διατμητικοί ήλοι κεφαλής αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων. Προτιμώνται λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής τους και της πλεονεκτικής συμπεριφοράς της κεφαλής του ήλου η οποία εμποδίζει την ανύψωση του σκυροδέματος και την αποκόλλησή του από τη σιδηροδοκό. Οι διαστάσεις των διατμητικών ήλων που δίνονται στο EN 13918 παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.3 Διαστάσεις διατμητικών ήλων σε [mm]



d	d₂	h
16	29	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200
19	32	75, 100, 125, 150, 200
22	35	50, 75, 100, 125, 150, 175, 200, 225, 250
25	38	100, 125, 150, 175, 200, 250

Επιλέγεται:
 Διάμετρος ήλου $d = 22 \text{ mm} < 2.5t_f = 2.5 \cdot 9.5 = 23.75 \text{ mm}$

Ύψος ήλου $h_{\eta\lambda} = 125 \text{ mm} > h_p = 73 \text{ mm}$
 $h_{\eta\lambda} = 125 \text{ mm} < h_{o\lambda} = 150 \text{ mm}$

Εξασφαλίζεται η ελάχιστη επικάλυψη: $h_{o\lambda} - h = 150 - 125 = 25 \text{ mm} > c_{min} = 20 \text{ mm}$

Η οριακή αντοχή του ήλου προσδιορίζεται ως εξής:

$$P_{Rd} = \min \{ P_{v,Rd}, P_{b,Rd} \} = \min \left\{ 0.8 \cdot f_u \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right) / \gamma_v, 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \right\} \quad (4.1)$$

όπου:

$P_{v,Rd}$ η αντοχή του ήλου σε διάτμηση,

$P_{b,Rd}$ η αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας,

γ_v ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ($\gamma_v = 1.25$),

f_u η εφελκυστική τιμή αντοχής του ήλου ($f_u = 500 \text{ MPa}$),

f_{ck} η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ($f_{ck} = 20 \text{ MPa}$),

E_{cm} το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος,

$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right)$ για $3 \leq h/d \leq 4$,

$\alpha = 1$ για $4 \leq h/d$.

Εδώ $\alpha = 1$

Άρα από την εξίσωση (4.1) προκύπτει:

$$P_{v,Rd} = 0.8 \cdot 50 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 2.2^2}{4} \right) / 1.25 = 121.6 \text{ kN}$$

$$P_{b,Rd} = 0.29 \cdot 1 \cdot 2.2^2 \cdot \sqrt{2 \times 3000} / 1.25 = 87 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = \min \{ P_{v,Rd}, P_{b,Rd} \} = \min \{ 121.6, 87 \} = 87 \text{ kN}$$

Η αντοχή των ήλων εντός σύμμικτης πλάκας αποτελούμενης από τραπεζοειδές χαλυβδόφυλλο είναι μικρότερη από την αντοχή τους εντός συμπαγούς πλάκας. Αυτό οφείλεται στη παρουσία του μεταλλικού φύλλο το οποίο μειώνει το πλάτος του σκυροδέματος πίσω από τον ήλο και συνεπώς την αντοχή του, αφού υπάρχει περίπτωση να μην γίνεται σωστά η μεταφορά της δύναμης από τη σιδηροδοκό μέσω του ήλου στο σκυρόδεμα. Για αυτό το λόγο εφαρμόζεται μειωτικός συντελεστής στον τύπο (4.1) ο οποίος εξαρτάται από την διεύθυνση των αυλακώσεων σε σχέση με τη διεύθυνση της δοκού. Εδώ, οι νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου είναι κάθετες στη δοκό. Ο μειωτικός συντελεστής δίνεται από την σχέση:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (4.2)$$

Όπου:

N_r ο αριθμός των ήλων ($N_r = 1$),

h_p το ύψος του χαλυβδόφυλλου ($h_p = 73 \text{ mm}$),

b_o το μέσο πλάτος των αυλακώσεων,

$$\text{Από Σχήμα 4.2: } b_o = \frac{95.5 - 50}{2} = 72.75 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \rightarrow b_o = 72.75 \text{ mm}$$

h το ύψος του ήλου ($h = 125 \text{ mm}$).

$$\text{Από τη σχέση (4.2): } k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{72.75}{73} \cdot \left(\frac{125}{73} - 1 \right) = 0.5 < 1$$

Η τελική απομειωμένη αντοχή του ήλου είναι ίση με $P_{Rd} = 0.5 \cdot 87 = 43.5 \text{ kN}$

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας επιτρέπεται η απομείωση της διαμήκουσ διάτμησης με το λόγο της δρώσας ροπής προς τη πλαστική ροπή αντοχής:

$$V_l' = V_l \frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = 1606 \cdot \frac{122.2}{345} = 568.9 \text{ kN}$$

Άρα, ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται είναι: $n_{ηλ} = \frac{V_l'}{P_{Rd}} = \frac{568.9}{43.5} = 13.07 \rightarrow 14 \text{ ήλοι}$,

οι οποίοι θα τοποθετηθούν σε ίσες αποστάσεις ανά: $e_L = \frac{0.5 \cdot 720}{14} = 25.7 \text{ cm}$

Στη συνέχεια, γίνεται έλεγχος των αποστάσεων των ήλων ώστε να διαπιστωθεί πως βρίσκονται εντός των ορίων που ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4 [11]. Οι επιτρεπόμενες τιμές φαίνονται στον Πίνακα 4.4.

Πίνακας 4.4 Γεωμετρικοί περιορισμοί διάταξης των ήλων

	min e_L	max e_L	min e_T	min c	min b_o
Ολόσωμες πλάκες	5d	$\leq 6h_c$ $\leq 800 \text{ mm}$	2.5d	20 mm (ό,τι ισχύει για τον σπλισμό μείον 5 mm)	-
Σύμμικτες πλάκες (χαλυβδόφυλλο κάθετο στη δοκό)		$\leq 6(h_c + h_p)$ $\leq 800 \text{ mm}$	4d		50 mm

Στη διαμήκη διεύθυνση:

$$\min e_L = 5 \cdot d = 5 \cdot 2.2 = 11 \text{ cm}$$

$$\max e_L = \min \{ 6 \times (h_c + h_p), 800 \text{ mm} \} = \min \{ 6 \times (77 + 73), 800 \} = \min \{ 900, 800 \} = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

Στην εγκάρσια διεύθυνση ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του Πίνακα 4.4 αφού τοποθετείται ένας ήλος ανά νεύρωση.

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι παραμορφώσεις θα πρέπει να περιορίζονται ώστε να μην προκαλούν προβλήματα στην εμφάνιση και στη λειτουργικότητα του φορέα. Ο έλεγχος βελών γίνεται στην οριακή

κατάσταση λειτουργικότητας λαμβάνοντας υπόψη τις φάσεις κατασκευής καθώς παίζουν καθοριστικό ρόλο στην ανάπτυξη τους. Στην πρώτη φάση κατασκευής τα ίδια βάρη των δοκών και του νωπού σκυροδέματος παραλαμβάνονται από τις σιδηροδοκούς, ενώ στη δεύτερη φάση αναπτύσσεται η σύμμικτη λειτουργία των δοκών, οι οποίες παραλαμβάνουν τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Το άθροισμα των βελών των 2 φάσεων είναι το τελικό βέλος. Στον Πίνακα 4.5 δίδονται τα επιτρεπόμενα βέλη δοκών για κτήρια.

Πίνακας 4.5 Επιτρεπόμενα βέλη

	δ_{\max}	δ_2
Στέγες γενικώς	1/200	1/250
Πατώματα γενικώς	1/250	1/300
Πατώματα που φέρνουν ευαίσθητα διαχωριστικά	1/250	1/350
δ_{\max} = τελικό βέλος από την οριζόντιο δ_2 = πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρόνιων παραμορφώσεων Για προβόλους το μήκος l είναι ίσο με το μισό του μήκους του προβόλου		

Όπως φαίνεται από τον Πίνακα το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα γενικώς είναι:

$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{720}{250} = 2.88 \text{ cm}$$

Από την ανάλυση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας στη 1η φάση προκύπτει βέλος 1.3 cm και στη 2^η, 1 cm. Άρα το συνολικό βέλος ισούται με:

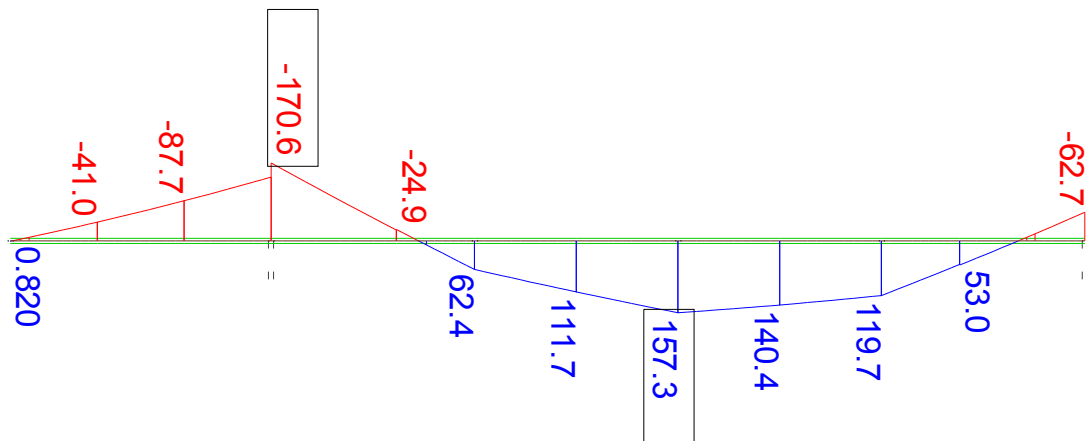
$$\delta_{\text{τελ}} = 1.3 + 1 = 2.3 \text{ cm} < \delta_{\max} = 2.88 \text{ cm}$$

4.2.3 Κύριες δοκοί

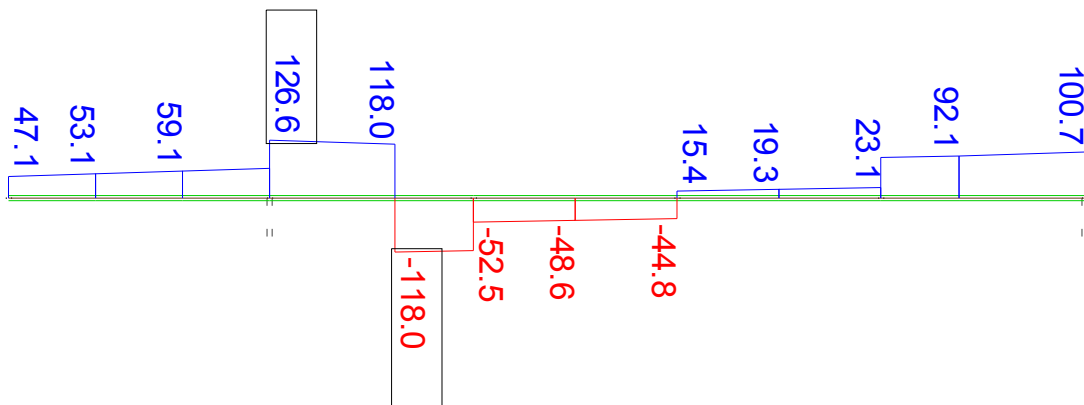
Ο ρόλος των κύριων δοκών είναι η παραλαβή των φορτίων από τις δευτερεύουσες και η ασφαλής μεταφορά τους στα υποστυλώματα με τα οποία συνδέονται με συνδέσεις ροπής. Η διατομή της σιδηροδοκού είναι HEA 240 και το μήκος της δοκού είναι 7.8 m. Στα άκρα της δοκού, όπου αναπτύσσονται αρνητικές ροπές, το σκυρόδεμα θεωρείται ρηγματωμένο. Η ρηγμάτωση του σκυροδέματος υλοποιήθηκε με την εισαγωγή νέας διατομής, με μέτρο ελαστικότητας $E/100$ για μήκος περίπου 15% εκατέρωθεν των στηρίξεων. Παρακάτω παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση μια τυπικής δοκού στη φάση κατασκευής και στη φάση λειτουργίας για το δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων.

4.2.3.1 Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής τα φορτία της δοκού είναι το ίδιο βάρη της και το βάρη νωπού σκυροδέματος (ειδικό βάρος $\gamma = 26 \text{ kN/m}^3$) για 15 cm πάχος πλάκας ($g_{\text{σκυρ}} = 26 \cdot 0.15 = 3.9 \text{ kN/m}^2$). Στα Σχήματα 4.13 και 4.14 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων της δευτερεύουσας δοκού που εξετάζεται, ενώ στον Πίνακα 4.6 οι αντοχές σχεδιασμού της διατομής HEA 240 όπως υπολογίστηκαν από το υποπρόγραμμα Aqua.



Σχήμα 4.13 Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y [kNm]



Σχήμα 4.14 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z [kN]

Πίνακας 4.6 Αντοχές σχεδιασμού διατομής HEA 240 από Aqua

Design forces and moments											
	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mt [kNm]	Mt2 [kNm]	Mb [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm2]	y [mm]	z [mm]	BUCK
=	(C/E = characteristic plastic/elastic, D=plast.Design, F=elast. Design)										
C	2727.7	1180.57	516.00	9.68	128.68	13.37	264.33	124.87	0.0	0.0	b c
E	2727.7	754.72	320.51	4.39		8.54	239.62	81.92	0.0	0.0	
D	2727.7	1180.57	516.00	9.68	128.68	13.37	264.33	124.87	0.0	0.0	
F	2727.7	754.72	320.51	4.39		8.54	239.62	81.92	0.0	0.0	
N	normal force			Mb	warping moment						
Vy,Vz	transverse shear			My,Mz	bending moment						
Mt	primary torsional moment			y,z	centre of gravity						
Mt2	secondary torsional moment			BUCK	buckling curve						

Η δοκός διατομής HEA 240 με ποιότητα χάλυβα S 355 είναι κατηγορίας 3, σε καθαρή κάμψη, άρα επιβάλλεται ελαστικός έλεγχος.

Έλεγχοι διατομής

Έλεγχος έναντι κάμψης στο άνοιγμα $M_{el,Rd} = 239 \text{ kNm} > M_{ed} = 157.8 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι κάμψης στη στήριξη $M_{el,Rd} = 239 \text{ kNm} > M_{ed} = 170.6 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας $V_{el,Rd} = 320 \text{ kN} > V_{ed} = 126.6 \text{ kN}$

Έλεγχος ευστάθειας

Στη φάση κατασκευής απαιτείται ο έλεγχος ευστάθειας της δοκού ο οποίος παρατίθεται εν συντομία.

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 2769}{780^2} \left[\frac{328500}{2769} + \frac{780^2 \cdot 8100 \cdot 41.55}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 2769} \right] = 205 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{239}{205}} = 1.1, \text{ η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού}$$

Καμπύλη λυγισμού για ελατές διατομές I: $h/b = 230/240 = 0.96 < 2 \rightarrow$ Καμπύλη a $\rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[1 + 0.21(1.1 - 0.4) + 0.75 \cdot 1.1^2 \right] = 1.03$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.03 + \sqrt{1.03^2 - 0.75 \cdot 1.1^2}} = 0.70$$

Για να ληφθεί υπόψη η μορφή του διαγράμματος ροπών εισάγεται συντελεστής f , όπου: $f = 1 - 0.5(1 - k_c) \left[1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right] = 0.95$

Και ο μειωτικός συντελεστής παίρνει την τιμή:

$$\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f} = \frac{0.7}{0.95} = 0.73$$

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό υπολογίζεται από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT,mod} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.73 \cdot 239 = 174.5 \text{ kNm}$$

Ο έλεγχος έναντι πλευρικού λυγισμού ικανοποιείται στο άνοιγμα και στη στήριξη:

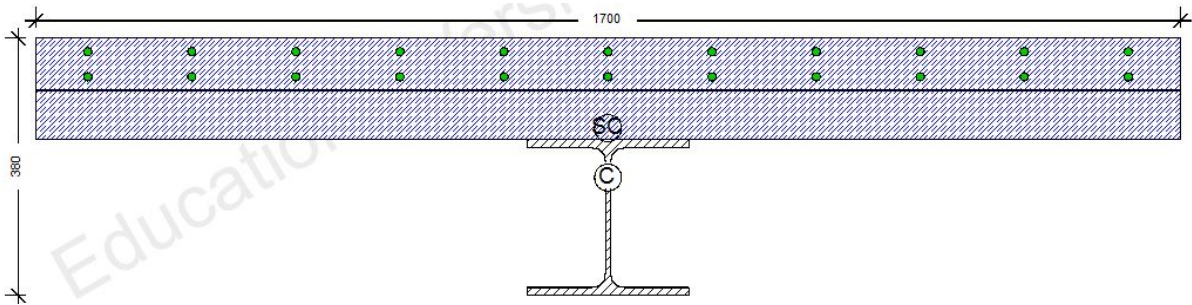
$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{157.3}{174.5} = 0.9 < 1.0$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{170.6}{174.5} = 0.98 < 1.0$$

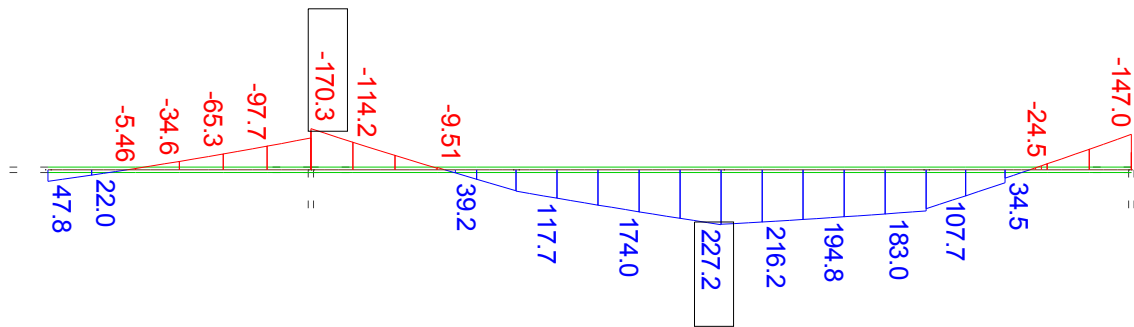
4.2.3.2 Φάση λειτουργίας

Η κύρια δοκός λειτουργεί ως σύμμικτη διατομή, αποτελούμενη από τη σιδηροδοκό διατομή HEA 240 και τη πλάκα σκυροδέματος (Σχήμα 4.15). Στη φάση λειτουργίας δρουν στο κτήριο όλα μόνιμα και κινητά φορτία που υπολογίστηκαν στο Κεφάλαιο 2. Στα Σχήματα 4.16 και 4.17 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπών κάμψης και τεμνουσών

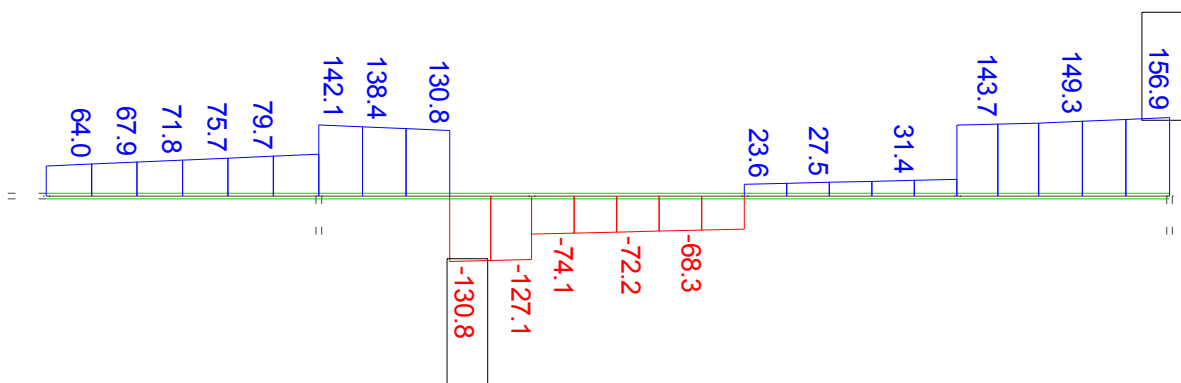
δυνάμεων της κύριας δοκού που εξετάζεται στη φάση λειτουργίας, ενώ στον Πίνακα 4.7 οι αντοχές σχεδιασμού της σύμμικτης διατομής, όπως υπολογίστηκαν από το υποπρόγραμμα Aqua.



Σχήμα 4.15 Διατομή κύριας δοκού (διαστάσεις σε [mm])



Σχήμα 4.16 Διάγραμμα καμπτικών ροπών M_y [kNm]



Σχήμα 4.17 Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων V_z [kN]

Πίνακας 4.7 Αντοχές σχεδιασμού σύμμικτης διατομής από Aqua

Design forces and moments

	N[kN]	Vy[kN]	Vz[kN]	Mt[kNm]	Mt2[kNm]	Mb[kNm]	My[kNm]	Mz[kNm2]	y[mm]	z[mm]	BUCK
=	(C/E = characteristic plastic/elastic, D=plast.Design, F=elast. Design)										
C	4009.5	1180.57	516.00	175.72	128.68	13.37	637.55	1126.08	869.0	57.0	b b
C	-739.7		30.73				662.96	0.00	0.0	99.8	COMB
C	-1026.1	34807.91					0.00	1131.46	850.0	0.0	COMB
C	-6203.6	1180.57	516.00	175.72	128.68	13.37	-450.47	-1126.08	831.0	158.5	
C	-1454.4		30.73				-529.42	0.00	0.0	99.8	COMB
C	-1255.2	1.14					0.00	-1131.46	850.0	0.0	COMB
E	10157.5	1079.46	525.38	10.29		0.27	448.18	417.56	850.0	99.8	
E	-2005.4	1079.46	525.38	10.29		2.85	-475.53	-417.56	850.0	99.8	
D	3842.3	1180.57	516.00	175.72	128.68	13.37	600.53	905.07	854.8	150.9	
D	154.7		23.83				608.14	0.00	0.0	99.8	COMB
D	-662.5	23205.65					0.00	906.42	850.0	0.0	COMB
D	-5309.2	1180.57	516.00	175.72	128.68	13.37	-430.33	-905.07	845.2	159.5	
D	-1621.6		23.83				-519.17	0.00	0.0	99.8	COMB
D	-862.5	1.14					0.00	-906.42	850.0	0.0	COMB
F	10157.5	719.64	525.38	6.86		0.27	298.79	417.56	850.0	99.8	
F	-2005.4	719.64	525.38	6.86		2.85	-475.53	-417.56	850.0	99.8	
N	normal force		Mb		warping moment						
Vy,Vz	transverse shear		My,Mz		bending moment						
Mt	primary torsional moment		y,z		centre of gravity						
Mt2	secondary torsional moment		BUCK		buckling curve						

Οι έλεγχοι που απαιτούνται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, όπως προαναφέρθηκε στον έλεγχο δευτερευουσών δοκών, είναι ο έλεγχος διατομής σε καμπτική ροπή και τέμνουσα δύναμη, ο έλεγχος ευστάθειας μέλους και ο έλεγχος για διαμήκη διάτμηση, σε οριακή κατάσταση αστοχίας (OKA) [11].

