

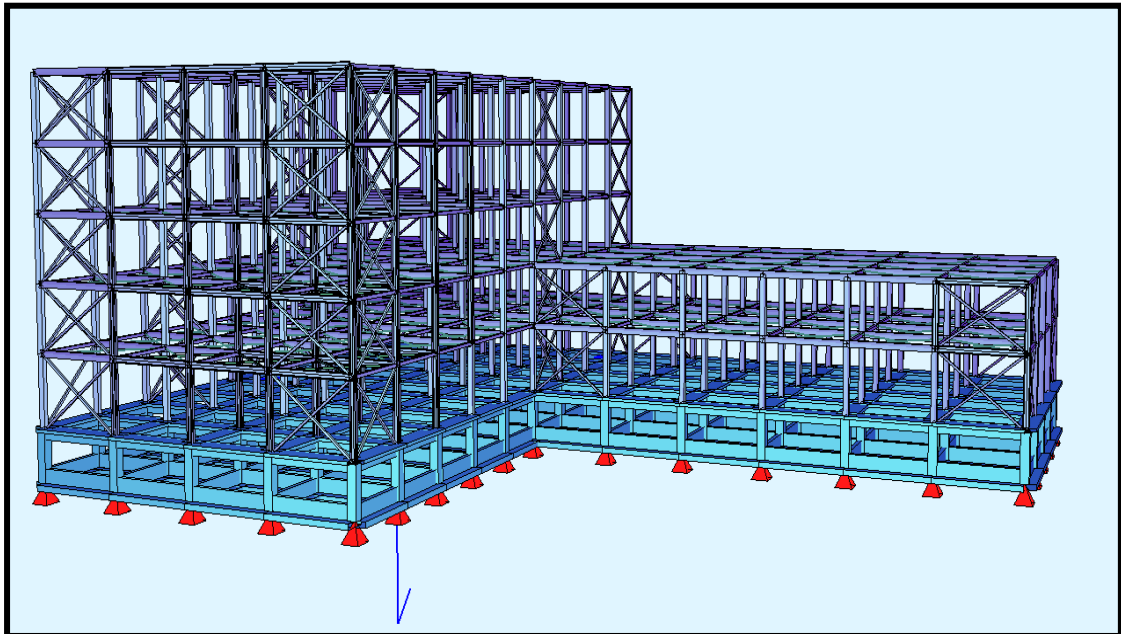


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

ΘΕΜΑ: “ Σχεδιασμός μη-κανονικού 4-όροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων ”



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΑΓΑΠΙΟΥ ΑΓΑΠΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΡΑΥΤΟΓΙΑΝΝΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα, Ιούλιος 2013

ΕΜΚ ΔΕ 2013/ 71

Αγαπίου Αγάπιος (2013).
Σχεδιασμός μη-κανονικού 4-όροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2013/71
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Agapiou Agapios (2013).
Design of a non-standar 4-storey office building metal
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2013/71
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ευχαριστώ θερμά τον κύριο Ιωάννη Ραυτογιάννη για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση που μου προσέφερε κατά την διάρκεια της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας. Επιπλέον, οφείλω να αναφέρω την ουσιαστική του βοήθεια όσον αφορά στη χρήση των προγραμμάτων Sofistik και Instant 2000. Η υποστήριξη του ήταν καταλυτική σε όλα τα στάδια της εργασίας.

Επίσης, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την βοήθεια και την στήριξη που μου προσέφεραν σε όλο το διάστημα των σπουδών μου.

Αθήνα, Ιούλιος 2013

Αγαπίου Αγάπιος

Πίνακας περιεχομένων

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	1
Abstract	2
1.Εισαγωγή.....	3
1.1. Σύντομη ιστορική αναδρομή της εφαρμογής του σιδήρου στην κατασκευή	3
2 Σχεδιασμός – Ανάλυση της κατασκευής	15
2.1 Γενικά.....	15
2.2 Επιλογή υλικών- διατομών.....	15
2.3 Γεωμετρία του φορέα	15
2.3.1 Ομαδοποίηση αρίθμησης κόμβων και μελών φορέα	16
2.4 Φορτίσεις.....	19
2.4.1 Μόνιμα φορτία.....	19
2.4.2 Κινητά φορτία.....	19
2.4.3 Φορτία χιονιού	19
2.4.4 Ανεμοπίεση	19
2.4.5 Σεισμικές Δυνάμεις	20
2.5 Συνδυασμοί Φορτίσεων	26
2.5.1 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις	26
2.5.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	27
3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ	30
3.1 Γενικά.....	30
3.2 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας	30
3.2.1 Κύριες και οι Δευτερεύουσες Δοκοί	30
3.2.2 Υποστυλώματα	30
3.2.3 Διαγώνια Στοιχεία Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας	31
3.2.4 Διαδοκίδες.....	31
3.3 Τυπολόγιο ελέγχων στοιχείων κατά τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ3 (EC3).....	31
3.3.1 Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού.....	31
3.3.2 Κατάταξη των διατομών – Βασικές αρχές.....	32
3.3.3 Οριακή κατάσταση αστοχίας	36
3.3.4 Αντοχή διατομών.....	36
3.3.5 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	43
3.4 Έλεγχοι στοιχείων φορέα στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	44
3.4.1 Έλεγχος κύριας δοκού	44

3.4.2 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού	48
3.4.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου και 1 ^{ου} ορόφου	52
3.4.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων 2 ^{ου} , 3 ^{ου} και 4 ^{ου} ορόφου	56
3.3.5 Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας ισογείου	60
3.3.6 Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας 1 ^{ου} , 2 ^{ου} , 3 ^{ου} και 4 ^{ου} ορόφου	62
3.3.7 Έλεγχος διαδοκίδας IPE 240	64
4 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ	66
4.1 Γενικά.....	66
4.2 Έλεγχοι συνδέσεων	66
4.3 Έλεγχος συνδέσεων μελών	71
4.3.1 Έλεγχος συνδέσεως κύριας δοκού με υποστύλωμα.....	71
4.3.2 Έλεγχος συνδέσεως κύριας δοκού με διαδοκίδα	79
4.3.3 Έλεγχος συνδέσεως έδρασης υποστυλώματος	88
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	97
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Α»	98
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ DBview.....	98
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Β»	104
ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	104

Σχεδιασμός μη-κανονικού 4-όροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων

Αγαπίου Αγάπιος (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο το σχεδιασμό και την μελέτη ενός μεταλλικού κτιρίου γραφείων με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, με τη χρήση των προγραμμάτων SOFISTIK και INSTANT 2000. Πιο συγκεκριμένα μέσω του SOFISTIK έγινε η εύρεση των εντατικών μεγεθών σχεδιασμού και με το INSTANT 2000 η μόρφωση και ο έλεγχος των συνδέσεων.

Στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 γίνεται μια σύντομη ιστορική αναδρομή στις μεταλλικές κατασκευές και στην χρήση του χάλυβα.

Στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 γίνεται η παρουσίαση του έργου μέσω του προγράμματος SOFISTIK όπως είναι η γεωμετρία του φορέα, τα είδη των διατομών, τα υλικά και ο σχεδιασμός. Ακόμη αναφέρεται στα φορτία που καταπονούν την κατασκευή και στους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων με τους οποίους έγινε η επίλυση.

Στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 πραγματοποιούνται όλοι οι έλεγχοι των μελών του φορέα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, λαμβάνοντας τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης μέσω του SOFISTIK.

Στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 περιγράφονται οι συνδέσεις των μελών του φορέα και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους, όπως αυτά προέκυψαν μέσω του προγράμματος INSTANT 2000.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2013/71

Design non-standard 4-storey office building metal

Agapiou Agapios (supervised by Raftogiannis I.)

Abstract

The present diploma thesis is concerned with the design and research of a metal office building with vertical joints stiffness, using the programs SOFISTIK and INSTANT2000. Most notably through the SOFISTIK was finding the internal forces and design, with INSTANT 2000 the configuration and control connections.

Chapter 1 gives a brief history on the steel structures and the use of steel.

In Chapter 2 of the presentation of the project through the program SOFISTIK such as the geometry of the body, the types of sections, materials and design. Even states the loads to strain construction and the various load combinations with which they were solved.

In Chapter 3 we made all the checks membership organization in accordance with Eurocode 3, taking the results of static and dynamic analysis through SOFISTIK.

Chapter 4 describes the connections of the members of the body and the results of their audits, such as those obtained through the INSTANT 2000.

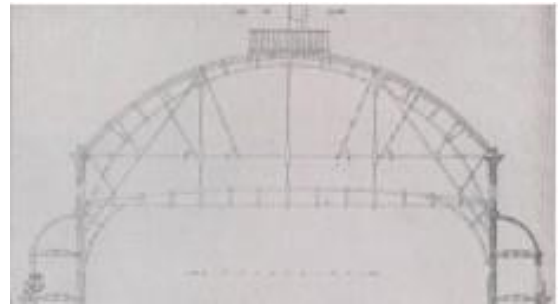
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο

1.Εισαγωγή

1.1. Σύντομη ιστορική αναδρομή της εφαρμογής του σιδήρου στην κατασκευή

Ο σίδηρος είναι ένα υλικό το οποίο χρησιμοποιείται στην κατασκευή, κατέχοντας δευτερεύοντα ρόλο, ήδη από την ελληνική αρχαιότητα, σε συνδυασμό πάντοτε με άλλα υλικά. Η χρήση του περιορίζεται στις λίθινες τοιχοποιίες, συγκεκριμένα στους *συνδέσμους* και τους *γόμφους* μεταξύ των λίθων, ώστε να εξασφαλίζεται το αμετάθετο κατά την οριζόντια και κατακόρυφη έννοια αντιστοίχως, και ενίοτε, κατά τους ύστερους χρόνους, στους *στελεχοειδείς πόλους* μεταξύ των σφονδύλων των κίωνων.