Έλεγχος διατομής

Έλεγχος έναντι κάμψης στο άνοιγμα $M_{Ed} = 227.2 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 600 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι κάμψης στη στήριξη $M_{Ed} = 170.3 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 430 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας δύναμης $V_{Ed} = 156.9 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 516 \text{ kN}$

Έλεγχος ευστάθειας

Έλεγχος ευστάθειας της δοκού απαιτείται στις περιοχές κοντά των στηρίξεων που αναπτύσσονται αρνητικές ροπές. Παρ' όλα αυτά, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 [11], εάν ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια δεν απαιτείται έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

1. Τα μήκη γειτονικών δοκών να μην διαφέρουν περισσότερο από 20%.
2. Τα φορτία να είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα.
3. Το άνω πέλμα της σιδηροδοκού να είναι συνδεδεμένο με την πλάκα σκυροδέματος.
4. Εάν η σιδηροδοκός είναι σειράς IPE ή HE το ύψος της να μην ξεπερνάει τα όρια που δίνονται στον Πίνακα 4.8.

Πίνακας 4.8 Μέγιστο ύψος h [mm] σιδηροδοκού για το οποίο αγνοείται ο έλεγχος ευστάθειας

Διατομή	Ποιότητα χάλυβα		
	S 235	S 275	S 355
IPE	600	550	400
HEA/HEB	800	650	500

Τα παραπάνω κριτήρια ικανοποιούνται, άρα δεν απαιτείται στρεπτοκαμπτικός έλεγχος του μέλους.

Έλεγχος διαμήκους διάτμησης

Για τον έλεγχο διαμήκους διάτμησης ακολουθείται παρόμοια διαδικασία με αυτή της παραγράφου 4.2.3 για τις δευτερεύουσες δοκούς. Η διαμήκης διάτμηση μεταξύ θετικών και αρνητικών ροπών με οπλισμό της πλάκας σκυροδέματος 10 cm^2 , είναι ίση με:

$$V_l = Z^+ + Z^- = Z_a = A_a \cdot f_{ya} + A_s \cdot f_{sd} = 3162.8 \text{ kN}$$

Οι διατμητικοί ήλοι που επιλέγονται από τον Πίνακα 4.3 όπως και στις δευτερεύουσες δοκούς είναι διαμέτρου $d = 22 \text{ mm}$ και ύψους $h = 125 \text{ mm}$. Η οριακή αντοχή του ήλου είναι ίση με:

$$P_{Rd} = \min \{ P_{v,Rd}, P_{b,Rd} \} = \min \{ 121.6, 87 \} = 87 \text{ kN}$$

Η αντοχή του ήλου μειώνεται λόγω του χαλυβδόφυλλου το οποίο περιορίζει το σκυρόδεμα πίσω από τον ήλο. Ο μειωτικός συντελεστής για χαλύβδινα φύλλα με αυλακώσεις παράλληλες στη δοκό δίνεται από τη σχέση:

$$k_l = 0.6 \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (4.3)$$

Όπου:

h_p το ύψος του χαλυβδόφυλλου ($h_p = 73 \text{ mm}$),

b_o το μέσο πλάτος των αυλακώσεων,

$$\text{Από Σχήμα 4.2: } b_o = \frac{95.5 - 50}{2} = 72.75 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \rightarrow b_o = 72.75 \text{ mm}$$

h το ύψος του ήλου ($h = 125 \text{ mm}$).

$$\text{Από τη σχέση (4.3): } k_l = 0.6 \cdot \frac{72.75}{73} \cdot \left(\frac{125}{73} - 1 \right) = 0.43 < 1$$

Η τελική απομειωμένη αντοχή του ήλου είναι ίση με $P_{Rd} = 0.43 \cdot 87 = 37.4 \text{ kN}$

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας επιτρέπεται η απομείωση της διαμήκους διάτμησης με το λόγο της δρώσας ροπής προς τη πλαστική ροπή αντοχής:

$$V_l' = V_l \frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}} = 3162.8 \cdot \frac{229.6}{600} = 1210 \text{ kN}$$

$$\text{Άρα, ο αριθμός των ήλων που απαιτούνται είναι: } n_{\eta\lambda} = \frac{V_l'}{P_{Rd}} = \frac{1210}{37.4} = 32.3 \rightarrow 33 \text{ ήλοι, οι}$$

$$\text{οποίοι θα τοποθετηθούν σε ίσες αποστάσεις ανά: } e_L = \frac{0.5 \cdot 780}{33} = 11.8 \rightarrow 11.5 \text{ cm}$$

Τέλος, ελέγχονται οι αποστάσεις των ήλων εάν είναι εντός των ορίων του Πίνακα 4.4 που ορίζει ο Ευρωκώδικας 4. Στη διαμήκη διεύθυνση ισχύει:

$$\min e_L = 5 \cdot d = 5 \cdot 2.2 = 11 \text{ cm}$$

$$\max e_L = \min \{ 6(h_c + h_p), 800 \text{ mm} \} = \min \{ 6 \cdot (7.7 + 7.3), 80 \} = \min \{ 90, 80 \} = 80 \text{ cm}$$

Στην εγκάρσια διεύθυνση ικανοποιούνται οι απαιτήσεις του Πίνακα 4.3 αφού τοποθετείται ένας ήλος ανά νεύρωση.

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Όπως και στις δευτερεύουσες δοκούς ο έλεγχος βελών γίνεται για τις δύο φάσεις κατασκευής. Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος δίνεται από τον Πίνακα 4.5.

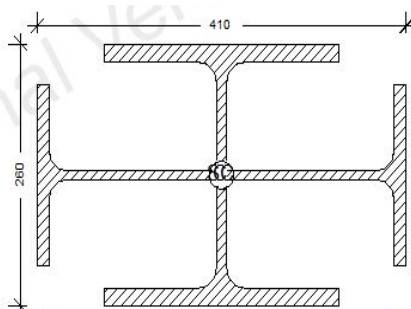
$$\delta_{\max} = \frac{l}{250} = \frac{780}{250} = 3.12 \text{ cm}$$

Το βέλος από την 1η φάση κατασκευής είναι 1.1 cm και από την 2η είναι 0.85 cm. Άρα το συνολικό βέλος ισούται με:

$$\delta_{\text{τελ}} = 1.1 + 0.85 = 1.95 \text{ cm} < \delta_{\max} = 3.12 \text{ cm}$$

4.2.4 Υποστυλώματα

Εξ' αιτίας της πλαισιακής λειτουργίας που είναι επιθυμητή και στις 2 διευθύνσεις επιλέχθηκαν υποστυλώματα σταυροειδούς διατομής, αποτελούμενη από 2 διπλά ταυ από τα οποία το ένα κόβεται στη μέση και συγκολλάται εκατέρωθεν του άλλου. Επιλέχθηκε HEB 260 στο οποίο συγκολλήθηκαν 2 1/2IPE 400 (Σχήμα 4.18). Κατά την επιλογή λήφθηκε υπόψη ένα ελάχιστο κενό 60 cm μεταξύ των κάθετων πελμάτων το οποίο επιτρέπει την διεξαγωγή εργασιών στο πίσω μέρος τους (π.χ. κοχλίωση συνδέσεων). Παρακάτω παρουσιάζονται οι έλεγχοι διατομής και ευστάθειας μέλους στο δυσμενέστερο υποστυλώμα. Συγκεκριμένα, το υποστυλώμα ελέγχεται έναντι αξονικής και τέμνουσας δύναμης, καμπτικής ροπής καθώς και η αλληλεπίδραση αυτών. Στη συνέχεια το υποστυλώμα ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι η μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου και καμπτόμενου μέλους. Οι διατομές μετά το λυγισμό λόγω θλίψης, υπόκεινται σε στροφή περί το κέντρο διάτμησης και σε ταυτόχρονη μετατόπιση από το διαμήκη άξονα του μέλους ο οποίος μετά την παραμόρφωσης παύει να είναι πλέον ευθύγραμμος [2].



Σχήμα 4.18 Διατομή υποστυλώματος

Κατάταξη διατομής

Η κατάταξη της διατομής γίνεται με τη βοήθεια Πινάκων (Κεφάλαιο 3) για καθαρή θλίψη. Γίνεται πρώτα κατάταξη των κορμών και των πελμάτων των επιμέρους στοιχείων και στη συνέχεια η διατομή κατατάσσεται στην υψηλότερη κατηγορία (περισσότερο δυσμενή).

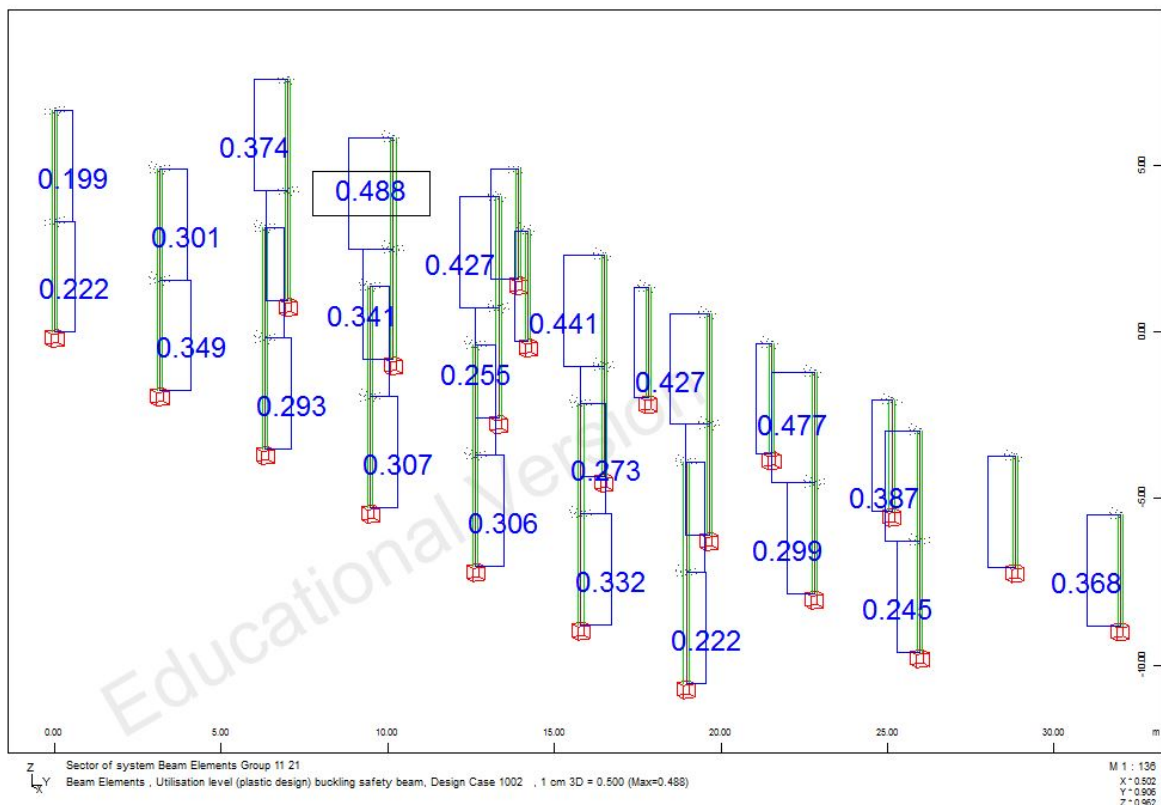
Κορμός HEB 260: $c/t = 177/10 = 17 < 33 \cdot \varepsilon = 26.85 \rightarrow$ Κατηγορία 1

Κορμός 1/2IPE 400: $c/t = 165.5/8.6 = 19.24 < 33 \cdot \varepsilon = 26.85 \rightarrow$ Κατηγορία 1

Πέλμα HEB 260: $c/t = 93.44/17.5 = 5.34 < 9 \times \varepsilon = 7.3 \rightarrow$ Κατηγορία 1

Πέλμα 1/2IPE 400: $c/t = 59.9/13.5 = 4.44 < 9 \times \varepsilon = 7.32 \rightarrow$ Κατηγορία 1

Η διατομή είναι Κατηγορίας 1, δηλαδή η διατομή έχει αρκετή στρωφική ικανότητα ώστε να αναπτύξει πλαστική άρθρωση χωρίς μείωση της αντοχής της. Συνεπώς, επιτρέπεται πλαστική ανάλυση των υποστυλωμάτων. Η διαστασιολόγηση έγινε με τη χρήση των υποπρογραμμάτων Aqb και Bdk και στη συνέχεια έγινε διασταύρωση των αποτελεσμάτων «με το χέρι» για το δυσμενέστερο υποστύλωμα. Στο 4.19 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του υποπρογράμματος Bdk το οποίο χρησιμοποιήθηκε για τον έλεγχο ευστάθειας των υποστυλωμάτων με τη μορφή ενός συντελεστή εκμετάλλευσης, δηλαδή το ποσοστό αξιοποίησης της διατομής. Δυσμενέστερο, δηλαδή με τον υψηλότερο συντελεστή αξιοποίησης, είναι το υποστύλωμα του 1ου ορόφου, το στοιχείο με τον αριθμό 210004 για το οποίο θα γίνουν οι υπολογισμοί για τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.



Σχήμα 4.19 Αποτελέσματα στρεπτοκαμπτικού ελέγχου (συντελεστής αξιοποίησης)

Εντατική μεγέθη

$$N_{Ed} = -371.4 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = -73.7 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = +14.7 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,o} = +156 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,u} = -98.3 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed,o} = +16.4 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed,u} = -34.3 \text{ kNm}$$

Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1, η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα δίνεται από την Σχέση (4.4):

$$V_{pl} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (4.4)$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης. Στην σταυροειδή διατομή θεωρούμε πως η διάτμηση παραλαμβάνεται από τον κορμό που είναι παράλληλος στη φορά της διατμητικής ροής και τα 2 επίσης παράλληλα πέλματα.

1. Κατά τον άξονα z:

$$A_v = A_{v,z} = 86.19 \text{ cm}^2$$

(η επιφάνεια διάτμησης αποτελείται από τον κορμό της HEB 260 και τα 2 πέλματα της IPE 400)

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{86.19 \cdot 35.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 1766 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 73.7 \text{ kN}$$

2. Κατά τον άξονα y:

$$A_v = A_{v,y} = 133.69 \text{ cm}^2$$

(η επιφάνεια διάτμησης αποτελείται από τον κορμό της IPE 400 και τα 2 πέλματα της HEB 260)

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{v,y} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{133.69 \cdot 35.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 2740.1 \text{ kN} > V_{y,Ed} = 14.7 \text{ kN}$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, εφόσον η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή αμελείται η επίδρασή της στη ροπή αντοχής [9].

Έλεγχος διατομής σε αξονική δύναμη

Η αντοχή της διατομής σε θλιπτική δύναμη δίνεται από τον τύπο:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{202.91 \cdot 35.5}{1.0} = 7203.2 \text{ kN} > 371.4 \text{ kN}$$

Όπου $A = 202.91 \text{ cm}^2$ το εμβαδόν της διατομής.

Εξετάζεται επίσης η αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και ροπής κάμψης. Η αντοχή έναντι κάμψης περιορίζεται διότι μέρος της διατομής αναλίσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης. Για διατομές διπλής συμμετρίας δεν απαιτείται να γίνει απομείωση αν ισχύουν τα ακόλουθα κριτήρια:

1. $N_{Ed} \leq 0.25 N_{pl,Rd}$

$$2. \quad N_{Ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{για απομείωση αντοχής περί τον άξονα } y-y)$$

$$3. \quad N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{για απομείωση αντοχής περί τον άξονα } z-z)$$

Για τη διατομή HEB 260 ισχύουν:

$$1. \quad N_{Ed} = 371.4 \leq 0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \cdot 7203.2 = 1800.8 \text{ kN}$$

$$2. \quad N_{Ed} = 371.4 \leq \frac{0.5 \cdot 22.5 \cdot 1.0 \cdot 35.5}{1.0} = 399 \text{ kN}$$

$$3. \quad N_{Ed} = 371.4 \leq \frac{22.5 \cdot 1.0 \cdot 35.5}{1.0} = 798 \text{ kN}$$

Συνεπώς δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής.

Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής, κατά γωνία που εξαρτάται από το λόγο των ροπών και από τη γεωμετρία της διατομής. Για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης για τα 2 άκρα του υποστυλώματος:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (4.5)$$

Για ελατές διατομές ισχύουν συντηρητικά $\alpha = 1$ και $\beta = 1$.

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1512 \cdot 35.5}{1.0} = 53676 \text{ kNcm} = 536.7 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1909.2 \cdot 35.5}{1.0} = 67776 \text{ kNcm} = 677.7 \text{ kNm}$$

$$\text{Στην κορυφή: } \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{156}{536.7} \right]^1 + \left[\frac{16.4}{677.7} \right]^1 = 0.32 \leq 1$$

$$\text{Στη βάση: } \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{98.3}{536.7} \right]^1 + \left[\frac{34.3}{677.7} \right]^1 = 0.23 \leq 1$$

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Τα υποστυλώματα θεωρούνται εξασφαλισμένα μόνο στα άκρα τους και έχει ληφθεί υπόψη ισοδύναμο μήκος ως προς τις δύο διευθύνσεις $L_{cr,y} = L_{cr,z} = 3.45 \text{ m}$. Η αριθμητική τιμή της οριακής (χαρακτηριστικής) λυγηρότητας δίνεται από την σχέση:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76.41$$

Οι λυγηρότητες και οι ανηγμένες λυγηρότητες ως προς τις δύο διευθύνσεις παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.9.

Πίνακας 4.9 Λυγηρότητες

	Λυγηρότητα	Ανηγμένη λυγηρότητα
Τύπος	$\lambda = \frac{L}{i}$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$
Διεύθυνση y-y	$\lambda_y = \frac{345}{8.95} = 38.56$	$\bar{\lambda}_y = \frac{38.56}{76.41} = 0.5$
Διεύθυνση z-z	$\lambda_z = \frac{345}{12.1} = 28.51$	$\bar{\lambda}_z = \frac{28.51}{76.41} = 0.373$

Η καμπύλη λυγισμού για λυγισμό περί τον άξονα y-y είναι η b και περί τον άξονα z-z η c. Ο μειωτικός συντελεστής χ υπολογίζεται ως εξής:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (4.6)$$

$$\text{όπου: } \Phi = 0.5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.7)$$

και α ο συντελεστής ατελειών που εξαρτάται από την καμπύλη λυγισμού, όπως φαίνεται στον Πίνακα 4.10.

Πίνακας 4.10 Συντελεστής ατελειών

Καμπύλη λυγισμού	a ₀	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό περί τον άξονα y-y:

$$(4.7): \Phi_y = 0.5 \left[1 + 0.34(0.5 - 0.2) + 0.5^2 \right] = 0.676$$

$$(4.6): \chi_y = \frac{1}{0.676 + \sqrt{0.676^2 - 0.5^2}} = 0.88$$

Ο μειωτικός συντελεστής για λυγισμό περί τον άξονα z-z:

$$(4.7): \Phi_z = 0.5 \left[1 + 0.49(0.373 - 0.2) + 0.373^2 \right] = 0.612$$

$$(4.6): \chi_z = \frac{1}{0.612 + \sqrt{0.612^2 - 0.373^2}} = 0.91$$

Η κρίσιμη ελαστική ροπή στεπτοκαμπτικού λυγισμού για υποστώλωμα σταθερής διατομής διπλής συμμετρίας με απλές συνθήκες στήριξης και κεντρική φόρτιση, δίνεται από την Σχέση (4.8):

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0.5} \right\} \quad (4.8)$$

Όπου:

- C_1 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης,
- I_z η ροπή αδράνειας στον ασθενή άξονα,
- I_t η σταθερά στρέψης,
- I_w η σταθερά στρέβλωσης,
- k και k_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων,
- E μέτρο ελαστικότητας,
- G μέτρο διάτμησης.

Συνεπώς, από τη Σχέση (4.8):

$$M_{cr} = 2.704 \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 29590}{(1.345)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \cdot \frac{0.7537}{29590} + \frac{(1.345)^2 \cdot 8100 \cdot 175.6}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 29590} \right]^{0.5} \right\} = 7320 \text{ kNm}$$

Η τιμή της ανηγμένης λυγηρότητας πλευρικού λυγισμού είναι:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{536.7}{7320}} = 0.27$$

Εφόσον $\bar{\lambda}_{LT} = 0.27 > 0.20$ δεν αγνοείται ο κίνδυνος αστοχίας μέσω στεπτοκαμπτικού λυγισμού. Στη συνέχεια, επιλέγεται καμπύλη στεπτοκαμπτικού λυγισμού d που αφορά τις διατομές που δεν είναι ελατές ούτε συγκολλητές και υπολογίζεται ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} .

$$(4.7): \Phi_z = 0.5 \left[1 + 0.76(0.27 - 0.2) + 0.27^2 \right] = 0.563$$

$$(4.6): \chi_{LT} = \frac{1}{0.563 + \sqrt{0.563^2 - 0.27^2}} = 0.95$$

Ο έλεγχος ευστάθειας του μέλους πραγματοποιείται με την ικανοποίηση των δύο σχέσεων αλληλεπίδρασης για μέλη που καταπονούνται από αξονική δύναμη και καμπτική ροπή.

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.9)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.10)$$

Όπου:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$ οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μέγιστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα,
- $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ οι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4,
- χ_y , χ_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού,
- χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού,
- k_{yy} , k_{zz} , k_{zy} , k_{yz} οι συντελεστές αλληλεπίδρασης.

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{zz} , k_{zy} , k_{yz} προκύπτουν από 2 εναλλακτικές προσεγγίσεις και οι τιμές των συντελεστών μπορούν να υπολογιστούν από 2 μεθόδους. Στη συγκεκριμένη μελέτη επιλέχθηκε η 2η μέθοδος, η οποία παρουσιάζεται υπό μορφή πινάκων.