Οι Ρωμαίοι με τη σειρά τους εφάρμοσαν και αυτοί τον σίδηρο στην κατασκευή εξελίσσοντας και χρησιμοποιώντας περίτεχνους μεταλλικούς συνδέσμους στα μεγάλα ξύλινα ζευκτά που κατάφεραν να κατασκευάσουν, ώστε να στεγάσουν χώρους ιδιαίτερος μεγάλων διαστάσεων. Κατά τους μεσαιωνικούς χρόνους συναντούμε στους νάρθηκες εκκλησιών δικτυώματα, τα οποία αποτελούνται από ξύλινες αντηρίδες και σιδερένιους ελκυστήρες, συνδυάζοντας την αντοχή του σιδήρου σε εφελκυσμό με την αντοχή του ξύλου σε θλίψη. Αυτή η περιορισμένη και εν πολλοίς εμπειρική χρήση του σιδήρου συνεχίζεται και στην Αναγέννηση. Κατά την περίοδο αυτή προτιμώνται συνειδητά τα λεγόμενα φυσικά υλικά, δηλαδή αυτά που είναι έτοιμα προς χρήση στην φυσική τους κατάσταση και όχι εκείνα που έχουν παραχθεί από ανθρώπινο χέρι. Αιτία για την έλλειψη εμπιστοσύνης στον σίδηρο είναι εν μέρει η χαμηλή αντοχή του υλικού κατά την έκθεση στις καιρικές συνθήκες, αλλά κυρίως η δυσκολία παραγωγής του σε μεγάλες ποσότητες. Για να επιτευχθεί όμως το τελευταίο απαιτείται μία κατανόηση της μοριακής σύστασης του υλικού. Η γνώση αυτή γίνεται διαθέσιμη το τελευταίο τέταρτο του 18ου αιώνα. Η εξέλιξη στην Φυσική, τη Χημεία και την συγκριτική έρευνα αντοχής των υλικών κατέστησε δυνατή την βιομηχανική παραγωγή του σιδήρου και τον μετέτρεψε σε ένα νέο φυσικό υλικό.



1. Abraham Darby III, Γέφυρα στον ποταμό Severn, 1750 2. Victor Louis, Theatres Francais, 1786

Γύρω στο 1750 στην Αγγλία, πατρίδα της βιομηχανικής επανάστασης, εφαρμόζονται με επιτυχία οι πρώτες μέθοδοι χύτευσης ομοιογενούς σιδήρου σε ράβδους και ξεκινά έτσι η μαζική παραγωγή του. Η πρώτη εφαρμογή του χυτοσίδηρου στην κατασκευή θα είναι η ανέγερση της γέφυρας πάνω από τον ποταμό Severn (εικ. 1), ανοίγματος 100,5 ποδών από τον Abraham Darby. Αυτή η απλά κατασκευασμένη γέφυρα ανοίγει τον δρόμο για τις επερχόμενες εξαιρετικής σημασίας εξελίξεις.

Ο σίδηρος αρχίζει σταδιακά να χρησιμοποιείται ως δομικό υλικό στις στέγες των κτιρίων. Οι ξύλινες στέγες θεάτρων, εργοστασίων και αποθηκών καταστρέφονταν συχνά ολοσχερώς από πυρκαγιές. Έτσι, μόλις οι σιδερένιες δοκοί έγιναν διαθέσιμες σε μεγάλες ποσότητες, αρχίζουν να αντικαθιστούν τα ξύλινα ζευκτά. Μία από τις πρώτες προσπάθειες είναι η κατασκευή της στέγης του Theatres Francais από τον Victor Louis το 1786 (εικ. 2) , η μορφή των δοκών της οποίας υποδεικνύει μία ενστικτώδη γνώση των εννοιών της ροπής αδρανείας και ροπής αντιστάσεως, οι οποίες δεν είχαν ακόμη διατυπωθεί επιστημονικώς.

Η εξέλιξη θα είναι ραγδαία. Τον 19ο αιώνα ο σίδηρος αποτελεί το δημοφιλέστερο υλικό για την φέρουσα κατασκευή χρησιμοποιούμενος σε αναρίθμητη ποικιλία αρχιτεκτονικών εφαρμογών. Η ανθεκτικότητά του στη φωτιά, η χαμηλή του τιμή, η απλή παραγωγή του, η αντοχή του σε μεγάλα φορτία, η δυνατότητα μοφοποίησής του είναι τα μεγάλα πλεονεκτήματα του υλικού, τα οποία το κατέστησαν σύμβολο του 19ου αιώνα.

Ο συνδυασμός του σιδήρου με το γυαλί οδηγεί την αρχιτεκτονική σε νέες λύσεις. Η πρώτη κατασκευή που συντίθεται αποκλειστικώς από τα δύο αυτά υλικά είναι η Gallerie d' Orleans, ένα τμήμα του Palais Royal στο Παρίσι από τον Fontaine το

1829 (εικ. 3). Θα ακολουθήσουν τα κτίρια των μεγάλων Διεθνών Εκθέσεων όπως το Crystal Palace (εικ. 4) στο Λονδίνο (1851), το Palais de l' Industrie (εικ. 5) στο Παρίσι (1855), για να φτάσουμε στην Galerie des Machines της Διεθνούς Έκθεσης του 1889 του Παρισιού με το εντυπωσιακό άνοιγμα των 115 μέτρων (εικ. 6).



3. Fontaine, Galerie d' Orleans, Παρίσι, 1829



4. John Paxton, Crystal Palace, Λονδίνο, 1851



5. Palais de l' Industrie. Παρίσι, 1855



6. Galerie des Machines, Παρίσι, 1889. Λεπτομέρεια φορέα

Παραλλήλως πραγματοποιούνται και τα πρώτα θαρραλέα βήματα προς την κατασκευή του φέροντος οργανισμού του κτιρίου εξ ολοκλήρου από σίδηρο. Ήδη το 1801 οι Boulton και Watt κατασκευάζουν ένα επταόροφο εργοστάσιο στο Salford του Μάντσεστερ, του οποίου ο φέρων οργανισμός αποτελείται από δοκούς και υποστυλώματα από σίδηρο. Το κτίριο αυτό θα αποτελέσει τον προπομπό, το πρώτο σημαντικό βήμα στην εξέλιξη που θα οδηγήσει στον χαλύβδινο σκελετό των υψηλών κτιρίων του Σικάγου περί τα τέλη του αιώνα. Η εφεύρεση μηχανών έλασης του σιδήρου και παραγωγής χαλύβδινων δοκίδων θα δώσει περαιτέρω ώθηση στις σιδηρές κατασκευές. Το 1848 ο James Bogardus κατασκευάζει στη Νέα Υόρκη ένα πενταόροφο εργοστάσιο με σκελετό από χυτοσίδηρο. Η μέθοδος κατασκευής του σκελετού από χυτοσίδηρο που εισάγει ο Bogardus γίνεται εξαιρετικά δημοφιλής και σύντομα τα περισσότερα εμπορικά και βιομηχανικά κτίρια στις Ηνωμένες Πολιτείες κατασκευάζονται με αυτόν τον τρόπο. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αυτής της επονομαζόμενης εποχής του χυτοσιδήρου είναι τα εμπορικά κτίρια του St. Louis, χτισμένα τις δεκαετίες του 1860 και 1870 (εικ. 7). Την ίδια περίοδο, το 1871, ανεγείρεται από τον Jules Saulnier, το περίφημο κτίριο της σοκολατοποιίας Menier κοντά στο Παρίσι, το πρώτο στην Ευρώπη με εμφανή τον σκελετό από χυτοσίδηρο. Με την ανέγερση του δεκαόροφου κτιρίου τής εταιρείας Home Insurance (εικ. 8) από τον William Le Baron Jenney το 1883 στο Σικάγο ξεκινά η εποχή των υψηλών κτιρίων τα οποία αποκλήθηκαν «ουρανοξύστες». Ο φέρων οργανισμός των πρώτων πολυόροφων κτιρίων γραφείων είναι ένας χαλύβδινος σκελετός μειωμένης ακαμψίας, τα μέλη του οποίου συνδέονται με αρθρώσεις και κόμβους, που διαμορφώνονταν με ηλώσεις και μπουλόνια. Το νέο αυτό σύστημα δομής που συγκροτείται είναι εύκαμπτο και εκ του λόγου αυτού ευάλωτο στις στατικές δράσεις με την αύξηση του αριθμού των ορόφων. Όμως το εν λόγω σύστημα αποτελεί μόνον την αρχή της εξελικτικής πορείας των κατασκευαστικών συστημάτων των υψηλών κτιρίων, τα οποία θα φτάσουν σε πρωτοφανή ύψη στα τέλη του εικοστού αιώνα με την εφαρμογή σύνθετων πλαισιωτών κατασκευών από χάλυβα.



7. Όψη εμπορικού κτιρίου στο St Louis, 1887



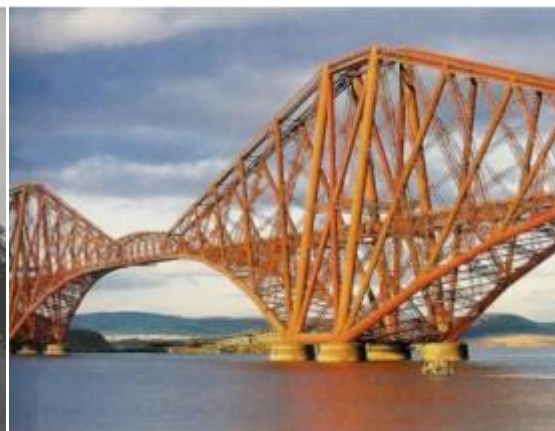
8. William Le Baron Jenney, Home Insurance Building, Σικάγο 1885

Και στον τομέα της γεφυροποιίας η εξέλιξη που επιτυγχάνεται τον 19ο αιώνα είναι ιδιαίτερος σημαντική. Η αναρτημένη καλωδιωτή γέφυρα επινοήθηκε στις αρχές του αιώνα αυτού. Ο Marc Seguin είναι ο πρώτος που κατασκεύασε μία τέτοια γέφυρα πάνω από τον ποταμό Ροδανό (Rhône) κοντά στην πόλη Tournon, το 1824, χρησιμοποιώντας συρματόσχοινα τα οποία είχε υποβάλλει σε επισταμένους επιστημονικούς ελέγχους προτού τα εφαρμόσει στο έργο (εικ. 9). Οι αρχές του Seguin θα εφαρμοστούν σε μεγαλύτερης κλίμακας έργα από τον John Augustus Roebling στις γέφυρες που κατασκεύασε στο Pittsburgh (1846), πάνω από τον Νιαγάρα (1855) και στην περίφημη γέφυρα του Brooklyn (1868). Το κατασκευαστικό σύστημα της αναρτημένης γέφυρας θα δώσει, μέσω σύνθετων εφαρμογών του, τη δυνατότητα να γεφυρώνονται όλο και μεγαλύτερα ανοίγματα και θα αποβεί τελικώς η βάση για την πραγματοποίηση ιδιαίτερος τολμηρών γεφυρών έως και τις μέρες μας.