Πίνακας 4.11 Συντελεστές αλληλεπίδρασης για μη ευαίσθητα μέλη σε στρεπτικές παραμορφώσεις


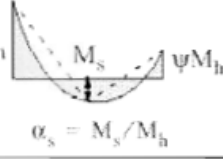
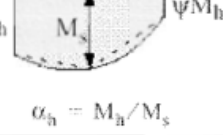
Interaction factors	Type of sections	Design assumptions	
		elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	I-sections RHS-sections	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	I-sections RHS-sections	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	I-sections RHS-sections	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	I-sections	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	RHS-sections		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$

For I- and H-sections and rectangular hollow sections under axial compression and uniaxial bending $M_{y,Ed}$ the coefficient k_{zy} may be $k_{zy} = 0$.

Πίνακας 4.12 Συντελεστές αλληλεπίδρασης για ευαίσθητα μέλη σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3, class 4	plastic cross-sectional properties class 1, class 2
k_{yy}	k_{yy} from Table B.1	k_{yy} from Table B.1
k_{yz}	k_{yz} from Table B.1	k_{yz} from Table B.1
k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>for $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} from Table B.1	k_{zz} from Table B.1

Πίνακας 4.13 Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Moment diagram	range		C_{my} and C_{mz} and C_{mLT}	
			uniform loading	concentrated load
 ψM	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 ψM_h $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
 ψM_h $\alpha_h = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$ <small>(AC2)</small>
For members with sway buckling mode the equivalent uniform moment factor should be taken $C_{my} = 0,9$ or <small>(AC2)</small> C_{mz} <small>(AC2)</small> $= 0,9$ respectively.				
C_{my} , C_{mz} and C_{mLT} should be obtained according to the bending moment diagram between the relevant braced points as follows:				
moment factor	bending axis	points braced in direction		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Το υποστύλωμα θεωρείται μη ευαίσθητο σε στρεπτικές παραμορφώσεις, εφόσον ο συντελεστής χ_{LT} είναι κοντά στη μονάδα, άρα οι συντελεστές αλληλεπίδρασης θα προσδιοριστούν από τον Πίνακα 4.11. Αρχικά, υπολογίζονται οι συντελεστές C_m :

$$C_{my} = 0.9$$

$$C_{mz} = 0.9$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης από Πίνακα 4.11:

$$\bar{\lambda}_y - 0.2 = 0.5 - 0.2 = 0.3 < 0.8 \rightarrow k_{yy} = C_{my} \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0.92$$

$$2\bar{\lambda}_z - 0.6 = 0.746 - 0.6 = 0.146 < 1.4 \rightarrow k_{zz} = C_{mz} \left[1 + (2\bar{\lambda}_z - 0.6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0.91$$

$$k_{yz} = 0.6 \cdot k_{zz} = 0.55$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.55$$

Έλεγχος μέλους από τις σχέσεις αλληλεπίδρασης:

$$(4.9): \frac{371.4}{\frac{0.88 \cdot 7203}{1.0}} + 0.92 \frac{156}{0.95 \frac{536.7}{1.0}} + 0.55 \frac{34.3}{\frac{677.7}{1.0}} = 0.4 < 1$$

$$(4.10): \frac{371.4}{\frac{0.91 \cdot 7203}{1.0}} + 0.55 \frac{156}{0.95 \frac{536.7}{1.0}} + 0.91 \frac{34.3}{\frac{677.7}{1.0}} = 0.3 < 1$$

4.2.5 Διαστασιολόγηση διαδρόμου

Ο διάδρομος βρίσκεται μεταξύ του κτηρίου και του τοιχίου και αποτελείται από δοκούς διατομής IPE 240 στις οποίες εδράζονται οι υαλοπίνακες. Οι δοκοί πακτώνονται στο τοιχίο ώστε να μειωθούν τα βέλη τους. Σημειώνεται ότι το κινητό φορτίο διαδρόμου είναι $q = 5 \text{ kN/m}^2$. Παρουσιάζονται συνοπτικά οι υπολογισμοί της διαστασιολόγησης για τη δυσμενέστερη δοκό 17003 και στο Σχήμα 4.20 φαίνεται η σύνδεση της διαδοκίδας με το τοιχίο. Οι διατομές IPE 240 σε καθαρή θλίψη είναι κατηγορίας 2, συνεπώς επιτρέπεται πλαστική ανάλυση. Τα εντατικά μεγέθη είναι:

$$N_{ed} = -33.3 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 111.1 \text{ kNm}$$

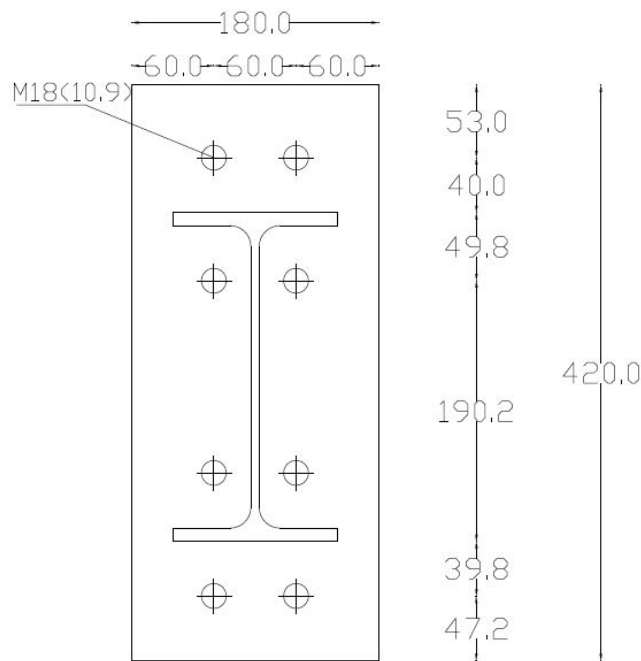
$$V_{z,Ed} = -46.8 \text{ kN}$$

Έλεγχοι αντοχής:

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366.6 \cdot 35.5}{1.0} = 13014 \text{ kNcm} = 130.4 \text{ kNm} > M_{y,Ed} = 111.1 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{19.14 \cdot 35.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 392 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 46.8 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.12 \cdot 35.5}{1.0} = 1388.7 \text{ kN} > N_{Ed} = 33.3 \text{ kN}$$



Σχήμα 4.20 Σύνδεση δοκού με το τοίχιο

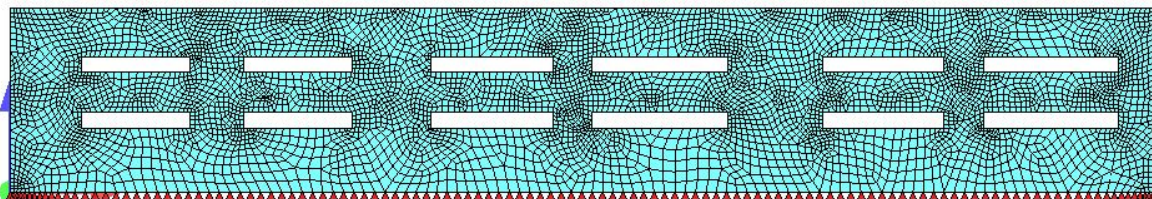
4.2.6 Τοίχιο

Το τοίχιο, μήκους 43.2 m, θεωρείται αρθρωτό στη βάση του, δηλαδή επιτρέπει τη στροφή. Στο Σχήμα 4.21 φαίνεται η προσομοίωσή του με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία. Το τοίχιο κατασκευάζεται από σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβα οπλισμού S500. Η βασική καταπόνηση του είναι από τις δοκούς του διάδρομου που στηρίζονται σε αυτόν. Το τοίχιο οπλίζεται με τον ελάχιστο οπλισμό και ενισχύεται κατάλληλα στις περιοχές πλησίον των κενών και στις στηρίξεις των διαδοκίδων του διαδρόμου (Σχήμα 4.20). Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, η τιμή του ελάχιστου κατακόρυφου οπλισμού είναι $A_{sv,min} = 0.002A_c$, ενώ η τιμή του ελάχιστου οριζόντιου οπλισμού είναι $A_{sh,min} = \max(0.25A_{sv,min} ; 0.001A_c)$ [8]. Το όριο της μέγιστης απόστασης 2 γειτονικών ράβδων του κατακόρυφου οπλισμού είναι τα 400 mm ή το τριπλάσιο του πάχους του τοιχίου, ενώ το όριο για τον οριζόντιο οπλισμό είναι τα 400 mm. Άρα ο ελάχιστος οπλισμός είναι:

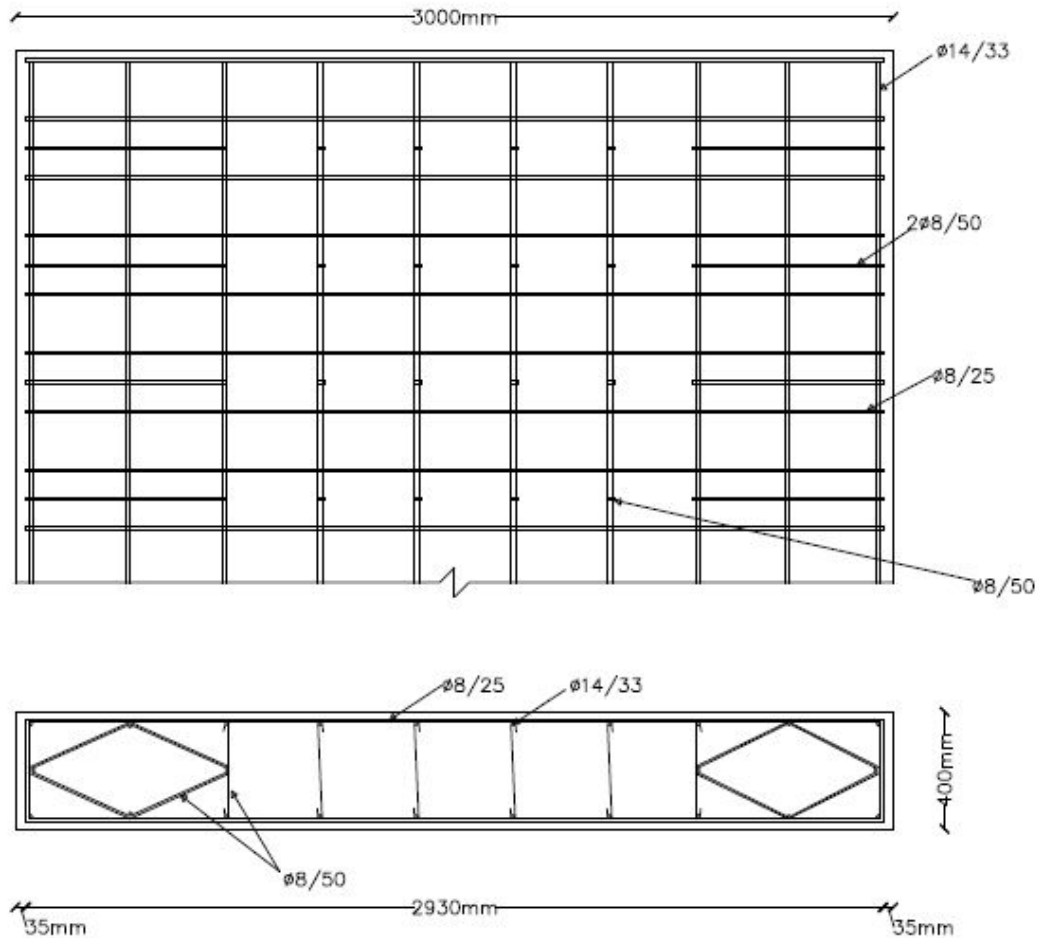
$$A_{sv,min} = 0.002A_c = 0.002 \cdot 40 \cdot 100 = 8 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (} 4\text{cm}^2/\text{m} \text{ σε κάθε παρειά)}$$

$$A_{sh,min} = \max(0.25A_{sv,min}, 0.001A_c) = 4 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (} 2\text{cm}^2/\text{m} \text{ σε κάθε παρειά)}$$

Επιλέχθηκε διάμετρος κατακόρυφου οπλισμού Φ14 και οριζόντιου Φ8. Στο Σχήμα 4.22 φαίνεται η όπλιση μιας τυπικής περιοχής του διαδρόμου μεταξύ των ανοιγμάτων.



Σχήμα 4.21 Απεικόνιση της προσομοίωσης του τοιχίου



Σχήμα 4.22 Όπλιση τοιχίου

4.2.7 Πλάκες από γυαλί

Στο διάδρομο χρησιμοποιούνται στρωματοποιημένες πλάκες γυαλιού (laminated glass) και στηρίζονται στις σιδηροδοκούς που συνδέουν το τοιχίο με το υπόλοιπο κτήριο. Η στρωματοποιημένη πλάκα αποτελείται από ναλοπίνακες ασφαλείας θερμικά ενισχυμένου γυαλιού (heat strengthened glass) και ενδιάμεσες στρώσεις πολυμερούς υλικού. Οι ενδιάμεσες στρώσεις επιτρέπουν στο γυαλί να παραλάβει θλιπτικές δυνάμεις μετά τη ρηγμάτωση και συγκρατούν τα κομμάτια γυαλιού σε περίπτωση θραύσης προσφέροντας έτσι μια περιορισμένη ευστάθεια μετά την αστοχία. Το πιο συχνά χρησιμοποιούμενο πολυμερές υλικό είναι η πολυβινυλοβουτυράλη (PVB). Για διαδρόμους και γενικά οριζόντιες επιφάνειες προσβάσιμες από το κοινό, οι στρωματοποιημένες πλάκες θα πρέπει να αποτελούνται από τουλάχιστον 3 στρώσεις γυαλιού.

Το γυαλί είναι ένα πλήρως ελαστικό υλικό χωρίς περιθώρια πλαστικής συμπεριφοράς, με μέτρο ελαστικότητας $E = 70 \text{ GPa}$, λόγο του Poisson $\nu = 0.23$ και ειδικό βάρος $\gamma = 25 \text{ kN/m}^2$. Εφόσον δεν υπάρχει Ευρωκώδικας για τις κατασκευές από γυαλί, χρησιμοποιούνται οι Εθνικοί Κανονισμοί καθώς και το προσχέδιο του Ευρωκώδικα για τους υπολογισμούς. Σύμφωνα με το prEN 16612, η τάση αντοχής σχεδιασμού σε θερμικά ενισχυμένο γυαλί, δίνεται από τον τύπο:

$$f_{g,d} = \frac{k_{mod} k_{sp} f_{g,k}}{\gamma_{M,A}} + \frac{k_v (f_{b,k} - f_{g,k})}{\gamma_{M,v}} \quad (4.11)$$

Όπου:

k_{mod} είναι ο συντελεστής χρονικής διάρκειας της φόρτισης,

k_{sp} είναι ο συντελεστής επιφάνειας γυαλιού,

k_v είναι ο συντελεστής ενίσχυσης γυαλιού,

$f_{g,k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του ανοπτημένου γυαλιού,

$f_{b,k}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή αντοχής του ενισχυμένου γυαλιού,

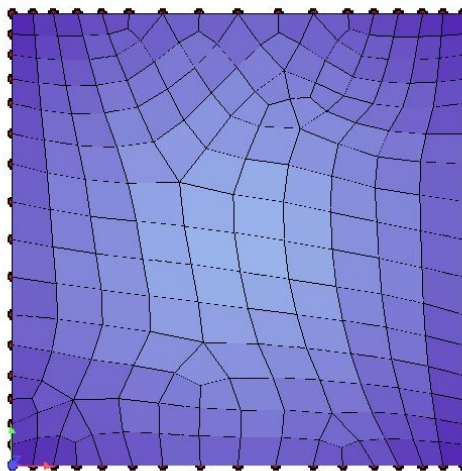
$\gamma_{M,A}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής υλικού για ανοπτημένο γυαλί ($\gamma_{M,A} = 1.8$),

$\gamma_{M,v}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής υλικού για ενισχυμένο γυαλί ($\gamma_{M,v} = 1.2$).

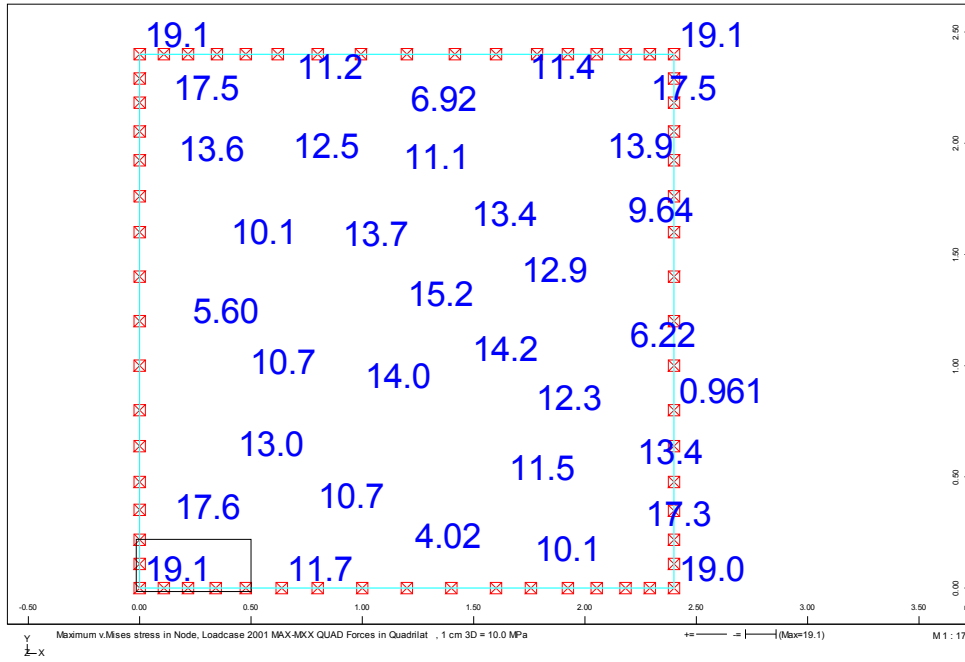
Για τον συντελεστή χρονικής διάρκειας της φόρτισης k_{mod} ισχύει $k_{mod} = 0.663t^{-1/16}$ με t σε ώρες. Εδώ θεωρήθηκε $t = 0.017 h = 1 \text{ min}$ αφού πρόκειται για διάδρομο και σε περίπτωση ανάγκης δεν πρόκειται να έχει κινητό φορτίο για μεγάλο χρονικό διάστημα. Αρά $k_{mod} = 0.663 \cdot 0.017^{-1/16} = 0.85$ ενώ οι τιμές στους υπόλοιπους συντελεστές είναι $k_{sp} = 1.0$ και $k_v = 1.0$. Η χαρακτηριστική τιμή αντοχής για το ανοπτημένο γυαλί είναι $f_{g,k} = 45 \text{ MPa}$ και για το θερμικά ενισχυμένο είναι $f_{b,k} = 70 \text{ MPa}$. Από τον παραπάνω τύπο προκύπτει:

$$f_{b,d} = \frac{0.85 \cdot 1.0 \cdot 45}{1.8} + \frac{1.0 \cdot (70 - 45)}{1.2} = 42.1 \text{ MPa}$$

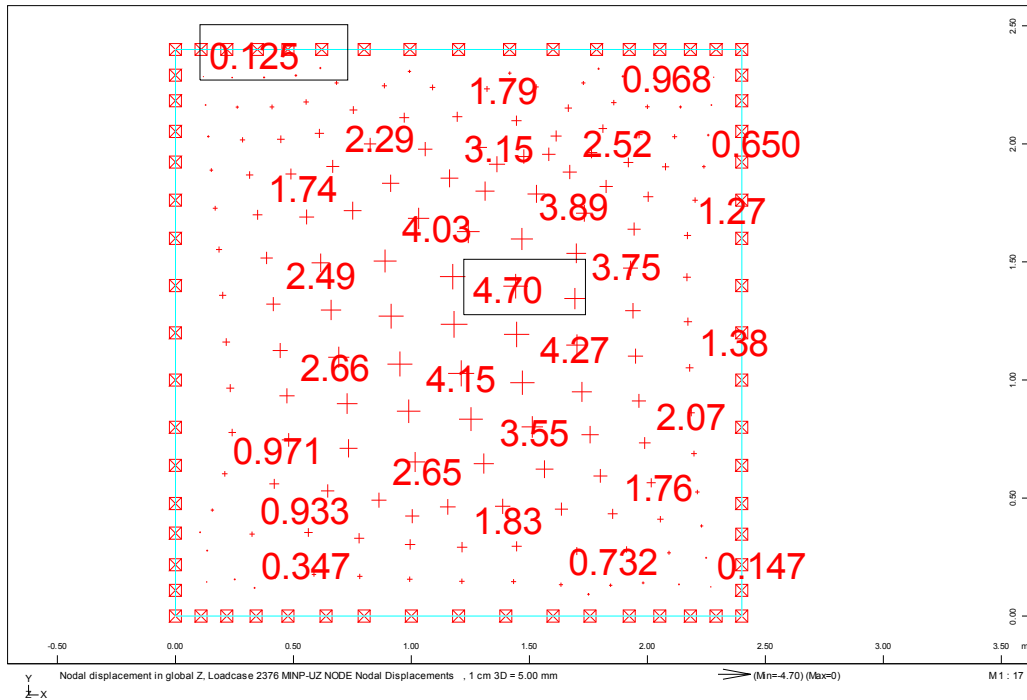
Για τον έλεγχο αντοχής του διαδρόμου έγινε στατική ανάλυση στο SOFiStiK μιας στρωματοποιημένης πλάκας γυαλιού διαστάσεων $2.4 \text{ m} \times 2.4 \text{ m}$ και πάχους 3 cm (Σχήμα 4.23) για το ίδιο βάρος της και το κινητό φορτίο διαδρόμου $q = 5 \text{ kN/m}^2$. Θεωρήθηκε απλή στήριξη στις 4 πλευρές της και έγινε έλεγχος τάσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και έλεγχος βελών για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Η τάση αντοχής είναι ίση με $f_{b,d} = 42.1 \text{ MPa}$ και μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος είναι $L/250 = 2400/250 = 9.6 \text{ mm}$. Οι τάσεις που αναπτύσσονται παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.24 και τα μέγιστα βέλη στο Σχήμα 4.25.



Σχήμα 4.23 Προσομοίωμα στρωματοποιημένης πλάκας γυαλιού



Σχήμα 4.24 Μέγιστες τάσεις [MPa]



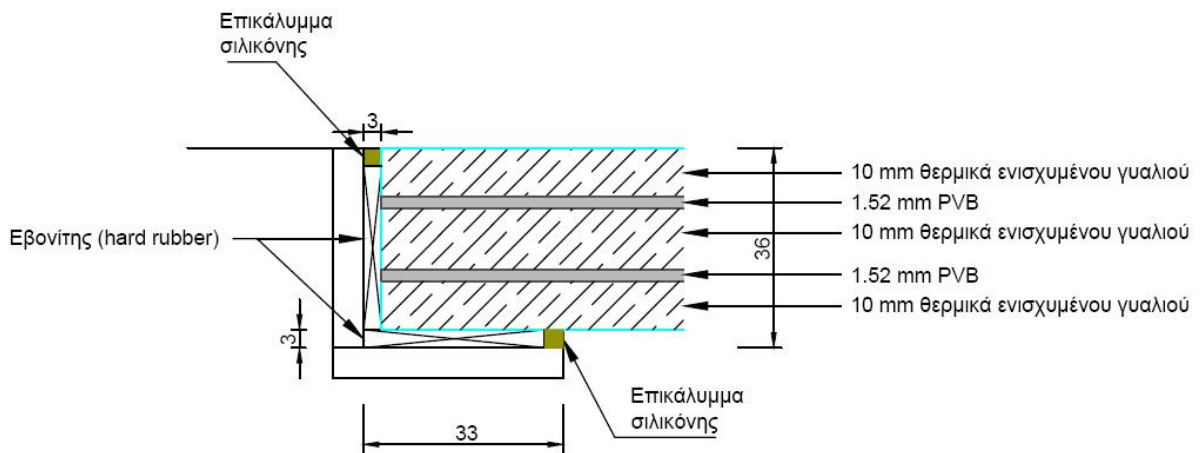
Σχήμα 4.25 Μέγιστα βέλη κάμψης [mm]

Όπως φαίνεται από τα παραπάνω σχήματα ικανοποιείται ο έλεγχος τάσεων και ο έλεγχος βελών:

$$f_{b,d} = 42.1 \text{ MPa} < \sigma_{\max} = 19.1 \text{ MPa}$$

$$\delta_{\text{επιτρ}} = 9.6 \text{ mm} < \delta_{\max} = 4.7 \text{ mm}$$

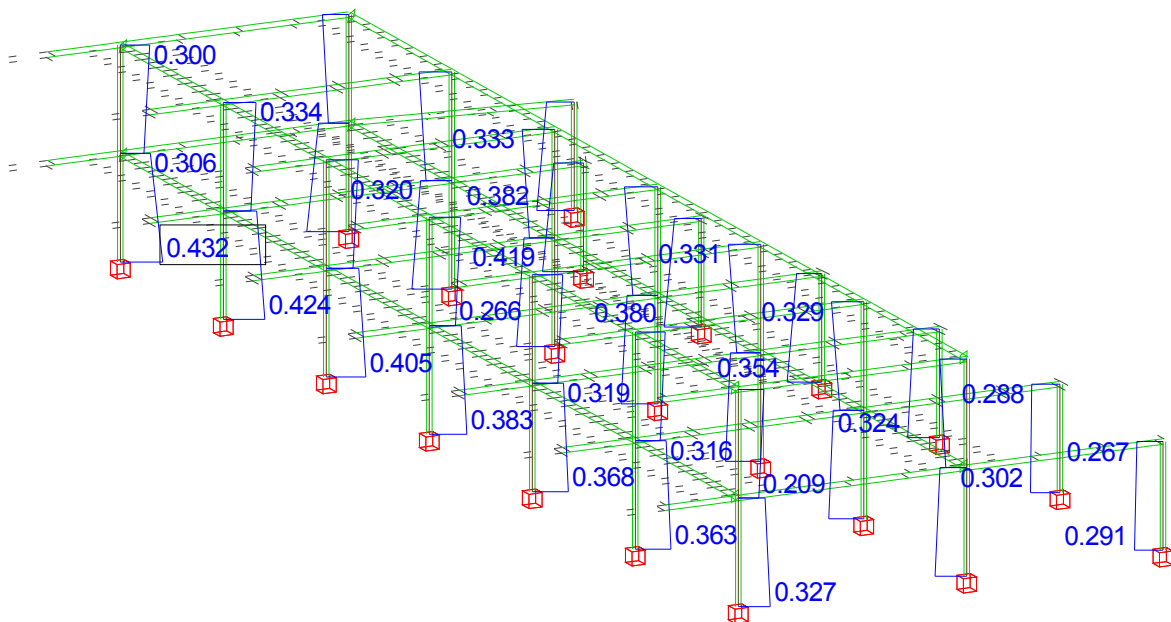
Παρατίθεται επίσης σχέδιο λεπτομέρειας της περιμετρικής στήριξης του γυάλινου πατώματος (Σχήμα 4.26).



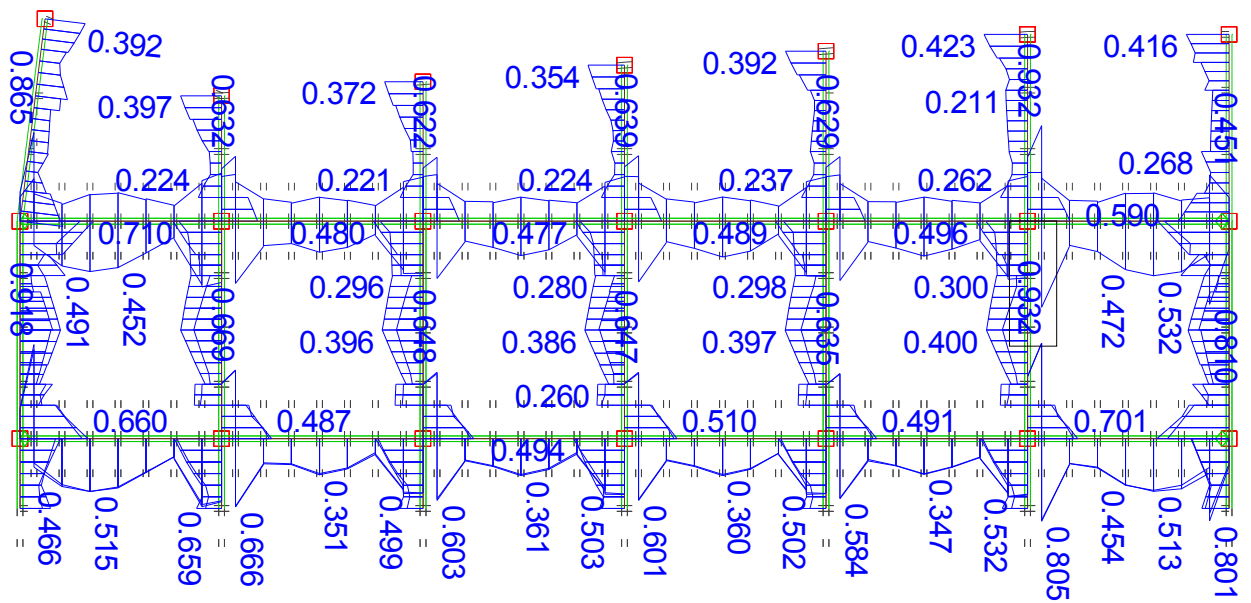
Σχήμα 4.26 Λεπτομέρειας στήριξης γυάλινου πατώματος

4.2.8 Αποτελέσματα υποπρογράμματος AqB

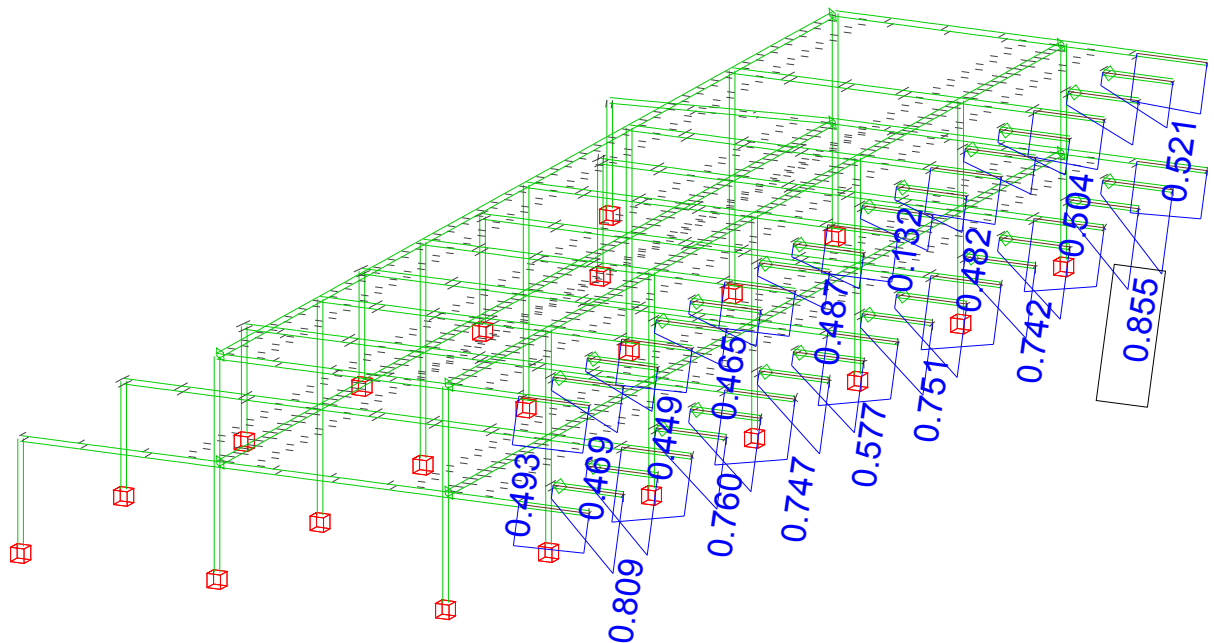
Παρατίθενται τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης του SOFiSTiK μέσω του υποπρογράμματος AqB με τη μορφή συντελεστή αξιοποίησης της διατομής.



Σχήμα 4.27 Συντελεστές αξιοποίησης υποστυλωμάτων



Σχήμα 4.28 Συντελεστές αξιοποίησης κύριων δοκών



Σχήμα 4.29 Συντελεστές αξιοποίησης δοκών διαδρόμου

5 Αντισεισμικός σχεδιασμός

5.1 Δυναμική φασματική ανάλυση

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών βασίζεται στη μέγιστη ένταση που μπορεί να αναπτυχθεί στην κατασκευή κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού, ενώ η δυναμική ανάλυση είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό της χρονοεξαρτώμενης συμπεριφοράς της κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης. Η μέθοδος που επιλέχθηκε για τον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών που προκαλεί η σεισμική διέγερση είναι η δυναμική φασματική μέθοδος, η οποία εφαρμόζεται σε όλους τους τύπους κτηρίων. Η μέθοδος περιλαμβάνει ιδιομορφική ανάλυση με την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές της κατασκευής και στη συνέχεια πραγματοποιείται χωρική επαλληλία αυτών. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, η απόκριση όλων των ιδιομορφών που συνεισφέρουν σημαντικά στη συνολική απόκριση θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη [12]. Το κριτήριο αυτό ικανοποιείται όταν συντρέχουν οι ακόλουθες προϋποθέσεις:

1. το άθροισμα των ενεργών ιδιομορφικών μαζών πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής,
2. οι ιδιομορφές με ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη από 5% της συνολικής μάζας λαμβάνονται υπόψη.

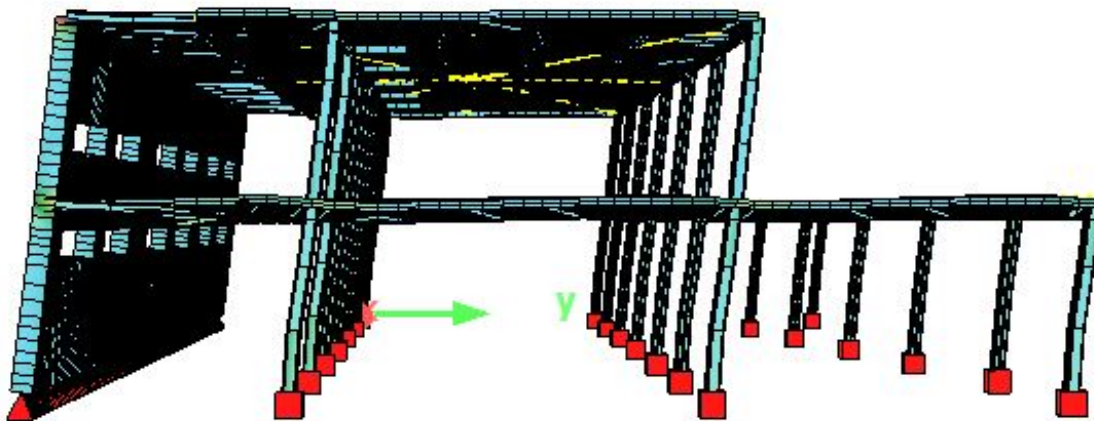
Με τη ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη για κάθε διεύθυνση σεισμικής διέγερσης χωριστά, και στη συνέχεια συνδυάζονται. Η συμμετέχουσα μάζα αποτελείται από τα μόνιμα φορτία και 30% των κινητών. Η μέθοδος που επιλέχθηκε για τη ιδιομορφική επαλληλία είναι ο πλήρης τετραγωνικός συνδυασμός γνωστός και ως CQC (από τα αρχικά του αντίστοιχου όρου: Complete Quadric Combination). Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης και στα Σχήματα 5.1, 5.2 και 5.3 οι σημαντικότερες ιδιομορφές.

Πίνακας 5.1 Ιδιομορφική ανάλυση

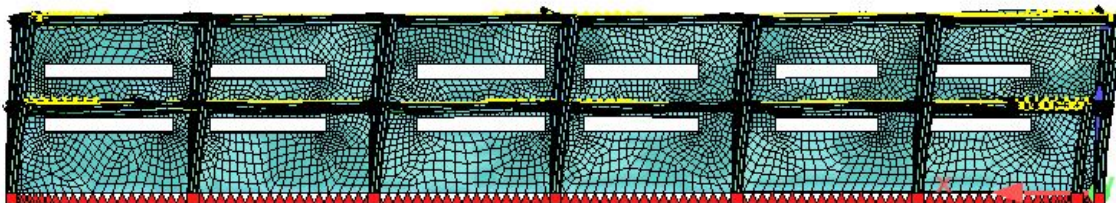
Ιδιομορφή	Ιδιοσυχνότητα	Ιδιοπερίοδος	Ποσοστό δρώσας μάζας	
	[Hz]	[s]	Κατά x [%]	Κατά y [%]
1	1.447	0.691	0	85.6
2	1.866	0.536	15.8	0
3	2.29	0.437	47.9	0
4	3.977	0.251	0	0.4
5	4.001	0.25	0.1	0.2
6	4.141	0.241	0.1	0.2
7	4.149	0.241	0.1	0
8	4.186	0.239	0.2	0
9	4.354	0.23	0	0
10	4.406	0.227	0	0.2
11	4.575	0.219	0.8	0
12	4.668	0.214	0	0
13	4.691	0.213	9.7	0
14	4.757	0.21	0	0
15	4.766	0.21	1	0
16	4.811	0.208	2	0.1

17	4.869	0.205	0.5	0
18	4.988	0.2	0.1	0
19	5.036	0.199	0.1	0.2
20	5.07	0.197	0	0.4
21	5.113	0.196	0.2	0
22	5.173	0.193	0	1.9
23	5.252	0.19	0	0.6
24	5.376	0.186	0	0.1
25	5.452	0.183	0	0.4
26	5.539	0.181	0	0.2
27	5.625	0.178	0	0
28	5.801	0.172	0	0
29	5.972	0.167	0	0
30	6.092	0.164	0	4.2
Συνολικό ποσοστό δρώσας μάζας			78.6	95

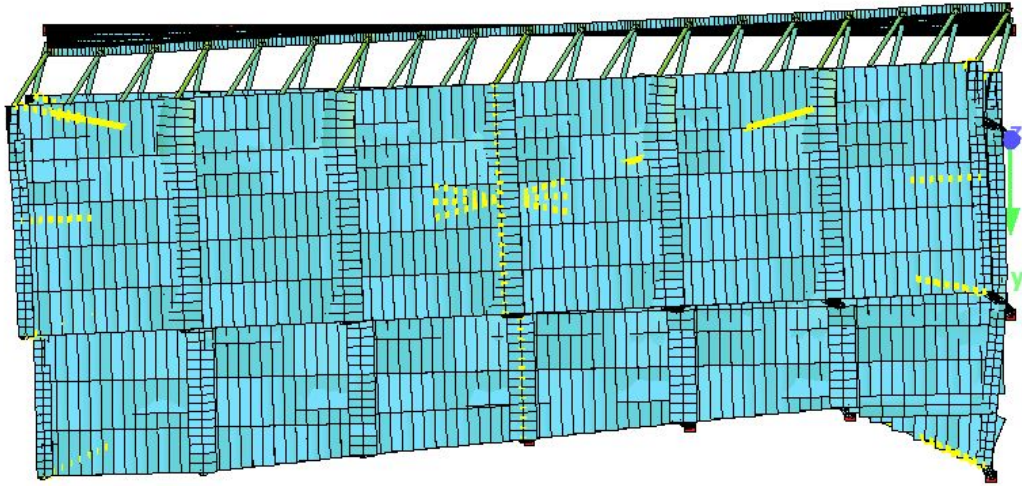
Παρατηρούμε πως στη διεύθυνση X το ποσοστό της συμμετέχουσας μάζας είναι μικρότερο του 90% που απαιτείται. Αυτό οφείλεται στο τοίχιο, το οποίο είναι ουσιαστικά αμετακίνητο κατά μήκος του άξονα x και δεν προσφέρει στη δρώσα μάζα.



Σχήμα 5.1 1η ιδιομορφή της κατασκευής



Σχήμα 5.2 2η ιδιομορφή της κατασκευής



Σχήμα 5.3 3η ιδιομορφή της κατασκευής

Για να ληφθούν υπόψη τυχόν αβεβαιότητες στον καταμερισμό των μαζών καθώς και τη θέση του κέντρου μάζας των ορόφων, ο Κανονισμός προβλέπει πρόσθετη τυχηματική εκκεντρότητα, δηλαδή μια μετατόπιση του κέντρου μάζας των ορόφων από τη θεωρητική τους θέση, κάθετα στη διεύθυνση του σεισμού. Η εκκεντρότητα αυτή δίνεται από τον τύπο:

$$e_{ai} = \pm 0.05L_i$$

όπου:

e_{ai} είναι η τυχηματική εκκεντρότητα του κέντρου μάζας του ορόφου i από την ονομαστική του θέση, για την ίδια διεύθυνση σε όλους του ορόφους,

L_i είναι η διάσταση του ορόφου κάθετη στη διεύθυνση της σεισμικής δράσης.

Η εκκεντρότητα αυτή έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση τυχηματικών στρεπτικών δράσεων οι οποίες λήφθηκαν υπόψη κατά τη δυναμική ανάλυση με τη χρήση του υποπρογράμματος Sofiload [13].

Στη συνέχεια, με τη χωρική επαλληλία των 2 συνιστωσών της σεισμικής διέγερσης υπολογίζονται τα ακραία μεγέθη του σεισμού για τη ταυτόχρονη δράση τους. Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν στην χωρική επαλληλία είναι οι εξής:

Συνδυασμός 1: $G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y$

Συνδυασμός 2: $G + 0.3Q + E_x - 0.3E_y$

Συνδυασμός 3: $G + 0.3Q - E_x + 0.3E_y$

Συνδυασμός 4: $G + 0.3Q - E_x - 0.3E_y$

Συνδυασμός 5: $G + 0.3Q + 0.3E_x + E_y$

Συνδυασμός 6: $G + 0.3Q + 0.3E_x - E_y$

Συνδυασμός 7: $G + 0.3Q - 0.3E_x + E_y$

Συνδυασμός 8: $G + 0.3Q - 0.3E_x - E_y$

5.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Με τον έλεγχο περιορισμού βλαβών εξετάζεται εάν οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι εντός των επιθυμητών ορίων που ορίζονται από τον Κανονισμό. Το κριτήριο που χρησιμοποιείται είναι το εξής:

$$d_r \nu \leq 0.0075h \quad (5.1)$$

όπου:

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζοντίων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται $d_s = q d_e$,

h είναι το ύψος ορόφου,

ν είναι ο μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται από τη κατηγορία σπουδαιότητας του κτηρίου ($\nu = 0.5$),

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης σχεδιασμού,

$q d$ είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς της μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με q .

Τα αποτελέσματα του ελέγχου παρουσιάζονται με τη μορφή Πινάκα.

Πίνακας 5.2 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Έλεγχος περιορισμού βλαβών					
Όροφος	d_{rx}	d_{ry}	$d_{rx\nu}$	$d_{ry\nu}$	0.0075h [mm]
1ος	26.36	48.8	13.18	24.4	26.25
2ος	24.44	48	12.22	24	26.25

5.3 Έλεγχος επιρροών 2ης τάξης

Εάν ισχύει το ακόλουθο κριτήριο, επιτρέπεται να αγνοηθούν τα φαινόμενα 2ης τάξης:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (5.2)$$

όπου:

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου,

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στο σεισμικό συνδυασμό του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκειμένων ορόφων,

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου,

h είναι το ύψος του ορόφου.

Σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ισχύει $\theta \leq 0.3$, ενώ όπου ισχύει $0.1 \leq \theta \leq 0.2$, οι επιρροές 2ης τάξης μπορεί να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά με επαύξηση της σεισμικής δράσης κατά συντελεστή $1/(1-\theta)$. Στην παρούσα μελέτη, ο συντελεστής θ υπολογίστηκε μέσω του υποπρογράμματος Ase με το οποίο υπολογίστηκαν οι ιδιοτιμές της κατασκευής για το φορτίο βαρύτητας του σεισμού, δηλαδή τα μόνιμα και το 30% των κινητών φορτίων ($G + 0.3Q$) [3]. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.4.