Το τέλος του 19ου αιώνα σηματοδοτείται από την εξέλιξη του χάλυβα και την σταδιακή εφαρμογή του στις κατασκευές σε αντικατάσταση του σιδήρου, κυρίως λόγω της μεγαλύτερης αντοχής του χάλυβα στην οξείδωση. Το 1889 αποτελεί το ορόσημο. Τα κτίρια της Διεθνούς Έκθεσης των Παρισίων και το πασίγνωστο σύμβολό της, ο Πύργος του Eiffel, είναι οι τελευταίες σημαντικές κατασκευές από χυτοσίδηρο. Ήδη την ίδια χρονιά εγκαινιάζεται στο Εδιμβούργο η γέφυρα Firth of Forthbrug (εικ. 10), η οποία αποτελείται από κοίλες διατομές συντεθειμένες από πριτσινωμένα ελάσματα χάλυβα.



9. Marc Seguin, Γέφυρα στον Ροδανό, 1824



10. Γέφυρα Firth of Forbrug, Εδιμβούργο, 1889



11. Henri Labrouste, Βιβλιοθήκη St. Genevieve, 1843



12. Victor Horta, Maison du Peuple, Βρυξέλλες, 1897



13. Otto Wagner, Postsparkassenamt, Βιέννη, 1906

Η τεχνολογία των μεταλλικών φορέων, παρά τη μεγάλη εξέλιξή της, βρίσκεται με αργό ρυθμό τον δρόμο προς τη συνεργασία με την αρχιτεκτονική. Τα μεγάλα επιτεύγματα που αναφέρθηκαν παραπάνω ήσαν έργα πολιτικών μηχανικών ή σε

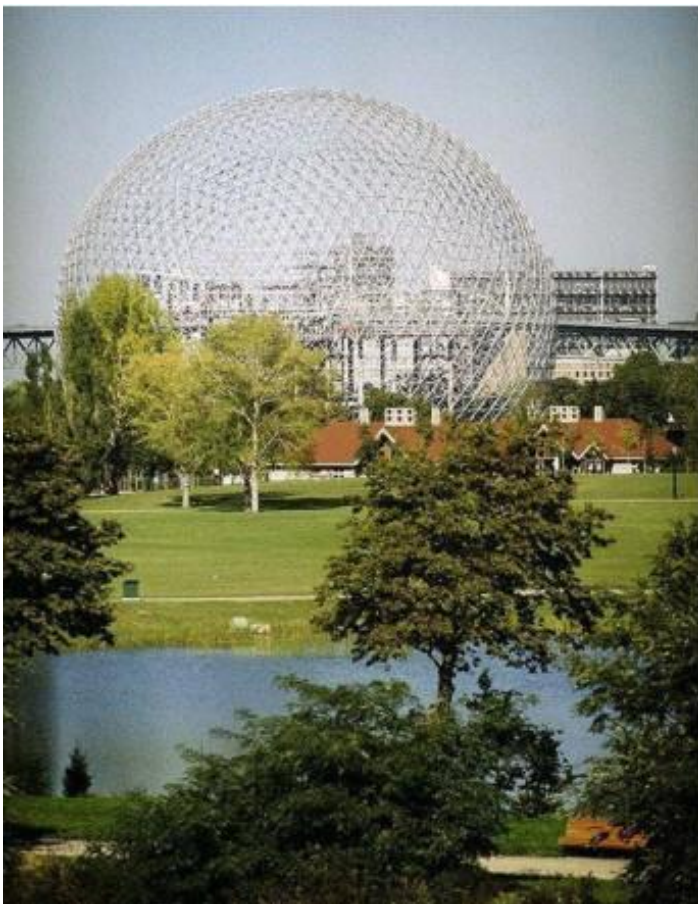
πολλές περιπτώσεις αυτοδίδακτων εφευρετών. Οι αρχιτέκτονες έδειξαν αρχικώς αμηχανία ως προς τη χρήση του νέου υλικού και των τεχνικών του, μην έχοντας αρχικώς εμπιστοσύνη στον χάλυβα ως μορφολογικό στοιχείο. Χαρακτηριστικό άλλωστε είναι το παράδειγμα των ουρανοξυστών του Σικάγου, ο φέρων οργανισμός των οποίων επενδύεται με τοιχώματα από λιθοδομή. Εγείρεται έτσι το κορυφαίο ζήτημα περί της σχέσης μεταξύ αρχιτέκτονα και πολιτικού μηχανικού, που θα απασχολήσει επί μακρόν τη θεωρία της αρχιτεκτονικής και που θα αποβεί τελικώς εφαλτήριο για μια νέα αρχιτεκτονική. Ο Γάλλος αρχιτέκτονας Henri Labrouste, το 1843 χρησιμοποιεί εμφανή τον χυτοσιδηρό φέροντα οργανισμό με περίτεχνο τρόπο στο εσωτερικό των κτιρίων του, αρχικώς στην βιβλιοθήκη της Sainte Genevieve (εικ. 11) κατόπιν στην Εθνική Βιβλιοθήκη του Παρισιού και σε αρκετές ακόμη περιπτώσεις, δίνοντας το έναυσμα για μια ευρύτερη διάδοση της τεχνικής αυτής. Οι μεταλλικές κατασκευές στα τέλη του 19ου και τις αρχές του 20ου αιώνα κατέχουν σημαντική θέση στην αρχιτεκτονική του Jugendstil, κίνημα που βασίζεται στην εκμετάλλευση των κατασκευαστικών τεχνικών των διαφόρων υλικών. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν τα έργα των Victor Horta (εικ. 12) και Otto Wagner (εικ. 13).



14. Ludwig Mies Van der Rohe, Crown Hall, Illinois Institute of Technology, Σικάγο, 1956

Η αρχιτεκτονική όμως του 20ου αιώνα, όπως και η κατασκευή εν γένει, έμελλε να επηρεαστεί πολύ περισσότερο από την ταχύτερη εξέλιξη της τεχνολογίας του οπλισμένου σκυροδέματος. Το μοντέρνο κίνημα και οι αρχές που έθεσε, και τις οποίες πρόσβευαν με αυστηρότητα οι επιφανείς εκπρόσωποί του όπως ο Le Corbusier

και ο Walter Gropius, εξυπηρετήθηκε καλύτερα από το νέο υλικό. Οι μεταλλικές κατασκευές έπαιξαν δευτερεύοντα ρόλο στα κτίρια των μοντερνιστών. Μόνον οι κonstrουκτιβιστές των πρώτων μετεπαναστατικών χρόνων στη Ρωσία κάνουν εκτεταμένη χρήση τους στα ουτοπικά και απραγματοποίητα σχέδιά τους. Μόλις από τα μέσα της δεκαετίας του =40 επανέρχεται ο χάλυβας στη θέση του πρωταγωνιστή. Ο Mies van der Rohe, με την έλευσή του στις Η.Π.Α. βασίζει την αρχιτεκτονική του έκφραση πάνω στον φέροντα οργανισμό από χάλυβα, τόσο στα νέα κτίρια του Illinois Institute of Technology (εικ. 14) όσο και σε πολλές κατοικίες που οικοδομεί. Οι σύμμεικτες κατασκευές με οπλισμένο σκυρόδεμα και κυρίαρχο στοιχείο τις διατομές από χάλυβα δίνουν νέα κατασκευαστικά συστήματα με μεγάλες δυνατότητες, κυρίως σε ό,τι αφορά τα υψηλά κτίρια.



15. R. Buckminster Fuller, Γεωδαιτικός Θόλος, Μόντρεαλ, 1967



16. G. Behnisch, Frei Otto, Olympiastadion, Μόναχο, 1972

Στα τέλη της δεκαετίας του '60 έχουμε την εμφάνιση των μεγάλης κλίμακας ελαφρών μεταλλικών κατασκευών με τους πρωτοπόρους Richard Buckminster Fuller και Frei Otto. Στην έκθεση του Μόντρεαλ, το 1967, ο πρώτος θα παρουσιάσει τον περίφημο γεωδαιτικό θόλο του (εικ. 15) ενώ ο δεύτερος θα εφαρμόσει στο γερμανικό περίπτερο για πρώτη φορά τις χαρακτηριστικές εφελκυόμενες μεμβράνες του, που θα αποτελέσουν αργότερα ένα από τα πιο αναγνωρίσιμα σύμβολα στην σύγχρονη αρχιτεκτονική, στεγάζοντας το Ολυμπιακό Στάδιο του Μονάχου το 1972 (εικ. 16).



17. R. Piano, R. Rodgers, Centre Pompidou, Παρίσι, 1976

18. Thomas Herzog, Design Center Linz, 1993, Λεπτομέρεια

Την ίδια χρονιά ξεκινά η οικοδόμηση του ίσως πιο πολυσυζητημένου κτιρίου του 20ου αιώνα, του Κέντρου Πομπιντού στο Παρίσι (εικ. 17). Οι αρχιτέκτονες Renzo Piano και Richard Rodgers, χρησιμοποιώντας το σύνολο σχεδόν της τότε γνωστής κατασκευαστικής τεχνολογίας δημιούργησαν ένα κτίριο - μηχανή έξω από κάθε σύμβαση της εποχής, το οποίο βρισκόταν σε πλήρη αντίθεση με το περιβάλλον του και φυσικά με τις επικρατούσες αντιλήψεις. Ίσως γι' αυτούς τους λόγους να έγινε

αμέσως τόσο δημοφιλές. Τα εγκαίνιά του, το 1976, σηματοδοτούν την απαρχή μιας νέας εποχής. Οι βάσεις της λεγόμενης αρχιτεκτονικής "High Tech" έχουν τεθεί.

Έκτοτε πολλοί ακολουθούν το παράδειγμα των Piano και Rodgers σχεδιάζοντας κτίρια στα οποία κυριαρχεί μορφολογικά η αποτύπωση της κατασκευαστικής τεχνικής που χρησιμοποιείται για την ανέγερσή τους. Αυτή η πίστη στην αισθητική της τεχνολογίας έδωσε πολλά επιτυχημένα αποτελέσματα αλλά και πολλές υπερβολές όταν αγνοήθηκε από τους αρχιτέκτονες η βασική ανάγκη να καλυφθεί το στατικό αίσθημα.