Buckling Eigenvalues			
Using Vectoriteration			
Iterationsvectors			
Eigenvalueshift			
			6
			38.000 (automatically determined)
No.	LC	Relativ error	buckling factor
1	2010	1.98E-21	38.306
2	2011	1.19E-08	54.121
3	2012	1.75E-07	56.210
4	2013	5.34E-08	56.389
5	2014	2.41E-07	57.377
6	2015	2.12E-07	58.534

Σχήμα 5.4 Ανάλυση ιδιοτιμών της κατασκευής

Ο αντίστροφος του πρώτου συντελεστή λυγισμού που προέκυψε, διαιρεμένου με το q , δίνει το συντελεστή ευαισθησίας θ . Όπως φαίνεται από το Σχήμα 5.4, ο πρώτος και ελάχιστος συντελεστής είναι ίσος με 38.3 αρά:

$$a_{\min} = \frac{38.3}{4} = 9.6 \rightarrow \theta = \frac{1}{9.6} = 0.104 \approx 0.10$$

Συνεπώς, οριακά μπορούμε να αγνοήσουμε της επιρροές 2ης τάξης.

5.4 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί η ικανότητα της κατασκευής να απορροφά τη μεγαλύτερη δυνατή ενέργεια χωρίς ολική ή μερική αστοχία και βασίζεται στην ιεράρχηση των βλαβών αλλά και στην εξασφάλιση της σειράς εμφάνισής τους σε όσο το δυνατόν περισσότερα στοιχεία. Αυτό επιτυγχάνεται με την εξασφάλιση πως οι πλαστικές αρθρώσεις θα εμφανιστούν στις δοκούς και όχι στα υποστυλώματα. Τα εντατικά μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού των υποστυλωμάτων υπολογίζονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (5.3)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega M_{Ed,E} \quad (5.4)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega V_{Ed,E} \quad (5.5)$$

Όπου:

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$)

είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δυνάμεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$)

είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού,

γ_{ov}

είναι ο συντελεστής υπεραντοχής,

Ω

είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$ για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλάστιμες ζώνες. $M_{Ed,i}$ είναι η

τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και $M_{pl,Rd,i}$ είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

$$\Omega = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}} = \frac{363}{154} = 2.4$$

$$\gamma_{ov} = 1.25$$

Οι μη-σεισμικές δράσεις στο σεισμικό συνδυασμό είναι τα μόνιμα φορτία και 30% των κινητών ($G + 0.3Q$). Για τη χρήση του υποπρογράμματος Maxima τα σεισμικά φορτία πολλαπλασιάστηκαν με τον συντελεστή $1.1\gamma_{ov}\Omega = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 2.4 = 3.3$ και προέκυψαν τα εντατικά μεγέθη του ικανοτικού σχεδιασμού για τα οποία θα γίνουν οι έλεγχοι αντοχής όμοια με το Κεφάλαιο 4. Από την ανάλυση προκύπτει για το δυσμενέστερο υποστύλωμα:

$$N_{Ed} = -1010 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = -200 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = -19.9 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,o} = -270 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed,u} = +404.5 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed,o} = -17.5 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed,u} = 52.8 \text{ kNm}$$

Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα δύναμη

Η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα δίνεται από τον τύπο (4.4):

$$V_{pl} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Κατά τον άξονα z:

$$A_v = A_{v,z} = 86.19 \text{ cm}^2$$

(η επιφάνεια διάτμησης αποτελείται από τον κορμό της HEB 260 και τα 2 πέλματα της IPE 400)

$$V_{pl,Rd,z} = \frac{A_{v,z} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{86.19 \cdot 35.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 1766 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 200 \text{ kN}$$

Κατά τον άξονα y:

$$A_v = A_{v,y} = 133.69 \text{ cm}^2$$

(η επιφάνεια διάτμησης αποτελείται από τον κορμό της IPE 400 και τα 2 πέλματα της HEB 260)

$$V_{pl,Rd,y} = \frac{A_{v,y} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{133.69 \cdot 35.5}{\sqrt{3} \cdot 1.0} = 2740.1 \text{ kN} > V_{y,Ed} = 19.9 \text{ kN}$$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, εφόσον η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή αμελείται η επίδρασή της στη ροπή αντοχής [8].

Έλεγχος διατομής σε αξονική δύναμη

Η αντοχή της διατομής σε θλιπτική δύναμη δίνεται από τον τύπο:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{202.91 \cdot 35.5}{1.0} = 7203.2 \text{ kN} > 1010 \text{ kN}$$

Όπου $A = 202.91 \text{ cm}^2$ το εμβαδόν της διατομής.

Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη χρησιμοποιείται ο τύπος (4.5):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Για ελατές διατομές ισχύουν συντηρητικά $\alpha = 1$ και $\beta = 1$. Οι ροπές αντοχής από το Κεφάλαιο 4:

$$M_{y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1512 \cdot 35.5}{1.0} = 53676 \text{ kNcm} = 536.7 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1909.2 \cdot 35.5}{1.0} = 67776 \text{ kNcm} = 677.7 \text{ kNm}$$

$$\text{Στην κορυφή: } \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{270}{536.7} \right]^1 + \left[\frac{17.5}{677.7} \right]^1 = 0.53 \leq 1$$

$$\text{Στη βάση: } \left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{404.5}{536.7} \right]^1 + \left[\frac{52.8}{677.7} \right]^1 = 0.83 \leq 1$$

Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Πραγματοποιείται ο έλεγχος ευστάθειας του μέλους όπως στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Ισχύουν οι σχέσεις αλληλεπίδρασης:

$$(4.9): \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$(4.10): \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Οι μειωτικοί συντελεστές χ_{LT} , χ_y , χ_z και οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{zz} , k_{yz} και k_{zy} προσδιορίστηκαν στο Κεφάλαιο 4. Από τον έλεγχο προκύπτει:

$$(4.9): \frac{1010}{\frac{0.88 \cdot 7203}{1.0}} + 0.92 \frac{404.5}{0.95 \frac{536.7}{1.0}} + 0.55 \frac{52.8}{\frac{677.7}{1.0}} = 0.93 < 1$$

$$(4.10): \frac{1010}{\frac{0.91 \cdot 7203}{1.0}} + 0.55 \frac{404.5}{0.95 \frac{536.7}{1.0}} + 0.91 \frac{52.8}{\frac{677.7}{1.0}} = 0.66 < 1$$

6 Συνδέσεις

6.1 Γενικά

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από τα επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται κατάλληλα μεταξύ τους, ώστε να συνθέσουν το συνολικό φορέα. Ο σκοπός των συνδέσεων είναι αφ' ενός η διαμόρφωση των μελών, αφετέρου η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα ανάπτυξης ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών προκειμένου να αξιοποιηθεί πλήρως η αντοχή τους. Ως σύνδεση ορίζεται το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Υποτίθεται ότι η σύνδεση είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση, π.χ. στη διεπιφάνεια μεταξύ της δοκού και του υποστυλώματος σε έναν κόμβο δοκού-υποστυλώματος. Ο όρος κόμβος χρησιμοποιείται όταν η σύνδεση θεωρείται μαζί με την αντίστοιχη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών [2]. Οι συνδέσεις υπολογίζονται με τη βοήθεια του προγράμματος SteelCon, σύμφωνα με τις διατάξεις του EN 1993-1-8 [10], [14].

Στο πλαίσιο της διπλωματικής εργασίας θα εξεταστούν ενδεικτικά οι συνδέσεις:

1. Δευτερεύουσας με κύρια δοκό.
2. Κυρίων Δοκών με υποστύλωμα.
3. Έδραση υποστυλώματος.

6.2 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού με κύρια δοκό

Η απλή σύνδεση (ή σύνδεση τέμνουσας) μεταφέρει αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις από το ένα μέλος στο άλλο και επιτρέπει την στροφή μεταξύ τους. Οι δευτερεύουσες και οι κύριες δοκοί έχουν τοποθετηθεί έτσι ώστε να δημιουργούν ένα ενιαίο επίπεδο μεταξύ τους πάνω στο οποίο τοποθετείται το χαλυβδόφυλλο της σύμμικτης πλάκας. Γι αυτό το λόγο απαιτείται απότμηση του άνω μέρους της δευτερεύουσας δοκού. Για τη σύνδεση επιλέχθηκαν κοχλίες M12 ποιότητας 10.9 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται συνοπτικά στα Σχήματα 6.1 και 6.2. Στα Σχήματα 6.3 και 6.4 παρουσιάζεται η μορφή της τελικής σύνδεσης. Τα εντατικά μεγέθη που καλείται να παραλάβει η σύνδεση είναι τα παρακάτω:

$$N_{Ed} = 30 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 60.6 \text{ kN}$$

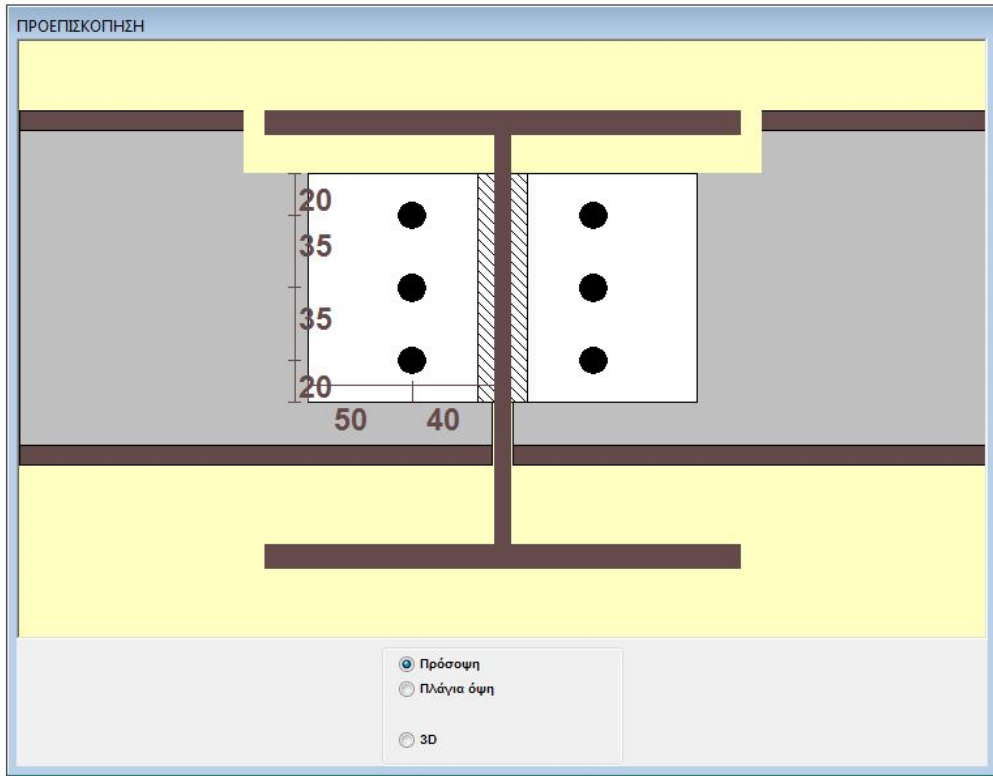
$$V_{y,Ed} = -12 \text{ kN}$$

Κόμβος : 1-ΦΟΡ : MaxVz30%N Αποτελέσματα - Συνδεση Δοκού σε Δοκό με Γωνιακά Ελ. Κορμού-EC3			
Δευτερ. Δοκός	Κύριο Μέλος		Αποτελέσματα βραχέων - T
Αντοχή Δοκού			
Αποτελέσματα για:			
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vz)	515.27		
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vz)	43.30		
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vy)	-		
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vy)	-		
Αντοχή της δοκού σε Απόσχιση			
Δύναμη Απόσχισης	-	-	
Αντοχή Δοκού σε Σ. Αντυγος	59.43	75.98	
Δύναμη στην Αντυγα	14.43	0.00	
Αντοχή Κοχλιών			
Αντοχή κοχλία σε Διάτμηση			
			33.72
Μέγ. Εφαρμ. Τέμν. στον κοχλία			
			10.86
Εκμετάλλευση του Κοχλία σε συνδυασμό Αξονικής και Τέμνουσας			
			0.38
Αντοχή Ελάσματος / Γωνιακού Ελ.			
		Strong	Weak
Αντ. του γωνιακού σε Διάτμηση	180.36	180.36	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα	30.30	30.00	
Αντοχή του γωνιακού σε Ροπή	2.92	0.27	
Μέγιστη εφαρμ. Ροπή	0.16	0.00	
Αντοχή του ελάσματος σε αξονική	208.57		
Μέγιστη Αξονική	12.00		
Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0.11		
Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0.33		
Αντοχή του Ελάσματος σε Απόσχιση			
Δύναμη Απόσχισης	135.08	204.28	
Αντοχή του Ελάσματος σε Σ. Αντυγος			
Δύναμη στην Αντυγα	50.22	51.95	
	10.10	4.00	

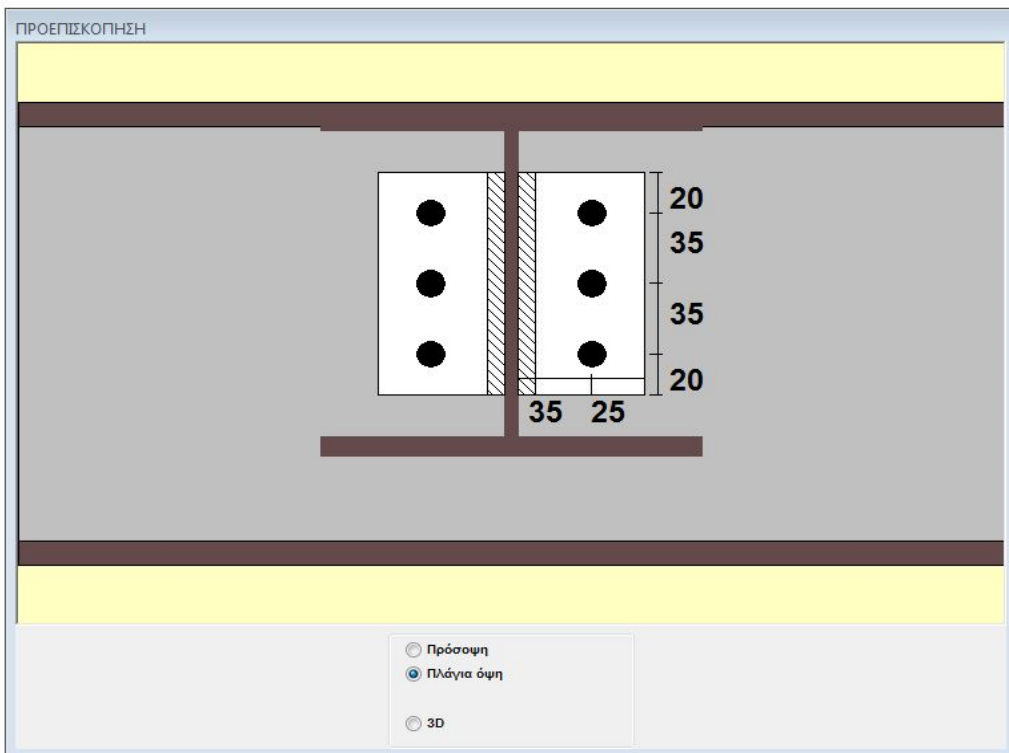
Σχήμα 6.1 Αποτελέσματα κύριας δοκού

Κόμβος : 1-ΦΟΡ : MaxVz30%N Αποτελέσματα - Συνδεση Δοκού σε Δοκό με Γωνιακά Ελ. Κορμού-EC3			
Δευτερ. Δοκός	Κύριο Μέλος		Αποτελέσματα βραχέων - T
Αντοχή Δοκού			
Αποτελέσματα για:			
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vz)	Καθ. Διατ.	Απότμ.	
	217.55	217.55	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vz)	60.60	60.60	
Αντοχή της δοκού σε Διάτμηση(Vy)	217.55	217.55	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα(Vy)	12.00	12.00	
Αντοχή της δοκού σε Ροπή(My)	5.50	11.60	
Μέγιστη εφαρμ. Ροπή(My)	4.44	9.10	
Αντοχή της δοκού σε Ροπή(Mz)	17.75	17.75	
Μέγιστη εφαρμ. Ροπή(Mz)	0.48	1.45	
Αντοχή της δοκού σε Αξονική	868.95	923.15	
Μέγιστη Αξονική	30.00	30.00	
Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0.87	0.90	
Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0.33		
Αντοχή της δοκού σε Απόσχιση			
Δύναμη Απόσχισης	Vz	Nx	
	155.95	133.79	
Αντοχή Δοκού σε Σ. Αντυγος	60.60	30.00	
Δύναμη στην Αντυγα	47.55	60.79	
	20.20	44.63	
Αντοχή Κοχλιών			
Αντοχή κοχλία σε Διάτμηση			
			67.44
Μέγ. Εφαρμ. Τέμν. στον κοχλία			
			48.99
Εκμετάλλευση του Κοχλία σε συνδυασμό Αξονικής και Τέμνουσας			
			0.73
Αντοχή Ελάσματος / Γωνιακού Ελ.			
		Ισχυρός Αένας	Ασθενής Αένας
Αντ. του γωνιακού σε Διάτμηση	180.36	180.36	
Μέγ. Εφαρμ. Τέμνουσα	30.30	12.00	
Αντοχή του γωνιακού σε Ροπή	3.73	1.40	
Μέγιστη εφαρμ. Ροπή	1.34	0.24	
Αντοχή του ελάσματος σε αξονική	246.76		
Μέγιστη Αξονική	15.00		
Συντελ. αλληλεπίδρασης(M+N+V)	0.59		
Συντελ. αλληλεπίδρασης(Vz+Vy)	0.23		
Αντοχή του Ελάσματος σε Απόσχιση			
Δύναμη Απόσχισης	Vz	Nx	
	175.88	286.27	
Αντοχή του Ελάσματος σε Σ. Αντυγος	30.30	15.00	
Δύναμη στην Αντυγα	100.43	162.10	
	20.20	44.63	

Σχήμα 6.2 Αποτελέσματα δευτερεύουσας δοκού



Σχήμα 6.3 Όψη σύνδεσης



Σχήμα 6.4 Πλάγια όψη σύνδεσης

6.3 Σύνδεση κυριών δοκών-υποστυλώματος

Οι συνδέσεις μεταξύ δοκών και υποστυλωμάτων είναι συνδέσεις ροπής. Το υποστύλωμα, σταυροειδούς διατομής, αποτελείται από ένα IPE 400 συγκολλημένο εκατέρωθεν του κορμού ενός HEB 260. Η δοκός που συνδέεται με το IPE είναι διατομής HEA 180, ενώ στο HEB συνδέεται δοκός διατομής HEA 240. Οι δύο συνδέσεις αναλύονται χωριστά και στο τέλος επαλληλίζονται τα αποτελέσματα με κατάλληλη πρόσθετη ενίσχυση του κόμβου. Η ανάλυση γίνεται για τον κόμβο 1072 του προσομοιώματος. Τα αντίστοιχα σχέδια παρουσιάζονται στο Παράρτημα Β.

6.3.1 Σύνδεση ροπής HEA 180 - IPE 400

Στη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 8 κοχλίες M18 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 430 mm x 180 mm x 15 mm ποιότητας S355. Η σύνδεση έχει ενισχυθεί με έλασμα συγκολλημένο στο κάτω πέλμα της δοκού (bracket) ύψους 180 mm. Τα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχήμα 6.5 και η μορφή της σύνδεσης στο Σχήμα 6.6. Τα εντατικά μεγέθη είναι τα εξής:

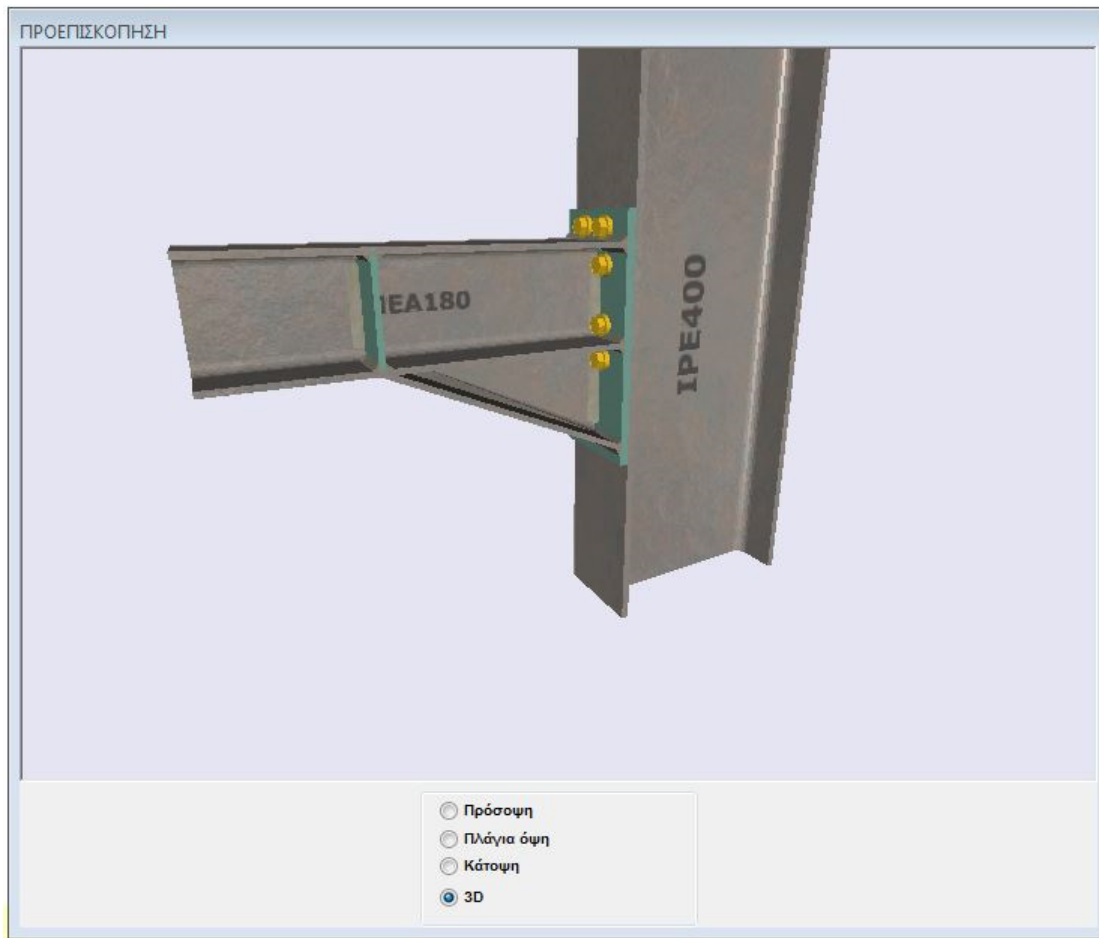
$$N_{Ed} = -41 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -110 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = -93 \text{ kN}$$