Ένα από τα τελευταία κτίρια της αρχιτεκτονικής "High Tech", επίσης μελετημένο από τον Renzo Piano, το αεροδρόμιο Kansai της Οζάκα (εικ. 20) στην Ιαπωνία εισάγει στις αρχές της δεκαετίας του '90 μία νέα τάση στον αρχιτεκτονικό σχεδιασμό. Αυτή η τάση ονομάζεται από ορισμένους "Fluid Design", ονομασία βασισμένη προφανώς στην ιδιαίτερη μορφή που προσδίδεται στα κτίρια των οποίων ο σχεδιασμός επιχειρεί να δώσει την ψευδαίσθηση μίας «ρευστότητας». Οι δυνατότητες που έδωσαν οι ηλεκτρονικοί υπολογιστές και τα σύγχρονα προγράμματα σχεδιασμού και υπολογισμού, οδήγησαν την αρχιτεκτονική στην αναζήτηση νέων μορφών βασισμένων σε πολύπλοκους μεταλλικούς φορείς. Η βιομηχανία παρακολούθησε με τη βοήθεια των προγραμμάτων Cad/Cam και κατάφερε να κατασκευάζει αυτούς τους σύνθετους φορείς.



19. M. von Gerkan, V. Marg, Σ. Σταθμός Lehrter, Βερολίνο 2004



20. Renzo Piano, Kansai International Airport, Οζάκα, 1994

Όμως η εξέλιξη είναι πλέον υπερβολικά γρήγορη. Πολλοί αρχιτέκτονες σχεδιάζουν στα προγράμματά τους στοιχεία τριών διαστάσεων, τα οποία δεν μπορούν να παραχθούν ούτε από την βιομηχανία ούτε από τους κατασκευαστές. Ένα νέο μεγάλο ζήτημα τίθεται: Πρέπει να αφεθούμε στην εικονική ελευθερία που μας υπαγορεύει το μέσον ή να τιθασεύσουμε την τεχνολογία ώστε να καταστεί και πάλι αρωγός της αρχιτεκτονικής και της κατασκευής και όχι καθοδηγητής της; Υπάρχουν όρια τα οποία θα θέσουν ένα συγκεκριμένο πλαίσιο αρχών;

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο

2 Σχεδιασμός – Ανάλυση της κατασκευής

2.1 Γενικά

Το SOFISTIK ήταν το βασικό πρόγραμμα ανάλυσης και σχεδιασμού της παρούσας διπλωματικής εργασίας που περιλαμβάνει τη μελέτη μιας τετραώροφης μεταλλικής κατασκευής. Το SOFISTIK αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα που δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση κτιριακών κατασκευών. Αποτελείται από υποπρογράμματα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν σε συσχέτιση μεταξύ τους.

Αρχικά εισάγουμε τα δεδομένα που αφορούν στα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής (AQUA). Στη συνέχεια ορίσαμε τη γεωμετρία του φορέα, εισάγοντας συντεταγμένες κόμβων (GENF), τα είδη (STAR, DYNA) και τους συνδυασμούς των φορτίσεων από τις οποίες καταπονείται (MAXIMA).

2.2 Επιλογή υλικών- διατομών

Σε όλο το κτιριακό συγκρότημα επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας **S235** ($f_y = 235\text{N/mm}^2$). Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών, μολονότι αν απαιτείται μεγαλύτερη ακαμψία μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινο σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι.

Πέραν της μεταλλικής κατασκευής κάθε κτίριο περιλαμβάνει υπόγειο χώρο και θεμελίωση από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας **C25/30** ($f_{ck} = 25\text{N/mm}^2$) με ποιότητα χάλυβα οπλισμού S500.

2.3 Γεωμετρία του φορέα

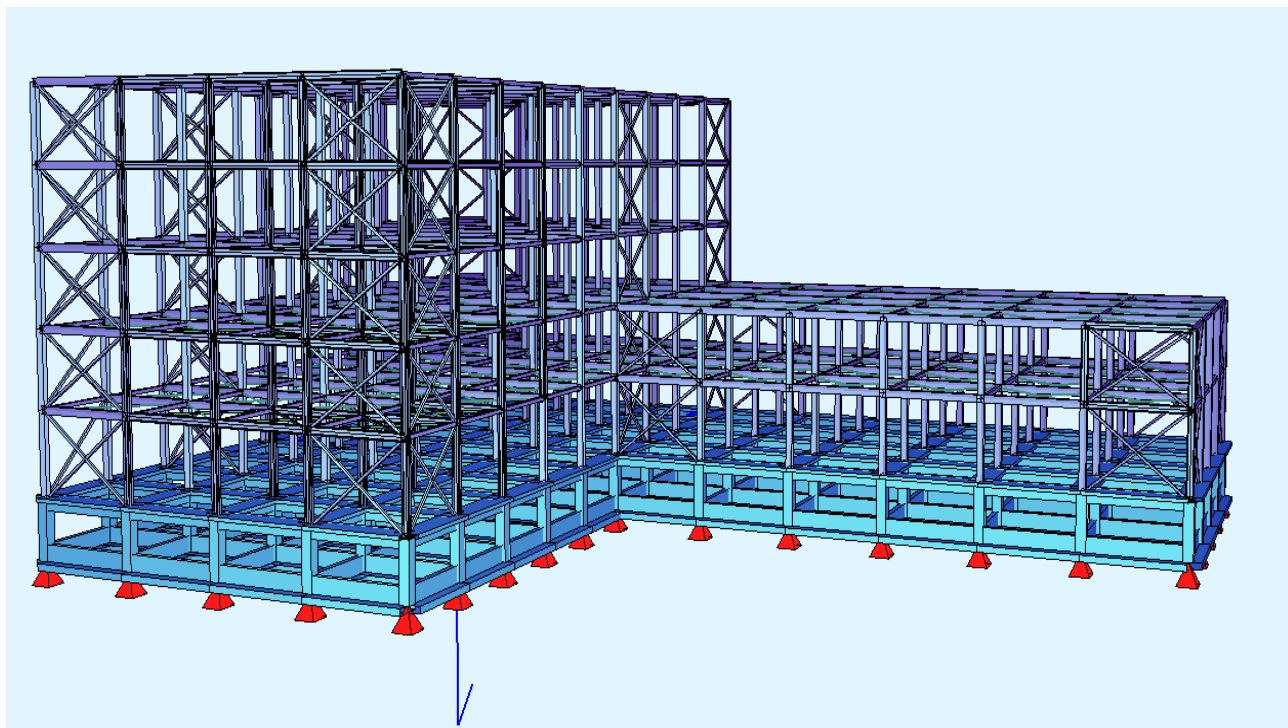
- Πρόκειται για ένα κτίριο όπου η κάτοψη του αποτελείται από δύο ορθογώνια διαστάσεων 24,00m x 45,00m και 36,00m x 20,00m. Το πρώτο μέρος έχει συνολικό ύψος 20,50m (- ύψος υπογείου: 3,00 m - ύψος ισογείου: 4,50m – ύψος ορόφων: 4,00m x 4 = 16,00m), ενώ το δεύτερο μέρος έχει συνολικό ύψος 8,50m (- ύψος υπογείου : 3,00m – ύψος ισογείου: 4,50m – ύψος 1^{ου} ορόφου: 4,00m).

- Η κάτοψη των πατωμάτων και της οροφής του κτιρίου αποτελούνται από δοκούς που διακρίνονται σε κύριες και σε δευτερεύουσες. Οι κύριες δοκοί έχουν διατομή **HEB 400** και οι δευτερεύουσες **HEB 200**.

- Τα υποστυλώματα του κτιρίου είναι διατομής **HEB 400** και βρίσκονται σε αποστάσεις ανά 6,00m και ανά 5,00m σε οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση αντιστοίχως.

- Επιπλέον, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι **HEB 160** οι οποίοι διατάσσονται σε επίπεδα κάθετα μεταξύ τους για αύξηση της ακαμψίας του όλου φορέα.

- Επίσης τοποθετήθηκαν και οριζόντιοι χιαστί σύνδεσμοι, διατομής **L90x90x9**, προκειμένου να εξασφαλιστεί η διαφραγματική λειτουργία των ορόφων.



Σχήμα 1.1: Προοπτική απεικόνιση του μεταλλικού πλαισίου

2.3.1 Ομαδοποίηση αρίθμησης κόμβων και μελών φορέα

Η επεξήγηση της αρίθμησης των κόμβων, δοκών και στύλων του φορέα γίνεται στους παρακάτω πίνακες. Η αρίθμηση των κόμβων:

ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση
Δάπεδο υπογείου	Από 1 έως 80
Δάπεδο ισογείου	Από 101 έως 180
Δάπεδο 1 ^{ου} ορόφου	Από 201 έως 280
Δάπεδο 2 ^{ου} ορόφου	Από 301 έως 350
Οροφή 1 ^{ου} ορόφου	Από 351 έως 380
Δάπεδο 3 ^{ου} ορόφου	Από 401 έως 450
Δάπεδο 4 ^{ου} ορόφου	Από 501 έως 550
Οροφή 4 ^{ου} ορόφου	Από 601 έως 650

Η αρίθμηση των δοκών:

ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση δοκών κατά τον άξονα Χ	Αρίθμηση δοκών κατά τον άξονα Ψ
Δάπεδο υπογείου 1 ^ο μέρος	Από 1001 έως 1040	Από 1041 έως 1085
Δάπεδο υπογείου 2 ^ο μέρος	Από 1086 έως 1115	Από 1116 έως 1139
Δάπεδο ισογείου 1 ^ο μέρος	Από 2001 έως 2040	Από 2041 έως 2085
Δάπεδο ισογείου 2 ^ο μέρος	Από 2086 έως 2115	Από 2116 έως 2139
Δάπεδο 1 ^{ου} ορόφου 1 ^ο μέρος	Από 3001 έως 3040	Από 3041 έως 3085
Δάπεδο 1 ^{ου} ορόφου 2 ^ο μέρος	Από 3086 έως 3115	Από 3116 έως 3139
Δάπεδο 2 ^{ου} ορόφου 1 ^ο μέρος	Από 4001 έως 4040	Από 4041 έως 4085
Δάπεδο 2 ^{ου} ορόφου 2 ^ο μέρος	Από 4086 έως 4115	Από 4116 έως 4139
Δάπεδο 3 ^{ου} ορόφου	Από 5001 έως 5040	Από 5041 έως 5085
Δάπεδο 4 ^{ου} ορόφου	Από 6001 έως 6040	Από 6041 έως 6085
Οροφή 4 ^{ου} ορόφου	Από 7001 έως 7040	Από 7041 έως 7085

Η αρίθμηση των στύλων:

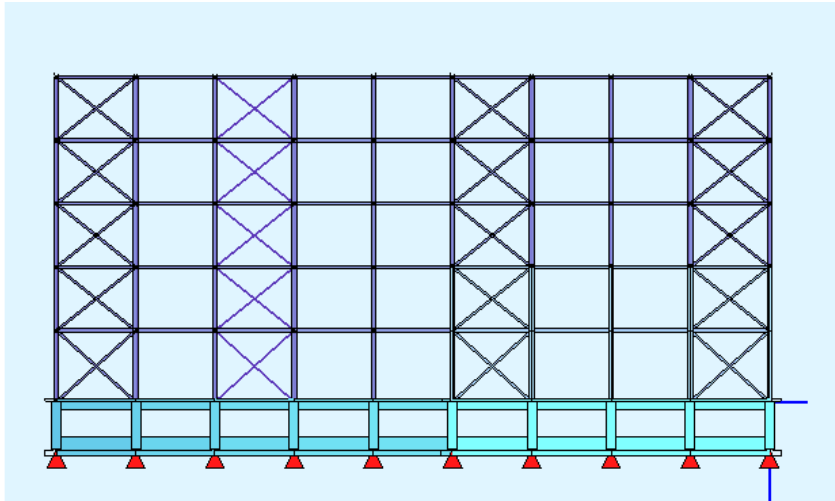
ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση
Στύλοι υπογείου	Από 1 έως 80
Στύλοι ισογείου	Από 101 έως 180
Στύλοι 1 ^{ου} ορόφου	Από 201 έως 280
Στύλοι 2 ^{ου} ορόφου	Από 301 έως 350
Στύλοι 3 ^{ου} ορόφου	Από 401 έως 450
Στύλοι 4 ^{ου} ορόφου	Από 501 έως 550

Η αρίθμηση των κάθετων χιαστί συνδέσμων:

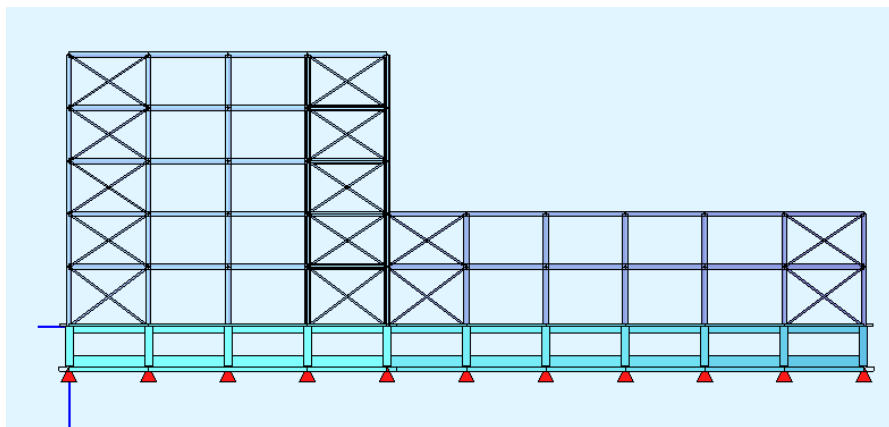
ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση
Χιαστί σύνδεσμοι ισογείου	Από 1 έως 36
Χιαστί σύνδεσμοι 1 ^{ου} ορόφου	Από 101 έως 136
Χιαστί σύνδεσμοι 2 ^{ου} ορόφου	Από 201 έως 224
Χιαστί σύνδεσμοι 3 ^{ου} ορόφου	Από 301 έως 324
Χιαστί σύνδεσμοι 4 ^{ου} ορόφου	Από 401 έως 424

Η αρίθμηση των οριζόντιων χιαστί συνδέσμων:

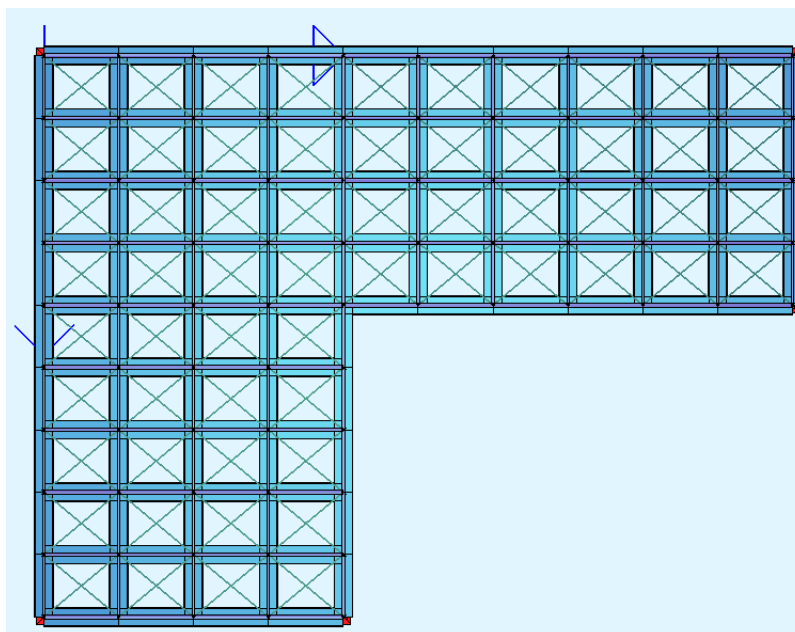
ΕΠΙΠΕΔΟ	Αρίθμηση
Χιαστί σύνδεσμοι οροφής ισογείου	Από 1001 έως 1120
Χιαστί σύνδεσμοι οροφής 1 ^{ου} ορόφου	Από 2001 έως 2120
Χιαστί σύνδεσμοι οροφής 2 ^{ου} ορόφου	Από 3001 έως 3072
Χιαστί σύνδεσμοι οροφής 3 ^{ου} ορόφου	Από 4001 έως 4072
Χιαστί σύνδεσμοι οροφής 4 ^{ου} ορόφου	Από 5001 έως 5072



Σχήμα 1.2: Όψη πλαισίου κατά X



Σχήμα 1.3: Όψη πλαισίου κατά Ψ



Σχήμα 1.4: Κάτοψη πλαισίου

2.4 Φορτίσεις

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- Τα Μόνιμα ή νεκρά Φορτία (Dead Loads)
- Τα Κινητά Φορτία (Live Loads)
- Τα Τυχηματικά Φορτία (Accidental Loads), τα οποία δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης στην συγκεκριμένη εργασία.

2.4.1 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν στον φορέα κατά την διάρκεια μιας περιόδου αναφοράς για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο είναι αμελητέα. Σε αυτή την κατηγορία δράσεων περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας, δηλαδή τα ίδια βάρη των μελών του φορέα. Στην ανάλυση εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο κατασκευής $2,5\text{kN/m}^2$.

2.4.2 Κινητά φορτία

Τα Κινητά Φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν, όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία βαρύτητας περιλαμβάνονται άτομα, έπιπλα, αποθηκευμένα αντικείμενα, φορτία χιονιού κ.λ.π. Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν κινητά φορτία κατασκευής $5,00\text{kN/m}^2$.

2.4.3 Φορτία χιονιού

Το φορτίο χιονιού είναι το κινητό φορτίο βαρύτητας με το οποίο υπολογίζονται οι επίπεδες και οι κεκλιμένες στέγες. Η τιμή του κινητού φορτίου λόγω χιονιού εξαρτάται από την κλίση της στέγης, την τοποθεσία αλλά και τον προσανατολισμό της κατασκευής ως προς την κύρια διεύθυνση που πνέουν οι άνεμοι. Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ότι η οροφή καταπονείται από φορτία χιονιού $1,20\text{kN/m}^2$.

2.4.4 Ανεμοπίεση

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων λόγω ανέμου επί της κατασκευής είναι η ταχύτητα του ανέμου, η οποία επηρεάζεται από πλήθος παραγόντων όπως: η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση, η τοπογραφία, οι διαστάσεις του κτιρίου και κυρίως το ύψος του, η μέση ταχύτητα του ανέμου, η διεύθυνση του ανέμου. Στην ανάλυση μας εκτιμήθηκε ότι η κατασκευή καταπονείται από φορτία ανέμου $1,20\text{kN/m}^2$.

2.4.5 Σεισμικές Δυνάμεις

Σεισμικές δράσεις είναι οι δράσεις που καταπονούν μία κατασκευή κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Η ιδιαιτερότητά τους οφείλεται στο γεγονός ότι δεν προκύπτουν από εξωτερικά φορτία αλλά από τις παραμορφώσεις που εισάγονται στην κατασκευή εξαιτίας των ταλαντωτικών κινήσεων του εδάφους που προκαλεί ο σεισμός. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, ταχύτητα, χρονική διάρκεια και διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, κατανομή της μάζας, απόσβεση, ιδιότητες του υλικού κλπ.).

Οι ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους λόγω του σεισμού ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις και αποτελούνται από δύο οριζόντιες, κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες και μία κατακόρυφη συνιστώσα. Από αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πιο σημαντικές, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό των κατασκευών. Ο υπολογισμός των σεισμικών δράσεων στην κατασκευή μας έγινε σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ 2000. Ο Ε.Α.Κ καλύπτει έργα των οποίων η ενδεχόμενη βλάβη περιορίζεται στο ίδιο το έργο, τα λεγόμενα « έργα κανονικού κινδύνου » και περιέχει τις βασικές απαιτήσεις, τα κριτήρια σχεδιασμού, το μέγεθος των σεισμικών δράσεων και τους κανόνες συνδυασμού με άλλες δράσεις.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά από μία μόνο παράμετρο, την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού. Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση των κατασκευών στην μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς της κατασκευής χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών επιτάχυνσης του σεισμού του Ε.Α.Κ 2000 τα οποία προκύπτουν από τις ακόλουθες εξισώσεις:

Περιοχή Περιόδων

Εξίσωση

$$0 \leq T \leq T_1 :$$

$$\Phi_d(T) = \gamma_1 * A * \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta * \theta * \beta_0}{q} - 1 \right) \right]$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 :$$

$$\Phi_d(T) = \gamma_1 * A * \frac{\eta * \theta * \beta_0}{q}$$

$$T_2 \leq T :$$

$$\Phi_d(T) = \gamma_1 * A * \frac{\eta * \theta * \beta_0}{q} * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