Κόμβος : 1072-ΦΟΡ : ΟΚΑ_Q_30%M_N Αποτελέσματα - Σύνδ. δοκού στο υποστ. συγκόλ. ή με μετωπική πλ...						
Αποτελέσματα Δυσκαμψίας	Αποτελέσματα Αντοχής	M-Φ Διάγραμμα	M/Mrd,b-Φ Διάγραμμα	Αλληλεπίδραση M-N	Αντοχή Συγκόλλησης	Ft,i (My)
				My	Mz	
		Σειρά κοχλιών Νο		Row (=) 1	Row (=)	
		Κορμός υποστυλώματος σε τέμνουσα Vwp,Rd (kN)		788.231	Column ()	
		Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη Fc,wc,Rd (kN)		415.992		
		Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη Fc,fb,Rd (kN)		778.922		
		Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό Ft,wc,Rd (kN)		169.336		
		Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη Ft,fc,Rd (kN)		228.096	Fm:3	
		Μετωπική πλάκα σε κάμψη Ft,fp,Rd (kN)		228.096	Fm:3	
		Κορμός δοκού σε εφελκυσμό Ft,wb,Rd (kN)		-		
		Τελική αντοχή σειράς κοχλιών Ft,i,Rd (kN)		169.336		
Αντοχή 1M18 - 8.8			Αντοχή σε τέμνουσα για κάθε σειρά κοχλιών			
Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα	76.032	Σειρά Νο	1	71.428	Vz	
Αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγος	123.930	Σειρά Νο	1		Vy	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό	114.048					
Ροπή αντοχής		My,Rd	-129.83	Mz,Rd		Αξονική αντοχή
		My,Sd	-110.00	Mz,Sd		
Τέμνουσα αντοχής		Vz,Rd	285.71	Vy,Rd		Nx,Rd
		Vz,Sd	-93.00	Vy,Sd		Nx,Sd
						-848.39
						-41.00
Έξοδος						

Σχήμα 6.5 Αποτελέσματα ανάλυσης



Σχήμα 6.6 Απεικόνιση τυπικής σύνδεσης ροπής HEA 180 – IPE 400

6.3.2 Σύνδεση ροπής HEA 240 – HEB 260

Στη σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν 8 κοχλίες M16 ποιότητας 8.8 και μετωπική πλάκα διαστάσεων 460 mm x 240 mm x 20 mm ποιότητας S355. Η σύνδεση έχει ενισχυθεί με έλασμα συγκολλημένο στο κάτω πέλαμα της δοκού (bracket). Τα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχήμα 6.7 και η μορφή της σύνδεσης στο Σχήμα 6.8. Τα εντατικά μεγέθη είναι τα εξής:

$$N_{Ed} = -36 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -170 \text{ kNm}$$

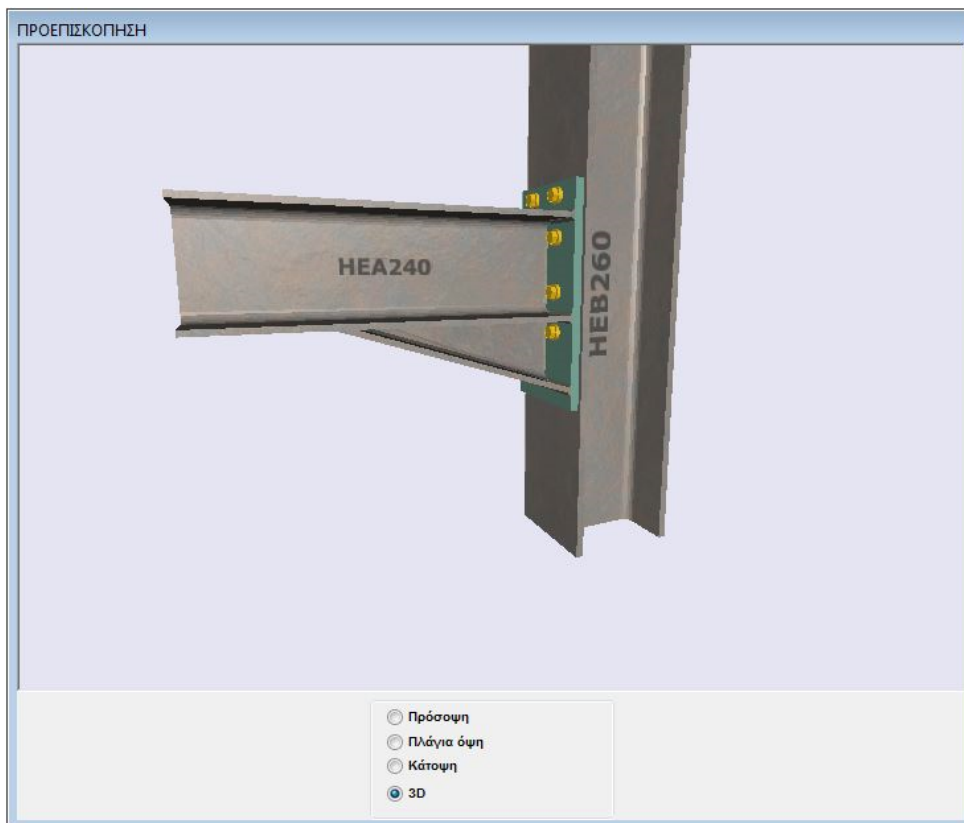
$$V_{z,Ed} = 140 \text{ kN}$$

Κόμβος: 1072-ΦΟΡ : new Αποτελέσματα - Σύνδ. δοκού στο υποστ. συγκόλ. ή με μετωπική πλάκα-EC3 Απ...

Αποτελέσματα Δυσκαμψίας	Αποτελέσματα Αντοχής	M-Φ Διάγραμμα	M/Mrd,b-Φ Διάγραμμα	Αλληλεπίδραση M-N	Αντοχή Συγκόλλησης	Ft,i (My)
Σειρά κοχλιών No Κορμός υποστυλώματος σε τέμνουσα V_{wp}, R_d (kN) 685.282 Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη F_c, w_c, R_d (kN) 651.973 Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη F_c, f_b, R_d (kN) 1258.285 Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό F_t, w_c, R_d (kN) 515.232 Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη F_t, f_c, R_d (kN) 228.096 Fm:3 Μετωπική πλάκα σε κάμψη F_t, e_p, R_d (kN) 228.096 Fm:3 Κορμός δοκού σε εφελκυσμό F_t, w_b, R_d (kN) - Τελική αντοχή σειράς κοχλιών $F_{t,i}, R_d$ (kN) 228.096		My Row (=) 1 Column (I)	Mz Row (=) Column (II)			
Αντοχή 1M18 - 8.8 Αντοχή κοχλία σε τέμνουσα 76.032 Αντοχή κοχλία σε σύνθλιψη άντυγος 160.650 Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό 114.048		Αντοχή σε τέμνουσα για κάθε σειρά κοχλιών Σειρά No 1 43.447 Vz Σειρά No 1 Vy				
Ροπή αντοχής My,Rd -181.36 My,Sd -170.00 Mz,Rd Mz,Sd		Αξονική αντοχή Nx,Rd -1345.78 Nx,Sd -36.00				
Τέμνουσα αντοχής Vz,Rd 173.79 Vz,Sd 140.00 Vy,Rd Vy,Sd						

Έξοδος

Σχήμα 6.7 Αποτελέσματα ανάλυσης



Σχήμα 6.8 Απεικόνιση τυπικής σύνδεσης ροπής HEA 240 – HEB 260

6.4 Έδραση υποστυλώματος

Οι συνδέσεις στις βάσεις των υποστυλωμάτων έχουν σχεδιαστεί ως πακτώσεις. Η ανάλυση για ένα τυπικό υποστύλωμα γίνεται χωριστά για την κάθε διατομή που συνθέτει το υποστύλωμα και στο τέλος επαλληλίζονται τα αποτελέσματα. Για τη σύνδεση χρησιμοποιήθηκε πλάκα έδρασης 750 mm x 650 mm x 30 mm και 16 αγκύρια διατομής M28 ποιότητας S235. Κάτω από την πλάκα έδρασης συγκολλείται επίσης διατομή HEB 260 για την παραλαβή της τέμνουσας ώστε αποφευχθεί αστοχία του σκυροδέματος κοντά στην επιφάνεια του θεμελίου. Στα Σχήματα 6.9 και 6.10 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα.

Κατηγορία	Περιγραφή	Αποτέλεσμα
Αντοχή των συγκολλήσεων	Ελεγχος συγκόλλ. για τα φορτία σχεδιασμού με το κρ. Von Mises (Κανονική συγκ.)	0.40
	Ελεγχος συγκόλλ. για τοπικές τάσεις από την δράση των T-stub (Κανονική συγκ.)	0.70
	Ελεγχος συγκόλλ. για τα φορτία σχεδιασμού με το κρ. Von Mises (Συγκ. χαμηλής αντοχής)	---
	Ελεγχος της συγκόλλ. μεταξύ του κυρίου ενισχ. ελ. και της πλάκας έδρασης.	---
	Ελεγχος της συγκόλλ. μεταξύ του δευτ. ενισχ. ελάσματος και της πλάκας έδρασης.	---
	Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. μεταξύ κυρίου ενισχ. ελ. και πέλματος υποστύλ.	---
	Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. μεταξύ κυρίου ενισχ. ελ. και δευτ. ενισχ. ελ.	---
	Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. του πέλματος του στοιχείου διάτμησης	3
	Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. του κορμού του στοιχείου διάτμησης	3
	Ελεγχος συγκόλλησης του στ. διάτμ. με την πλάκα έδρασης	0.11
Σύνδεση σε διάτμηση	Πλάκα έδρασης σε σύνθλιψη άντυγος - yy	---
	Πλάκα έδρασης σε σύνθλιψη άντυγος - zz	---
	Αγκύρια σε διάτμηση	---
	Στοιχείο διάτμησης σε διαξονική κάμψη	0.02
	Στοιχείο διάτμησης σε διάτμηση - yy	0.00
	Στοιχείο διάτμησης σε διάτμηση - zz	0.09
	Σκυρόδεμα σε σύνθλιψη άντυγος - yy	0.01
	Σκυρόδεμα σε σύνθλιψη άντυγος - zz	0.07
	Αγκύρωση	---
	Τύπος Αγκυριών: Ευθύγραμμο Αγκύριο	
Ενισχυτικά ελάσματα	Κύρια ενισχ. ελάσματα σε κάμψη.	---
	Δευτερεύοντα ενισχ. ελάσματα σε κάμψη.	---
	Κύρια ενισχ. ελάσματα σε διάτμηση.	---
	Δευτερεύοντα ενισχ. ελάσματα σε διάτμηση.	---
	Αγκύρωση	---
	Σύνδεση σε αξονική καταπόνηση και διαξονική κάμψη.	0.50
Έλεγχος στύλου	Υποστύλωμα σε αξονική καταπόνηση και διαξονική κάμψη.	0.04
	Υποστύλωμα σε διάτμηση - yy διεύθυνση	0.00
	Υποστύλωμα σε διάτμηση - zz διεύθυνση	0.09
	Εκμετάλλευση στην κύρια κάμψη	0.70
	Εκμετάλλευση στην δευτερεύουσα κάμψη	0.03
	Εκμετάλλευση στην αξονική καταπόνηση	-0.23

Σχήμα 6.9 Αποτελέσματα διατομής HEB

Κατηγορία	Περιγραφή	Αποτέλεσμα
Αντοχή των συγκολλήσεων	Ελεγχος συγκόλλ. για τα φορτία σχεδιασμού με το κρ. Von Mises (Κανονική συγκ.)	0.47
	Ελεγχος συγκόλλ. για τοπικές τάσεις από την δράση των T-stub (Κανονική συγκ.)	0.73
	Ελεγχος συγκόλλ. για τα φορτία σχεδιασμού με το κρ. Von Mises (Συγκ. χαμηλής αντοχής)	---
	Ελεγχος της συγκόλλ. μεταξύ του κυρίου ενισχ. ελ. και της πλάκας έδρασης.	---
	Ελεγχος της συγκόλλ. μεταξύ του δευτ. ενισχ. ελάσματος και της πλάκας έδρασης.	---
	Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. μεταξύ κυρίου ενισχ. ελ. και πέλματος υποστύλ.	---
	Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. μεταξύ κυρίου ενισχ. ελ. και δευτ. ενισχ. ελ.	---
	Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. του πέλματος του στοιχείου διάτμησης	---
	Μέγιστο πάχος για την συγκόλλ. του κορμού του στοιχείου διάτμησης	---
	Ελεγχος συγκόλλησης του στ. διάτμ. με την πλάκα έδρασης	---
Σύνδεση σε διάτμηση	Πλάκα έδρασης σε σύνθλιψη άντυγος - yy	0.00
	Πλάκα έδρασης σε σύνθλιψη άντυγος - zz	0.01
	Αγκύρια σε διάτμηση	0.13
	Στοιχείο διάτμησης σε διαξονική κάμψη	---
	Στοιχείο διάτμησης σε διάτμηση - yy	---
	Στοιχείο διάτμησης σε διάτμηση - zz	---
	Σκυρόδεμα σε σύνθλιψη άντυγος - yy	---
	Σκυρόδεμα σε σύνθλιψη άντυγος - zz	---
	Αγκύρωση	---
	Τύπος Αγκυριών: Ευθύγραμμο Αγκύριο	
Ενισχυτικά ελάσματα	Κύρια ενισχ. ελάσματα σε κάμψη.	---
	Δευτερεύοντα ενισχ. ελάσματα σε κάμψη.	---
	Κύρια ενισχ. ελάσματα σε διάτμηση.	---
	Δευτερεύοντα ενισχ. ελάσματα σε διάτμηση.	---
	Αγκύρωση	---
	Σύνδεση σε αξονική καταπόνηση και διαξονική κάμψη.	0.35
Έλεγχος στύλου	Υποστύλωμα σε αξονική καταπόνηση και διαξονική κάμψη.	0.09
	Υποστύλωμα σε διάτμηση - yy διεύθυνση	0.00
	Υποστύλωμα σε διάτμηση - zz διεύθυνση	0.08
	Εκμετάλλευση στην κύρια κάμψη	0.49
	Εκμετάλλευση στην δευτερεύουσα κάμψη	0.04
	Εκμετάλλευση στην αξονική καταπόνηση	-0.18

Σχήμα 6.10 Αποτελέσματα διατομής IPE

7 Ανάλωση υλικού

Ο υπολογισμός του δομικού χάλυβα που χρησιμοποιείται στο κτήριο μετράται σε χιλιόγραμμα (βάρους) ανά τετραγωνικό μέτρο κάτοψης [kg/m^2], ενώ το σκυρόδεμα μετράται σε κυβικά μέτρα [m^3]. Η τιμή του χάλυβα είναι 2 €/kg και του σκυροδέματος 220 €/m³. Το εμβαδό των δύο ορόφων είναι συνολικά 1374 m². Αρχικά υπολογίζεται το βάρος δομικού χάλυβα που χρησιμοποιείται στις δοκούς και στα υποστυλώματα και στη συνέχεια ο όγκος του σκυροδέματος των σύμμικτων πλακών.

Βάρος δομικού χάλυβα

Το ειδικό βάρος του δομικού χάλυβα είναι $\rho = 7850 \text{ kg}/\text{m}^3$. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται είναι HEA 180, HEA 240 και IPE 240 στις δοκούς και HEB 260 και IPE 400 στα υποστυλώματα. Επιπλέον, χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο πάχους $t = 0.8 \text{ mm}$ του οποίου το βάρος ανά τετραγωνικό μέτρο είναι $10.5 \text{ kg}/\text{m}^2$ (σύμφωνα με το εγχειρίδιο χρήσης). Αναλυτικά στο κτήριο χρησιμοποιούνται:

1. HEA 180: 19167 kg
2. HEA 240: 16377 kg
3. IPE 240: 2800 kg
4. HEB 300: 14374 kg
5. IPE 400: 8085 kg
6. Χαλυβδόφυλλο: 11886 kg

Σύνολο: 72689 kg

Βάρος δομικού χάλυβα ανά m² κάτοψης: $72689/1374 = 53 \text{ kg}/\text{m}^2$

Συνολικό κόστος δομικού χάλυβα: $72689 \cdot 2 = 145378 \text{ €}$

Όγκος σκυροδέματος της σύμμικτης πλάκας

Θεωρείται ισοδύναμο πάχος πλάκας σκυροδέματος $h_c = 10.5 \text{ cm}$. Το εμβαδόν της σύμμικτης πλάκας είναι συνολικά στους 2 ορόφους $687 + 445 = 1132 \text{ m}^2$. Επιπλέον, από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευάζεται το τοίχιο μήκους 43.2 m και ύψους 7 m με πάχος 0.4 m.

Όγκος σκυροδέματος: $1132 \cdot 0.105 + 43.2 \cdot 7 \cdot 0.4 = 118.86 + 120.96 = 239.82 \text{ m}^3$

Συνολικό κόστος σκυροδέματος: $239.82 \cdot 220 = 52760 \text{ €}$

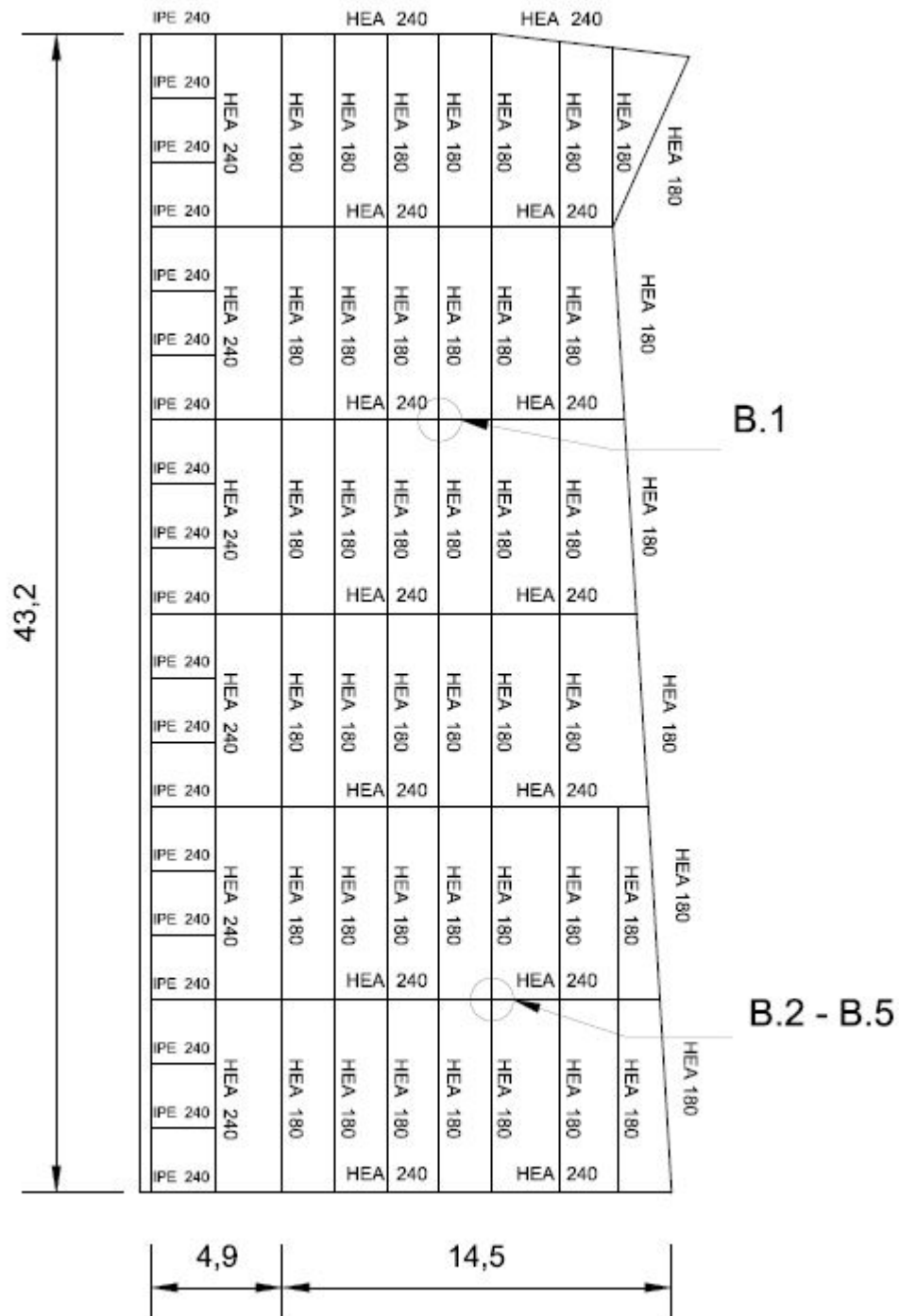
Συνολικό κόστος υλικών της κατασκευής

Το συνολικό κόστος των υλικών της κατασκευής είναι: $145378 + 52760 = 198138 \text{ €}$

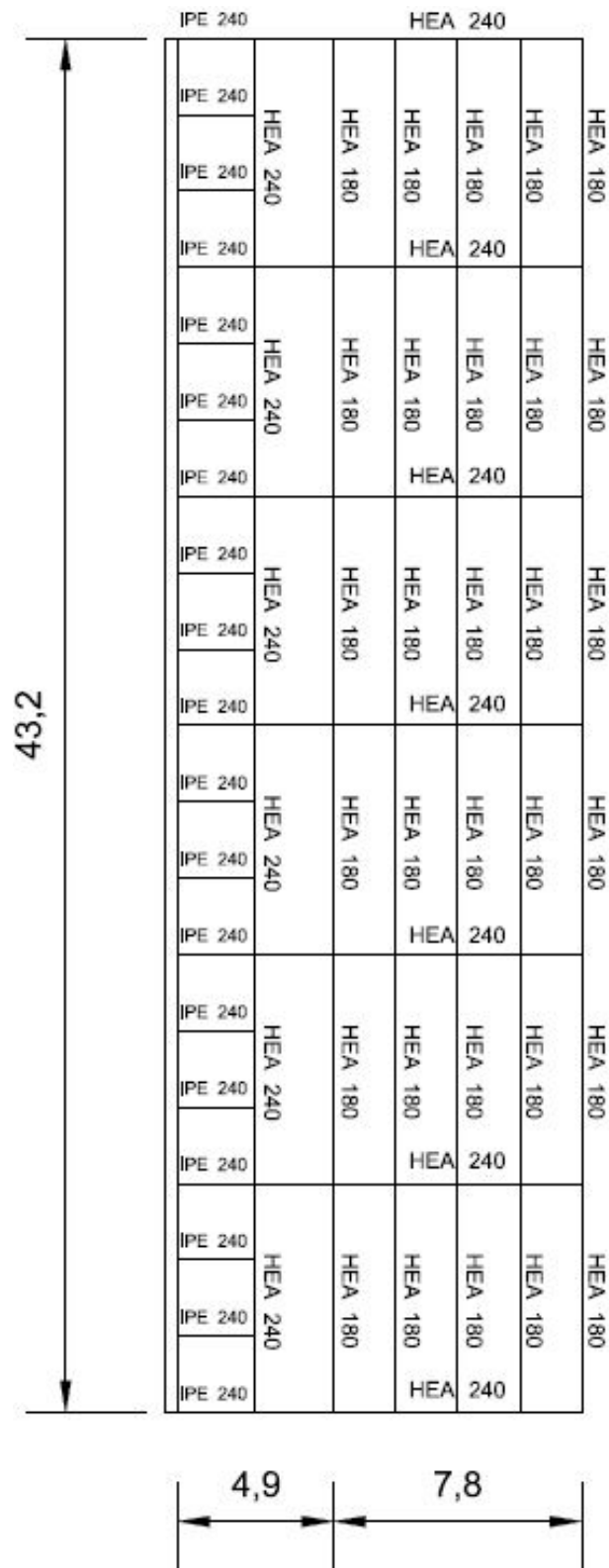
8 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 3η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ερμόπουλος Ι. (2005) «Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. EN 1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1, «Γενικές δράσεις - πυκνότητες - ίδια βάρη - επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια», CEN 2002.
6. EN 1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3, «Γενικές δράσεις - φορτία χιονιού», CEN 2002.
7. EN 1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4, «Γενικές δράσεις - δράσεις ανέμου», CEN 2002.
8. EN 1992-1-1, Ευρωκώδικας 2, «Σχεδιασμός κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια», CEN 2005.
9. EN 1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια», CEN 2005.
10. EN 1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8, «Σχεδιασμός κόμβων», CEN 2005.
11. EN 1994-1-1, Ευρωκώδικας 4, «Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και σκυρόδεμα», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτήρια», CEN 2004.
12. EN 1998-1-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός σχεδιασμός κατασκευών», Μέρος 1-1, «Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια», CEN 2004.
13. Εγχειρίδια χρήσης του προγράμματος SOFiSTiK.
14. Εγχειρίδιο χρήσης του προγράμματος SteelCon.