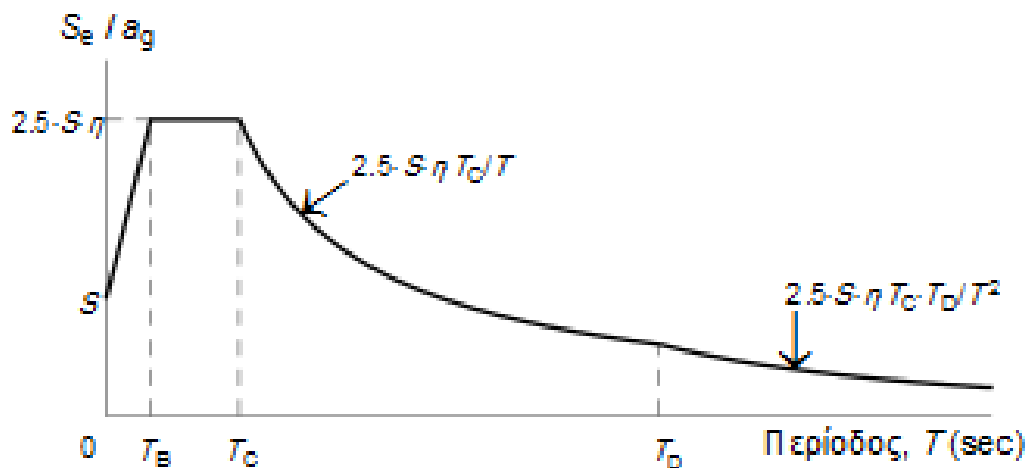
Όπου:

$$A = \alpha \times g$$

α

η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
συντελεστής επιτάχυνσης

g	επιτάχυνση της βαρύτητας
γ	συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
q	συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
n	διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$
θ	συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης
T_1, T_2	χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος
$\beta_0 = 2,5$	συντελεστής φασματικής ενίσχυσης



Το σχήμα του φάσματος καθορίζεται από τον συντελεστή φασματικής ενίσχυσης και από τις χαρακτηριστικές περιόδους οι οποίες καθορίζονται από την κατηγορία του εδάφους στο οποίο βρίσκεται η κατασκευή σύμφωνα με τους πίνακες 1 και 2:

Πίνακας 1: Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων

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

Πίνακας 2: Κατηγορίες Εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή

	<p>έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
B	<p>Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
X	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλλυώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων).</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.</p> <p>Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p> <p>Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.</p> <p>Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.</p>

Η κατασκευή μας θεμελιώνεται σε έδαφος κατηγορίας B κι επομένως οι αντίστοιχες τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων θα είναι: $T1 = 0,15 \text{ sec}$ και $T2 = 0,60 \text{ sec}$.

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους:

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης (Πίνακας 3) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 475 έτη).

Πίνακας 3: Σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
Σεισμική Επιτάχυνση του Εδάφους	0,16	0,24	0,36

Η κατασκευή μας βρίσκεται σε ζώνη κατηγορίας I κι επομένως $A = 0,16 \times g$

Συντελεστής σπουδαιότητας:

Περαιτέρω κλιμάκωση της εδαφικής επιτάχυνσης εντός της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας εισάγεται ανάλογα με τον συντελεστή σεισμικής σπουδαιότητας, ο οποίος εκφράζει την αύξηση ή την μείωση της περιόδου επαναφοράς της ισχυρής σεισμικής δόνησης για μεγαλύτερης ή μικρότερης σπουδαιότητας κτίρια.

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. (Πίνακας 4)

Πίνακας 4: Κατηγορίες Σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας		γ_1
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0,85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1,00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημοσίων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1,15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών.	1,30

Η κατασκευή μας, πρόκειται να στεγάσει γραφεία επομένως ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας Σ2 με γ_1 ίσο με 1,00.

Συντελεστής συμπεριφοράς:

Εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς σε σχέση με τις επιταχύνσεις που

προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα, εκφράζει δε γενικά την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά και να διαχέει ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών της, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή της. Ο συντελεστής συμπεριφοράς εξαρτάται από την διαθέσιμη πλαστικότητα, την υπερστατικότητα, την υστερητική απόσβεση και άλλους παράγοντες. Η τιμή του q ορίζεται για όλο το κτίριο. Στον Πίνακα 5 φαίνονται οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με το υλικό και το δομικό σύστημα σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ 2000.

Πίνακας 5: Μέγιστες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3,50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3,00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους	2,00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4,00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4,00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	
	• Διαγώνιοι σύνδεσμοι	3,00
	• Σύνδεσμοι τύπου V ή L	1,50
	• Σύνδεσμοι τύπου K	1,00
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1,50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2,00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2,50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1,00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1,50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2,00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3,00

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ 2000 σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και οι έλεγχοι του ικανοτικού σχεδιασμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει την τιμή $\min(1.5, q/2)$.

Επομένως για την κατασκευή μας επιλέγουμε συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1,50$.

Διορθωτικός συντελεστής n :

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$$

Οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης εξαρτώνται από το είδος της κατασκευής όπως φαίνεται στον πίνακα 6:

Πίνακας 6: Συντελεστής απόσβεσης

Είδος κατασκευής	ζ%
Μεταλλική : με συγκολλήσεις	2
με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα : άοπλο	3
οπλισμένο	5
προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία : οπλισμένη	6
διαζωματική	5
Ξύλινη : κολλητή	4
κοχλιωτή	4
ηλωτή	5

Για την κατασκευή μας που πρόκειται για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις ο συντελεστής απόσβεσης είναι ίσος με $\zeta = 4\%$ και κατά συνέπεια και ο διορθωτικός συντελεστής θα είναι με $n = 1,08$.

Συντελεστής θεμελίωσης θ :

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης, εκφράζει δε την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης. Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, Χ που περιγράφονται στον Ε.Α.Κ 2000.

Σε εδάφη κατηγορίας Α και Β ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1,00. Σε εδάφη κατηγορίας Γ και Δ ο συντελεστής θ επιτρέπεται να λαμβάνει μικρότερες τιμές, όταν συντρέχει μία από τις παρακάτω προϋποθέσεις (πίνακας 7) κι εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας Β.

Πίνακας 7: Συντελεστής θεμελίωσης θ

Συντελεστής θεμελίωσης θ		
Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	0,90
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτώστρωση	
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	0,80
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωσή του είναι γενική κοιτώστρωση	
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	

Για την κατασκευή μας επιλέγεται συντελεστής θεμελίωσης $\theta = 1,00$.

2.5 Συνδυασμοί Φορτίσεων

2.5.1 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις

Το κτίριο που περιλαμβάνει η μελέτη σχεδιάστηκε με σκοπό να ικανοποιεί τις ακόλουθες απαιτήσεις :

1. Θα πρέπει να παραμένει κατάλληλα για τη χρήση για την οποία προορίζεται.
2. Θα πρέπει να παραλαμβάνει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης του.
3. Θα πρέπει να αποφεύγεται ο κίνδυνος να υποστεί δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, προσκρούσεις ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους, μέσω επιλογής κατάλληλων μέτρων (προφυλακτικά μέτρα, επιλογή κατάλληλου δομικού συστήματος).

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (για κτιριακά έργα 50 χρόνια). Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται ως εξής:

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

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε α) οριακές καταστάσεις αστοχίας και β) οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης στην παρούσα εργασία). Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις). Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε :

- Μόνιμες (G), ίδια βάρη της κατασκευής
- Μεταβλητές (Q,S,W), επιβεβλημένα (κινητά) φορτία, φορτία χιονιού και ανέμου αντίστοιχα
- Σεισμικές (E), οι οποίες μελετήθηκαν και ως στατικές και ως δυναμικές δράσεις

2.5.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού). Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\Sigma \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\Sigma \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{pA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{1i} Q_{ki}$$

γ) Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής :

G_{kj}	είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P_k	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
Q_{k1}	είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
A_d	είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{Gj}, \gamma_{GAj}$	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p, γ_{pA}	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
γ_{Qi}	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
γ_I	είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{oi}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$	είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γf χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

1. Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές
 - Για μόνιμες δράσεις, $\gamma_{Gsup} = 1.35$ (δυσμενής επιρροή)
 $\gamma_{Ginf} = 1.00$ (ευμενής επιρροή)
 - Για μεταβλητές δράσεις $\gamma_Q = 1.50$
2. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1.00$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_I αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

Ενώ οι συντελεστές συνδυασμού ψ_i των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Παρακάτω επισυνάπτονται οι προτεινόμενες από τον EC1 τιμές των επιμέρους συντελεστών συνδυασμού ψ_i , τις οποίες και χρησιμοποιήσαμε :

Πίνακας 8

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1			
Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Μεταβλητά φορτία σε κτίρια ⁽¹⁾			
Κατηγορία A : κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία B : γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία C : επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι κλπ)	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία D : καταστήματα	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία E : αποθηκευτικοί χώροι	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F : βάρος οχημάτων ≤ 30 kN	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία G : $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία H : στέγες	[0]	[0]	[0]
Φορτία χιονιού σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,2] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς) ⁽³⁾	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
(1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ EC1: Μέρος 2-1			
(2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές			
(3) Βλ EC1: Μέρος 2-5			

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 στο σεισμικό συνδυασμό δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας και υποχωρήσεις συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων ή πλοίων). Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων λαμβάνονται από τον παραπάνω πίνακα.

Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι οι εξής :

1) ΟΚΑ – Δυσμενής συνδυασμός

Κινητά βασικός: $1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_x \pm 0,90W_y + 0,90S$

Άνεμος κατά x βασικός : $1,35G \pm 1,50W_x + 0,90Q \pm 0,90W_y + 0,90S$

Άνεμος κατά y βασικός : $1,35G \pm 1,50W_y + 0,90Q \pm 0,90W_x + 0,90S$

2) ΟΚΑ – Ευμενής συνδυασμός (κατασκευή υπό ανέγερση)

Η επίλυση έγινε μόνο με μόνιμα φορτία, $1,00G$

3) Σεισμικοί συνδυασμοί

Σεισμός κατά x βασικός : $1,00G + 0,50Q \pm E_x \pm 0,30E_y \pm 0,30E_z$

Σεισμός κατά y βασικός : $1,00G + 0,50Q \pm E_y \pm 0,30E_x \pm 0,30E_z$

Σεισμός κατά z βασικός : $1,00G + 0,50Q \pm 0,70E_z \pm 0,30E_x \pm 0,30E_z$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

3.1 Γενικά

Για την επίλυση του φορέα της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα **SOFISTIK 2003**. Το πρόγραμμα **SOFISTIK 2003** έχει τη δυνατότητα της εύρεσης εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα στοιχεία που απαρτίζουν την κατασκευή για όλα τα φορτία και για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβάλλονται στο φορέα. Στην ενότητα αυτή προσάπτονται οι έλεγχοι που εφαρμόστηκαν σε έναν αντιπροσωπευτικό αριθμό στοιχείων του φορέα τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

3.2 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας

3.2.1 Κύριες και οι Δευτερεύουσες Δοκοί

Μέσω του υποπρογράμματος DBview, έγινε ομαδοποίηση των Κύριων και Δευτερευουσών δοκών. Στην συνέχεια και όπως φαίνεται αναλυτικότερα στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α συγκεντρώθηκαν οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από την επαλληλία των στατικών και σεισμικών φορτίων (Loadcase: 51-62). Δεν έγινε επιμέρους ομαδοποίηση, ανάλογα με τον όροφο, καθώς οι επιμέρους τιμές των εντατικών μεγεθών που επιβάλλονται στις Κύριες και Δευτερεύουσες δοκούς ανά όροφο δεν παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις. Εν συνεχεία οι Κύριες και οι Δευτερεύουσες δοκοί ελέγχθηκαν για αντοχή σε :

- a) Τέμνουσα
- b) Διαξονική κάμψη και θλίψη
- c) Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη.

3.2.2 Υποστυλώματα

Μέσω του προγράμματος DBview, έγιναν δύο ομαδοποιήσεις:

- a) Των υποστυλωμάτων του ισογείου και του 1^{ου} ορόφου
- b) Των υποστυλωμάτων του 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου

Στην συνέχεια και όπως φαίνεται αναλυτικότερα στο ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α συγκεντρώθηκαν οι μέγιστες και οι ελάχιστες τιμές των εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από την επαλληλία των στατικών και σεισμικών φορτίων (Loadcases 51-62) για τις δύο ομάδες υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα ελέγχθηκαν για αντοχή σε:

- a) Τέμνουσα
- b) Διαξονική κάμψη και θλίψη

c) Στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη.

3.2.3 Διαγώνια Στοιχεία Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας

Μέσω του υποπρογράμματος DBview, έγινε ομαδοποίηση όλων των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων οπότε και προέκυψαν η μέγιστη (εφελκυσμός) και η ελάχιστη (θλίψη) αξονική δύναμη που καταπονεί τους συνδέσμους.

Οι χιαστί σύνδεσμοι ελέγχθηκαν :

- Σε λυγισμό
- Σε μονοαξονικό εφελκυσμό (N_{sd})

3.2.4 Διαδοκίδες

Τέλος χρησιμοποιώντας τους συνδυασμούς των μόνιμων και κινητών φορτίων που εφαρμόζονται στο δάπεδο της κατασκευής έγινε έλεγχος μιας διαδοκίδας ενός τυπικού ορόφου με μήκος $l=6m$.

3.3 Τυπολόγιο ελέγχων στοιχείων κατά τον ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ3 (EC3)

Πίνακας 3.1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		40 mm < $t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360

3.3.1 Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας $E=210000$ N/mm²
- Μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81000$ N/mm²
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- Συντελεστής (N/mm²) $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

3.3.2 Κατάταξη των διατομών – Βασικές αρχές

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

Κατάταξη :

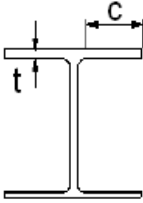
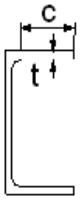
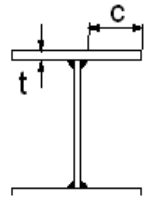
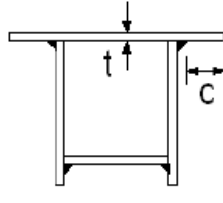
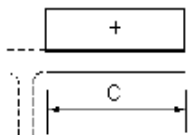
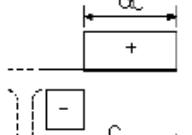
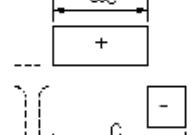
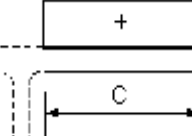
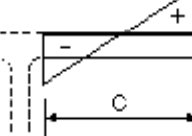

- Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Για την κατάταξη των διατομών της κατασκευής σε κατηγορίες χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού.

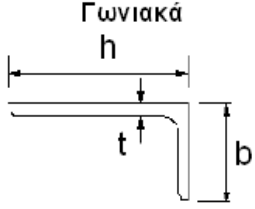
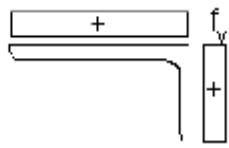
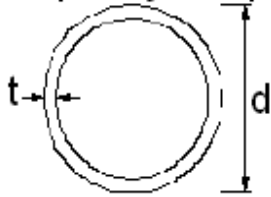
Πίνακας 3.2 : Μέγιστοι λόγοι πάχους προς πλάτος για θλιβόμενα στοιχεία

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Άξονας κάμψης
						Άξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη και σε κάμψη			
Κατανομή τάσεως (+ θλίψη)						
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						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1,0$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{(0,67+0,33\psi)}$ όταν $\psi \leq -1,0$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.3: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για θλιβόμενα στοιχεία

Προεξέχοντα πέλματα						
						
Ελατές διατομές		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές		Συγκολλητές διατομές
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη και κάμψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική) 1	 $c/t \leq 9\varepsilon$	 $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		 $c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική) 3						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 3.4: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχους για θλιβόμενα στοιχεία

<p>Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλιματα” (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>		<p>Γωνιακά</p> 		<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>			
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη						
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θετική η θλίψη)							
3	$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon$ και $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$						
<p>Σωληνωτές διατομές</p> 							
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη						
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$						
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$						
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f	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	

3.3.3 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Αντοχή διατομών όποια και αν είναι η κατηγορία : $\gamma_{M0} = 1,10$

3.3.4 Αντοχή διατομών

3.3.4.1 Αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Sd} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

3.3.4.2 Αντοχή σε λυγισμό

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

όπου N_{Sd} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{pl,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{pl,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3}$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

3.3.4.3 Αντοχή σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{sd} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από :

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής :

- a) Ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:
 $A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$ αλλά όχι μικρότερη από $\eta h_w t_w$
- b) Ελατές διατομές π, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:
 $A - 2bt_f + (t_w + r) t_f$
- c) Ελατές διατομές T, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:
 $0,9 (A - bt_f)$
- d) Συγκολλητές διατομές I, H, π και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο προς τον κορμό:
 $\eta \Sigma (h_w t_w)$
- e) Συγκολλητές διατομές I, H, π και κιβωτιοειδείς, με φορτίο παράλληλο προς τα πέλματα:
 $A - \Sigma (h_w t_w)$
- f) Ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές, με ομοιόμορφο πάχος:
φορτίο παράλληλο προς το ύψος $Ah/(b + h)$
φορτίο παράλληλο προς το πλάτος $Ab/(b + h)$
- g) Κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες με ομοιόμορφο πάχος: $2A/\pi$
όπου
A η επιφάνεια διατομής
b το συνολικό πλάτος
h το συνολικό ύψος
 h_w το ύψος κορμού
r η ακτίνα συναρμογής κορμού πέλματος

t_f το πάχος του πέλματος

t_w το πάχος του κορμού

3.3.4.4 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} \leq 1,00$$

Όπου N_{Sd} , $M_{y,Sd}$ και $M_{z,Sd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους αντίστοιχα.

$$\chi_{min} = \min \{ \chi_y, \chi_z \}$$

χ_y, χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού από την

$$\chi_{y,z} = \frac{1}{\Phi_{y,z} + \sqrt{\Phi_{y,z}^2 - \bar{\lambda}_{y,z}^2}} \text{ αλλά } \chi_{y,z} \leq 1,0$$

$$\text{όπου } \Phi_{y,z} = 0,5 [1 + \alpha_{y,z} (\bar{\lambda}_{y,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{y,z}^2]$$

$\alpha_{y,z}$ είναι συντελεστής ατελειών

$\lambda_{y,z}$ ανηγμένη λυγηρότητα

$$\lambda_{y,z} = \frac{l_{y,z} \sqrt{\beta_A}}{i_{y,z} 93,9 \epsilon} \quad (\beta_A = 1,0 \text{ κατηγορία διατομής } 1,2,3)$$

k_y, k_z είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \cdot N_{Sd}}{\chi_{y,z} \cdot A \cdot f_y} \leq 1,50$$

$$\text{Όπου } \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \cdot (2 \cdot \beta_{M_{y,z}} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y,z} - W_{el,y,z}}{W_{el,y,z}} \right) \leq 0,90$$

$\beta_{M_{y,z}}$ δίνεται στους παρακάτω πίνακες

3.3.4.5 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

όπου k_w συντελεστής που αφορά τη στρέβλωση του άκρου, λαμβάνεται ίσος με 1,00

k συντελεστής που αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, λαμβάνεται ίσος με :

1. 0,5 για πλήρη πάκτωση
2. 1,0 για απλές στηρίξεις

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} \leq 1,00$$

όπου N_{Sd} , $M_{y,Sd}$ και $M_{z,Sd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα.

$$\chi_{min} = \min \{ \chi_y, \chi_z \}$$

χ_y, χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

k_z είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,50$$

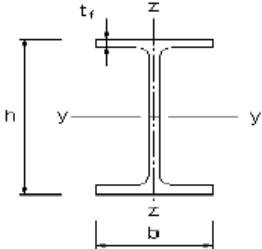
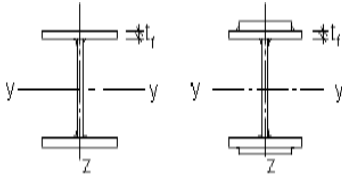

$$\text{όπου } \mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 \leq 0,90$$

$\beta_{M,LT}$ δίνεται στους παρακάτω πίνακες

λ_{LT} ανηγμένη λυγηρότητα για τον πλευρικό λυγισμό

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}}$$

Πίνακας 3.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή		Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
Ελαστές διατομές		$h/b > 1,2$	$tf \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	a b
			$40\text{mm} < tf \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
		$h/b \leq 1,2$	$tf \leq 100\text{mm}$	y-y z-y	b c
			$tf > 100\text{mm}$	y-y z-z	d d
Συγκολλητές I-διατομές		$tf \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	b c	
		$tf > 40\text{mm}$	y-y z-z	c d	
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	
		Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	

Πίνακας 3.6 : Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

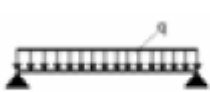

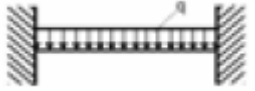


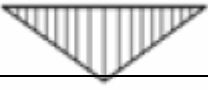


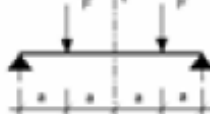

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,21	0,34	0,49	0,76

Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίνονται στον Πίνακα 3.7.