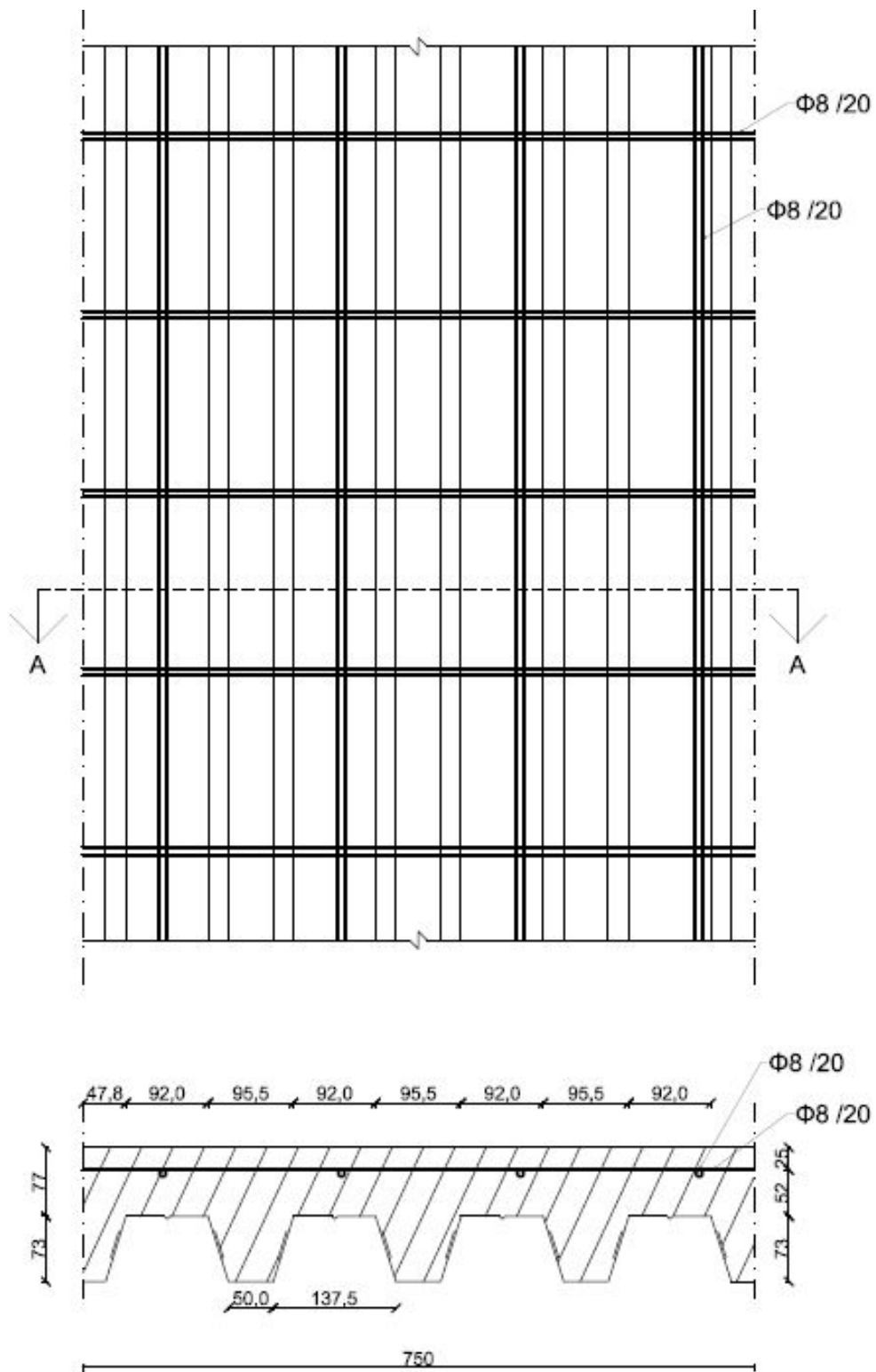
Παράρτημα Α. Μεταλλότυποι της κατασκευής



Σχήμα Α.1 Κάτοψη ορόφου

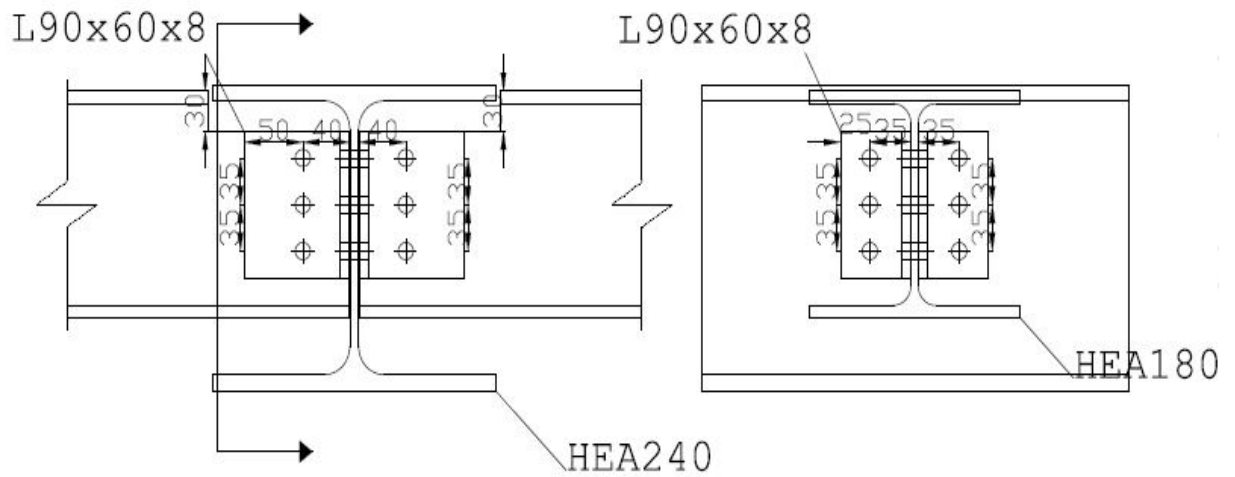


Σχήμα Α.2 Κάτοψη οροφής

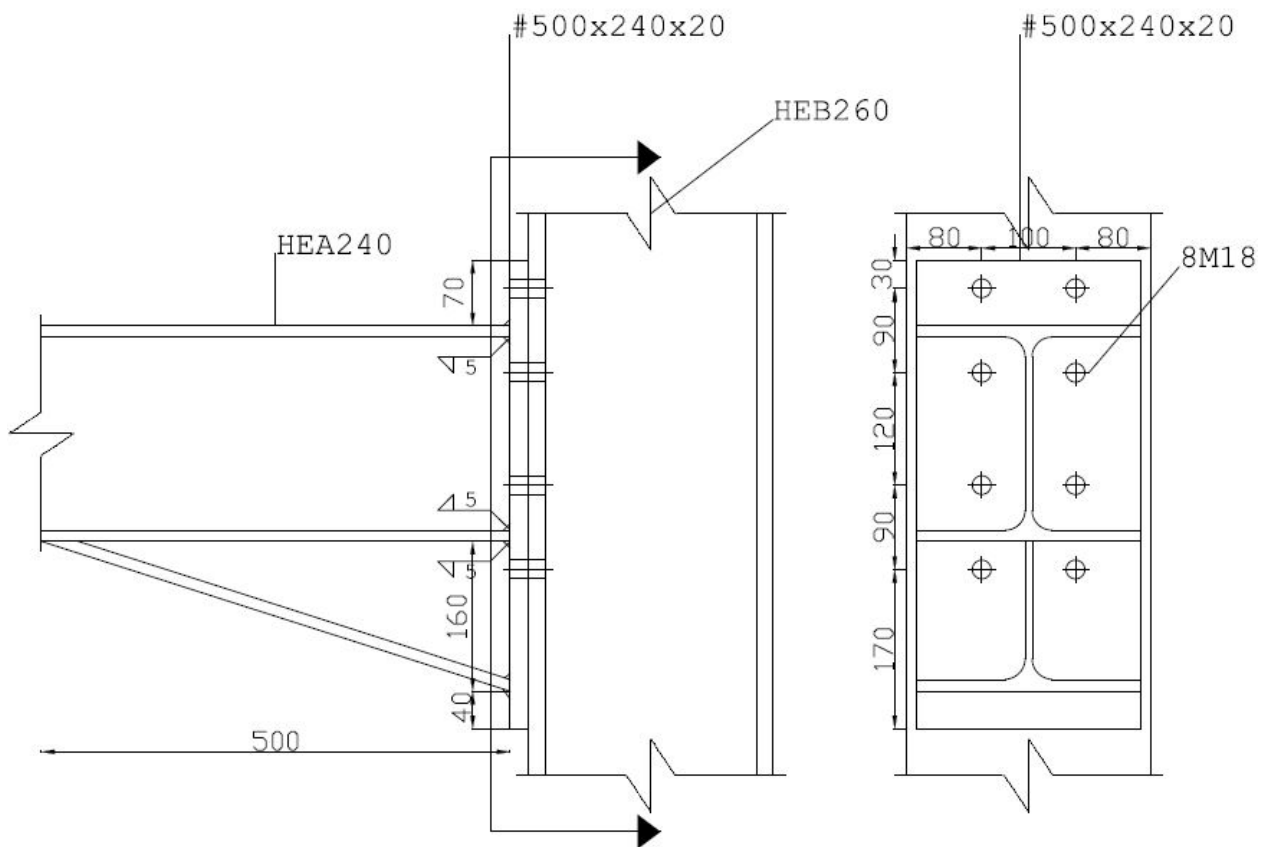


Σχήμα Α.3 Λεπτομέρεια οπλισμού της σύμμικτης πλάκας

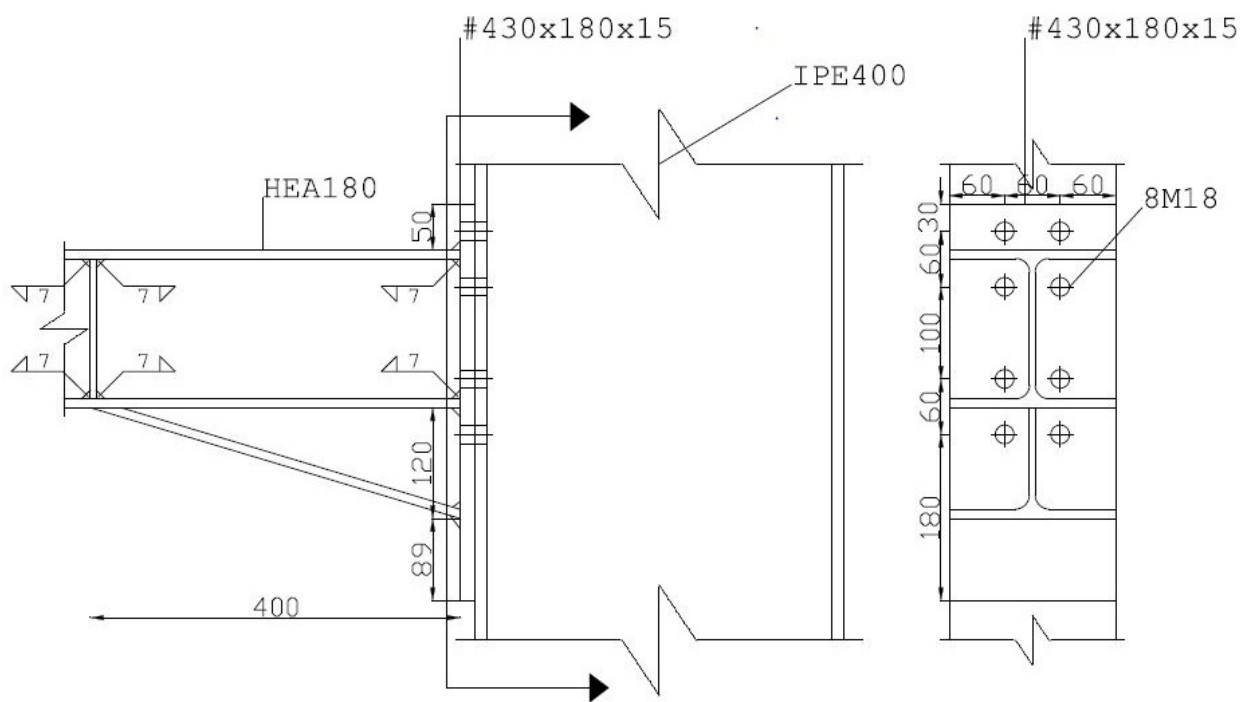
Παράρτημα Β. Σχέδια συνδέσεων



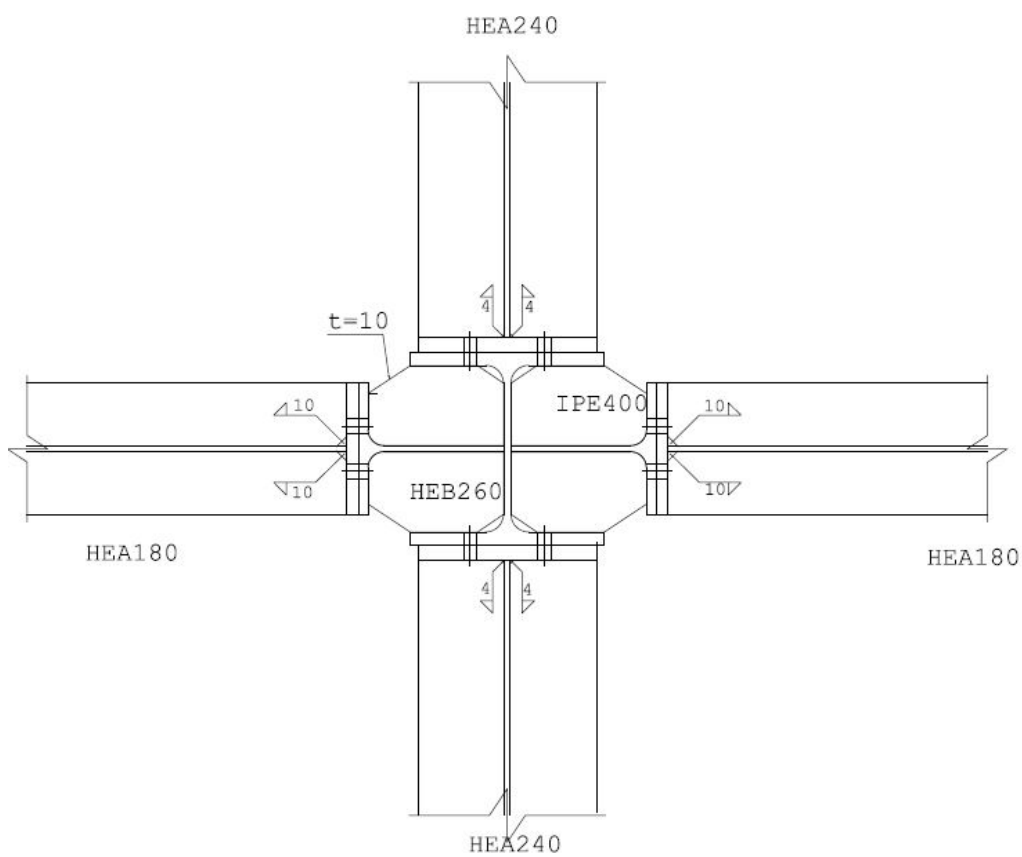
Σχήμα Β.1 Σύνδεση τέμνουσας δοκού με δοκό



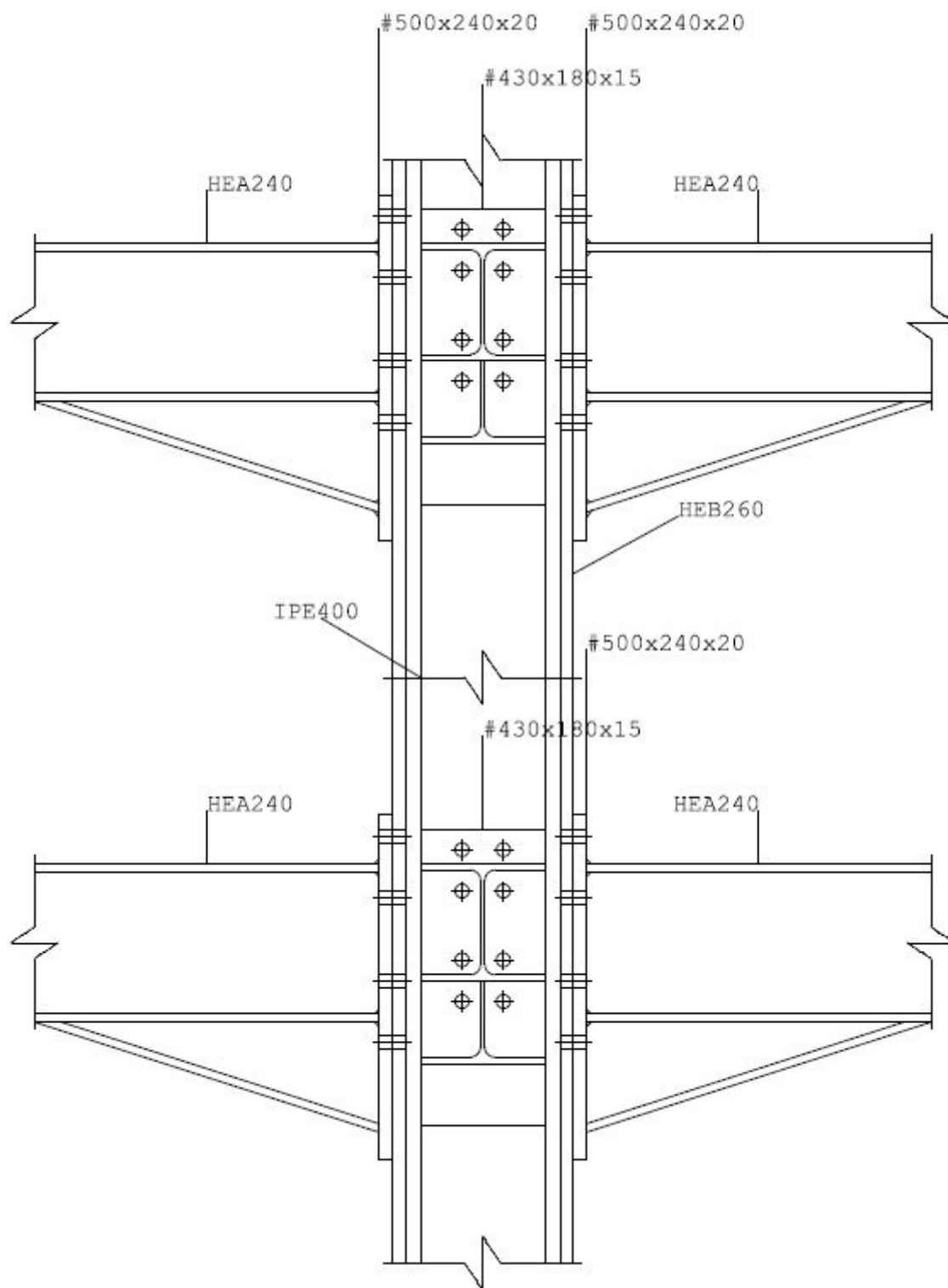
Σχήμα Β.2 Σύνδεση ροπής HEA 240 – HEB 260



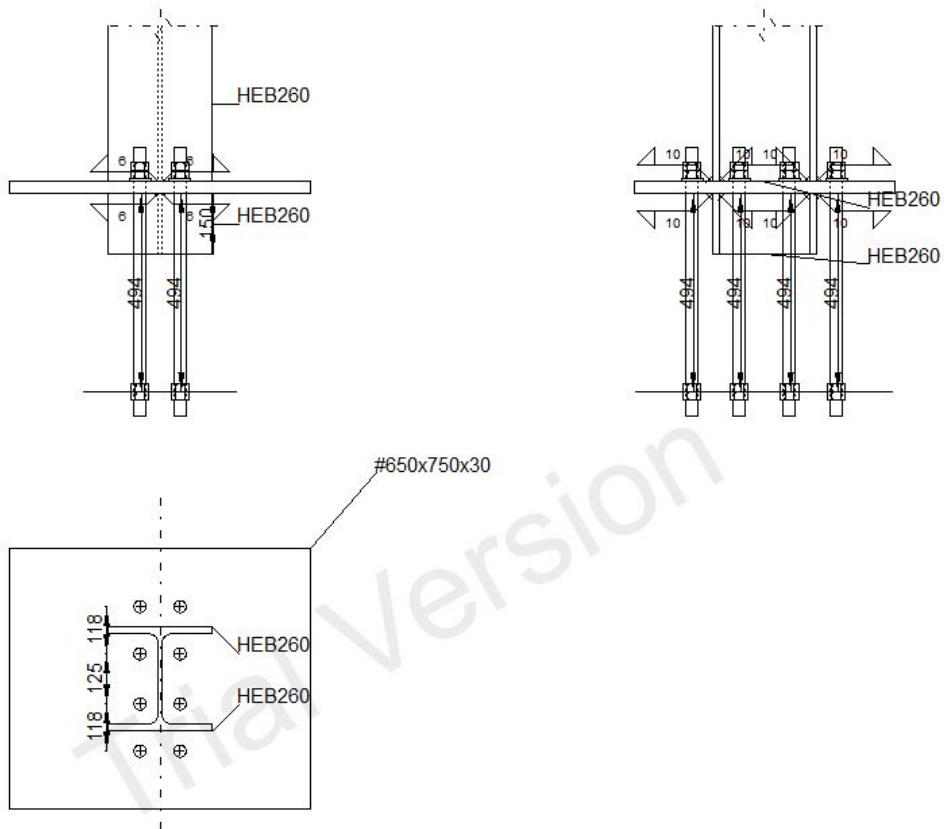
Σχήμα Β.3 Σύνδεση ροπής HEA 180 – IPE 400



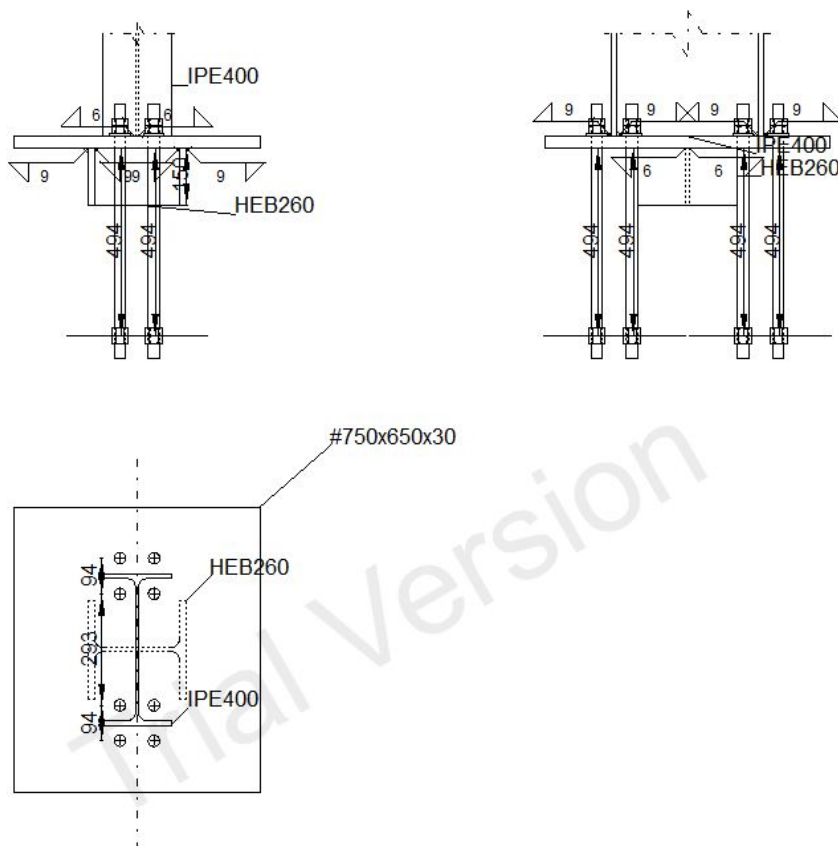
Σχήμα Β.4 Κάτοψη σύνδεσης δοκού υποστυλώματος



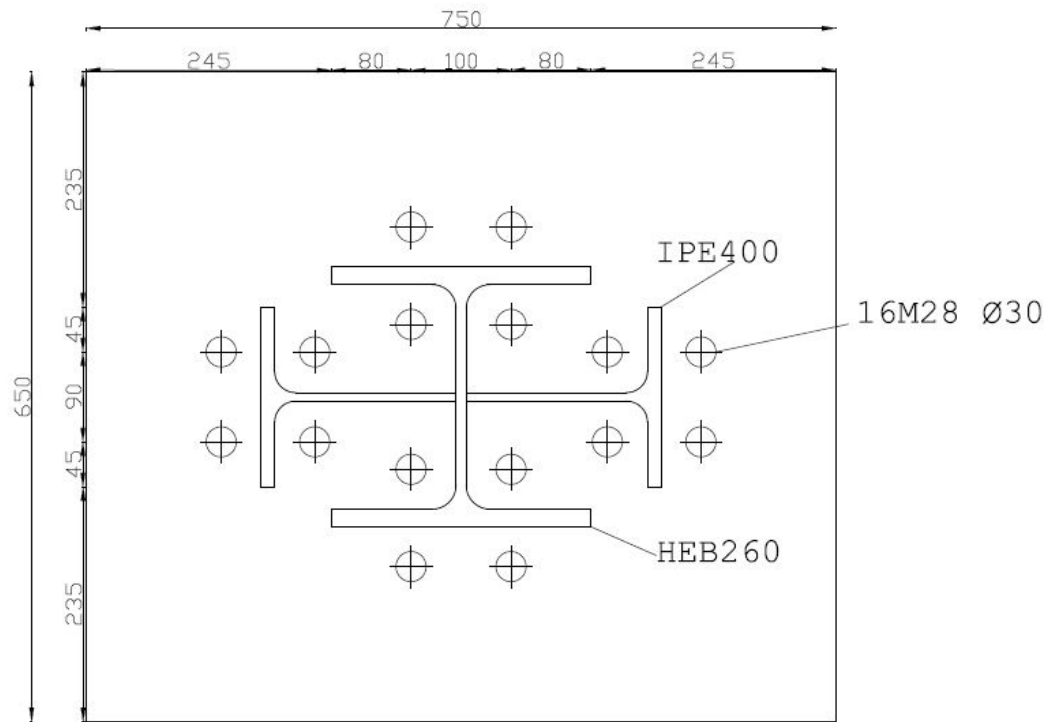
Σχήμα Β.5 Τομή σύνδεσης δοκού υποστυλώματος



Σχήμα Β.6 Έδραση διατομής ΗΕΒ



Σχήμα Β.7 Έδραση υποστύλωματος ΙΡΕ



Σχήμα Β.8 Έδραση υποστυλώματος

Παράρτημα Γ. Θεμέλιο

Η διαστασιολόγηση του θεμελίου έγινε με τη βοήθεια του προγράμματος Geostructural Analysis v17. Παρακάτω παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Spread footing verification

Input data

Project

Task : Diplom_footing_1
 Descript. : Diplomatiki
 Author : Elenas Emmanouil
 Date : 9/2/2016

Settings

Greece - EN 1997, gamma water=1.0 (2)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Settlement

Analysis method : Analysis using oedometric modulus
 Restriction of influence zone : by percentage of Sigma,Or
 Coeff. of restriction of influence zone : 10.0 [%]


Spread Footing

Analysis for drained conditions : EC 7-1 (EN 1997-1:2003)
 Analysis of uplift : Standard
 Verification methodology : according to EN 1997
 Design approach : 2 - reduction of actions and resistances

Partial factors on actions (A)		
Permanent design situation		
	Unfavourable	Favourable
Permanent actions :	$\gamma_G = 1.35$ [-]	1.00 [-]

Partial factors for resistances (R)		
Permanent design situation		
Partial factor on vertical bearing capacity :	$\gamma_{Rvs} =$	1.40 [-]
Partial factor on sliding resistance :	$\gamma_{Rhs} =$	1.10 [-]

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Well graded sand (SW), dense		39.50	0.00	20.00	10.00	

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

Well graded sand (SW), dense

Unit weight : $\gamma = 20.00$ kN/m³
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 39.50$ °
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0.00$ kPa
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 96.00$ MPa
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20.00$ kN/m³

Foundation

Foundation type: centric spread footing

Depth from original ground surface $h_z = 1.50$ m

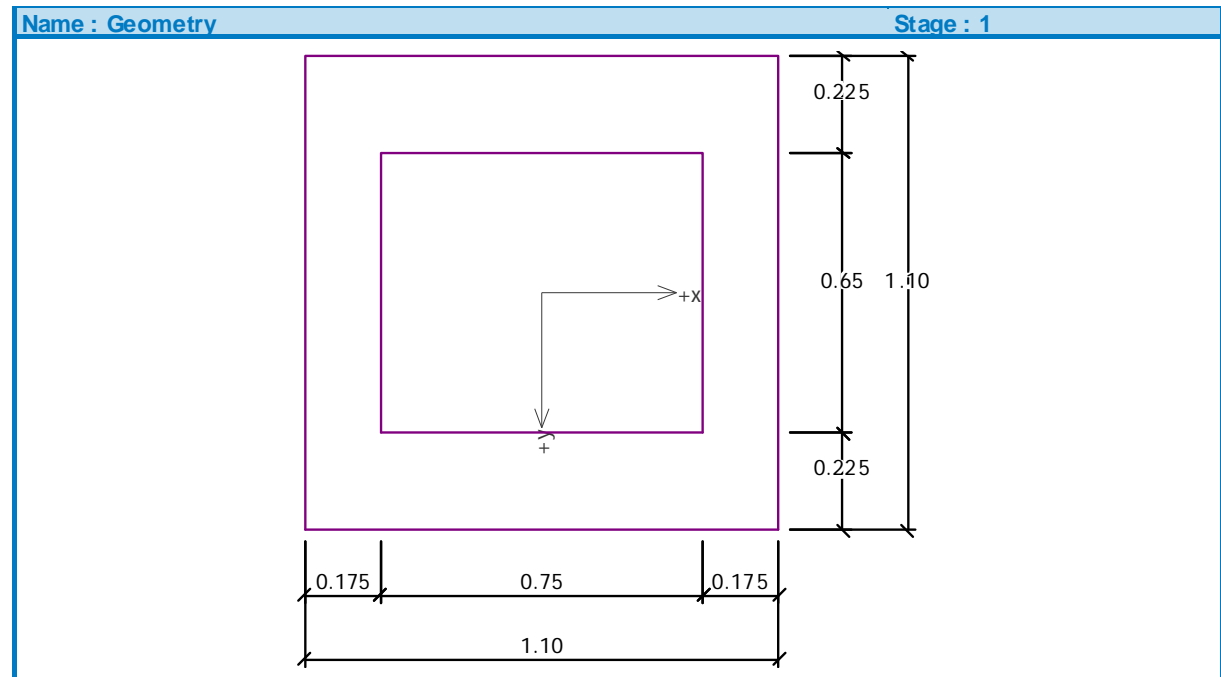
Depth of footing bottom $d = 1.20$ m
 Foundation thickness $t = 0.70$ m
 Incl. of finished grade $s_1 = 0.00$ °
 Incl. of footing bottom $s_2 = 0.00$ °

Unit weight of soil above foundation = 23.56 kN/m³

Geometry of structure

Foundation type: centric spread footing

Spread footing length $x = 1.10$ m
 Spread footing width $y = 1.10$ m
 Column width in the direction of x $c_x = 0.75$ m
 Column width in the direction of y $c_y = 0.65$ m
 Spread footing volume = 0.85 m³



Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.56$ kN/m³



Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25
 Cylinder compressive strength $f_{ck} = 20.00$ MPa
 Tensile strength $f_{ct} = 2.20$ MPa
 Elasticity modulus $E_{cm} = 30000.00$ MPa

Longitudinal steel : B500
 Yield strength $f_{yk} = 500.00$ MPa

Transverse steel: B500
 Yield strength $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	10.00	Well graded sand (SW), dense	
2	-	Well graded sand (SW), dense	

Load

No.	Load new	Load change	Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]
1	YES		MinNx	Design	1444.00	28.90	-4.92	-5.72	-11.20
2	YES		MinMy-MinVz	Design	299.90	84.20	4.54	4.35	-67.50
3	YES		MaxMy	Design	1381.00	31.30	-0.41	-0.72	-13.00
4	YES		MinNx - service	Service	1203.33	24.08	-4.10	-4.77	-9.33
5	YES		MinMy-MinVz - service	Service	249.92	70.17	3.78	3.63	-56.25
6	YES		MaxMy - service	Service	1150.83	26.08	-0.34	-0.60	-10.83

Global settings

Type of analysis : analysis for drained conditions

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Load case verification

Name	Self w. in favor	e _x [m]	e _y [m]	σ [kPa]	R _d [kPa]	Utilization [%]	Is satisfied
MinNx	Yes	0.00	-0.01	1250.82	2157.38	57.98	Yes
MinNx	No	0.00	-0.01	1259.05	2157.77	58.35	Yes
MinMy-MinVz	Yes	0.00	-0.11	344.03	1339.37	25.69	Yes
MinMy-MinVz	No	0.00	-0.11	351.72	1361.91	25.83	Yes
MaxMy	Yes	0.00	-0.02	1199.34	2151.74	55.74	Yes
MaxMy	No	0.00	-0.02	1207.57	2152.18	56.11	Yes

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Computed weight of spread footing $G = 26.94$ kN

Computed weight of overburden $Z = 11.49$ kN

Vertical bearing capacity check

Shape of contact stress : rectangle
Most severe load case No. 1. (MinNx)

Parameters of slip surface below foundation:

Depth of slip surface $z_{sp} = 2.53$ m

Length of slip surface $l_{sp} = 9.07$ m

Design bearing capacity of found.soil $R_d = 2157.77$ kPa

Extreme contact stress $\sigma = 1259.05$ kPa

Bearing capacity in the vertical direction is SATISFACTORY

Horizontal bearing capacity check

Most severe load case No. 2. (MinMy-MinVz)

Earth resistance: at rest

Design magnitude of earth resistance $S_{pd} = 4.76 \text{ kN}$

Friction angle foundation-footing bottom $\psi = 39.50^\circ$

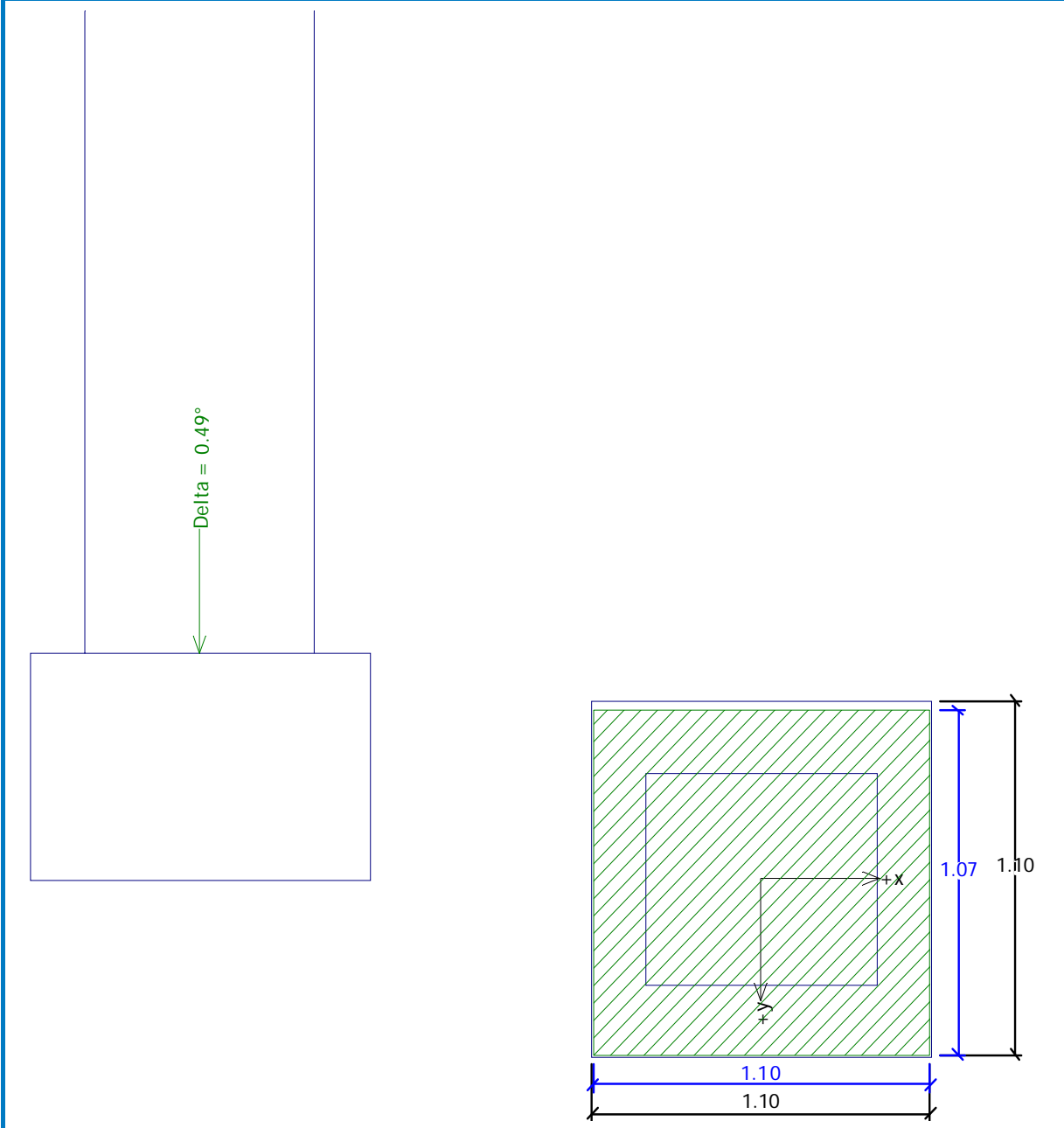
Cohesion foundation-footing bottom $a = 0.00 \text{ kPa}$

Horizontal bearing capacity $R_{dh} = 250.41 \text{ kN}$

Extreme horizontal force $H = 67.64 \text{ kN}$

Bearing capacity in the horizontal direction is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation is SATISFACTORY



Verification No. 1

Settlement and rotation of foundation - input data

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.
 Analysis carried out with accounting for coefficient κ_1 (influence of foundation depth).
 Stress at the footing bottom considered from the finished grade.

Computed weight of spread footing $G = 19.96$ kN

Computed weight of overburden $Z = 8.51$ kN

Settlement of mid point of edge x - 1 = 6.2 mm

Settlement of mid point of edge x - 2 = 5.9 mm

Settlement of mid point of edge y - 1 = 6.1 mm
Settlement of mid point of edge y - 2 = 6.1 mm
Settlement of foundation centre point = 9.0 mm
Settlement of characteristic point = 6.8 mm
(1-max.compressed edge; 2-min.compressed edge)

Settlement and rotation of foundation - results

Foundation stiffness:

Computed weighted average modulus of deformation $E_{def} = 75.09$ MPa

Foundation in the longitudinal direction is rigid ($k=102.95$)

Foundation in the direction of width is rigid ($k=102.95$)

Overall settlement and rotation of foundation:

Foundation settlement = 6.8 mm

Depth of influence zone = 5.64 m

Rotation in direction of x = 0.022 (tan*1000)

Rotation in direction of y = 0.538 (tan*1000)

Dimensioning No. 1

Analysis carried out with automatic selection of the most unfavourable load cases.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of x

Foundation thickness is greater than double max.offset, reinforcement is not required.

Verification of longitudinal reinforcement of foundation in the direction of y

Foundation thickness is greater than double max.offset, reinforcement is not required.

Spread footing for punching shear failure check

Hook profile = 10.0 mm

Number of hooks = 2.00

Slope of hooks = 45.00 °

Column normal force = 1444.00 kN

Maximum resistance at the column perimetr

Force transmitted into found. soil = 581.78 kN

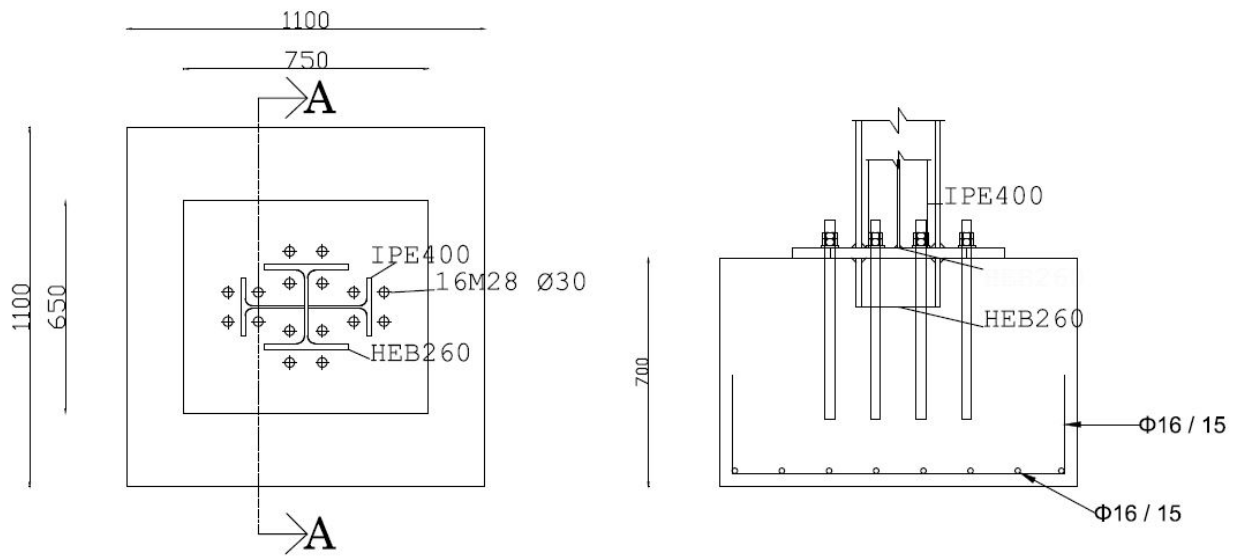
Force transmitted by shear strength of SRC = 862.22 kN

Considered column perimetr u_0 = 2.80 m

Shear resistance at the column perimetr $V_{Ed,max}$ = 0.51 MPa

Resistance at the column perimetr $V_{Rd,max}$ = 2.94 MPa

Spread footing for punching shear is SATISFACTORY



Σχήμα Γ.1 Κάτοψη και τομή θεμελίου