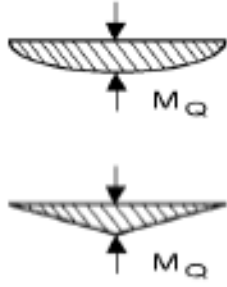
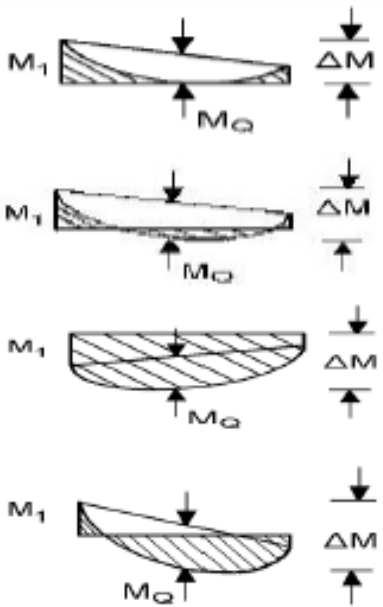
Πίνακας 3.7: Καμπύλες πλευρικού λυγισμού για χρήση της εξίσωσης

Διατομή	Όρια	Καμπύλη λυγισμού
Ελατές διατομές I	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Συγκολλητές διατομές I	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Άλλες διατομές	-	d

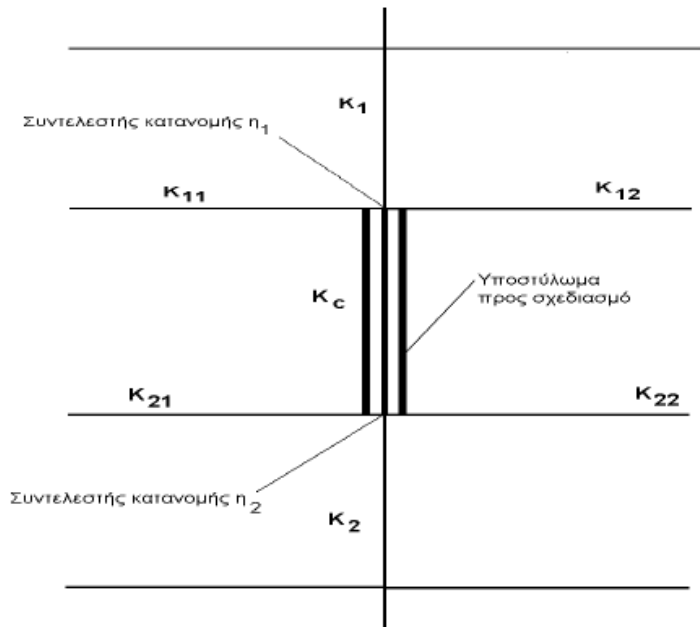
Πίνακας 3.8 : Συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση φόρτισης μόνο με εγκάρσια φορτία (και για $k_w = 1,00$).

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Πίνακας 3.9 : Συντελεστής ομοιόμορφης ισοδύναμης ροπής β_M .

<p>Ροπές άκρων</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1.0 \leq \psi \leq +1.0$</p>	<p>$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$</p>
<p>Ροπές λόγω εγκάρσιας φόρτισης</p>  <p>M_Q</p> <p>M_Q</p>	<p>$\beta_{M,Q} = 1,3$</p> <p>$\beta_{M,Q} = 1,4$</p>
<p>Ροπές λόγω συνδυασμού των προηγούμενων περιπτώσεων</p>  <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p>	<p>$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$</p> <p>Μόνο λόγω της εγκάρσιας φόρτισης $M_Q = \max M$</p> <p>Για ομόσημο διάγραμμα φόρτισης $\Delta M = \max M$</p> <p>Για διάγραμμα ροπών με αλλαγή προσήμου $\Delta M = \max M + \min M$</p>

Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα



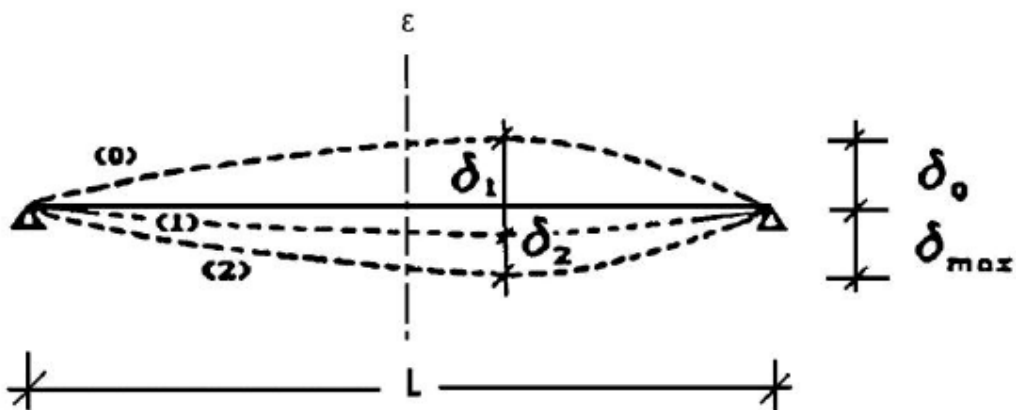
$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$n_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού

$$k_y = 0.5 + 0.14(n_1 + n_2) + 0.055(n_1 + n_2)^2$$

3.3.5 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας



Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{E.I} \quad \text{όπου} \quad \delta_{\max} < \frac{l}{250}, \delta_2 < \frac{l}{300}$$

για δάπεδα γενικά και για οροφές υποδεχόμενες πρόσωπα πέραν του προσωπικού συντηρήσεως.

3.4 Έλεγχοι στοιχείων φορέα στην οριακή κατάσταση αστοχίας

3.4.1 Έλεγχος κύριας δοκού

Στοιχεία διατομής HEB 400

h	400 mm	$W_{el,y}$	2884 cm ³
b	300 mm	$W_{el,z}$	721,3 cm ³
t_w	13,5 mm	i_y	17,08 cm
t_f	24,0 mm	i_z	7,40 cm
d	298 mm	I_t	355,70 cm ⁴
A	197,8 cm ²	I_w	3817000 cm ⁶
I_y	57680 cm ⁴	$W_{pl,y}$	3232 cm ³
I_z	10820 cm ⁴	$W_{pl,z}$	1104 cm ³

Κατάταξη διατομής

$$\frac{\text{κορμός}}{(h-2c)} = \frac{298}{13,5} = 22,07 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

$$\frac{\text{πέλμα}}{c} = \frac{116,25}{24,0} = 4,84 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1,33 > 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "a"}$$

→

$$t_f = 24,0 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

✓ Έλεγχος αντοχής σε τέμνουσα

Πρέπει να ισχύει :

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
4103	55	-66.2	-0.22	272.35	0.00	-279.26	-0.60

Τέμνουσα σχεδιασμού

$$V_{z,Sd} = 272,35 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{69,98 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 863,15 \text{ kN} > V_{z,Sd} = 272,35 \text{ kN}$$

$$\text{όπου } A_{vz} = 69,98 \text{ cm}^2$$

Επομένως η διατομή αντέχει έναντι τέμνουσας

$$V_{z,Sd} = 272,35 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,z,Rd} = 431,575 \text{ kN}$$

Η δρώσα τέμνουσα δεν ξεπερνάει το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής της διατομής άρα δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση της τέμνουσας με τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη.

✓ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

max N (kN)

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
4020	52	-624.8	-0.48	20.29	0.00	-180.93	-1.17

$$\mu_y = -0,402 \quad \mu_z = -0,711$$

$$k_y = 1,056 \quad k_z = 1,14$$

$$\chi_y = 0,959 \quad \chi_z = 0,684$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,373 \quad \bar{\lambda}_z = 0,863$$

$$\frac{N S_d}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,216 + 0,277 + 0,006 = 0,498 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

max M (kNm)

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
4016	56	-75.8	-0.33	-260.55	0.00	-311.25	1.19

$$\mu_y = -0,402 \quad \mu_z = -0,711$$

$$k_y = 1,00 \quad k_z = 1,00$$

$$\chi_y = 0,959 \quad \chi_z = 0,684$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,373 \quad \bar{\lambda}_z = 0,863$$

$$\frac{N S_d}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,0262 + 0,451 + 0,005 = 0,482 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

✓ Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
4020	52	-624.8	-0.48	20.29	0.00	-180.93	-1.17

$k_w = 1,00$ όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$ θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}}$$

$$= \frac{1,285 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}{600^2} \sqrt{\frac{3817000}{10820} + \frac{600^2 \cdot 8077 \cdot 355,7}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}} =$$

$$= 228211 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 2282,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,863 \rightarrow \chi_z = 0,684$$

$\beta_{M,LT} = 1,3$ (λόγω εγκάρσιου κατανεμημένου φορτίου)

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 = -0,02 \leq 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 + \frac{0,02 \cdot 653,4}{0,68 \cdot 197,8 \cdot 23,5} \approx 1,00$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 3232 \cdot 23,5 = 75952 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 759,52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{759,52}{2282,11}} = 0,577$$

Καμπύλη “ a” (για πρότυπες διατομές) : $\chi_{LT} = 0,8985$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,216 + 0,292 + 0,006 = 0,514 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

3.4.2 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού

Στοιχεία διατομής HEB 200

h	200 mm	$W_{el,y}$	569,6 cm ³
b	200 mm	$W_{el,z}$	200,3 cm ³
t_w	9,0 mm	i_y	8,54 cm
t_f	15,0 mm	i_z	5,07 cm
d	134 mm	I_t	59,28 cm ⁴
A	78,08 cm ²	I_w	171100 cm ⁶
I_y	5696 cm ⁴	$W_{pl,y}$	642,5 cm ³
I_z	2003 cm ⁴	$W_{pl,z}$	305,8 cm ³

Κατάταξη διατομής

$$\frac{\text{κορμός}}{t_w} = \frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{134}{9,0} = 14,89 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

$$\frac{\text{πέλμα}}{t_f} = \frac{c}{t_f} = \frac{77,5}{15,0} = 5,17 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1,0 < 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

→

$$t_f = 18,0 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

✓ Έλεγχος αντοχής σε τέμνουσα

Πρέπει να ισχύει :

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
6076	56	-66.2	-0.61	-18.55	0.00	-43.78	-1.57

Τέμνουσα σχεδιασμού

$$V_{z,Sd} = 18,55 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{24,83 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 306,26 \text{ kN} > V_{z,Sd} = 18,55 \text{ kN}$$

$$\text{όπου } A_{vz} = 24,83 \text{ cm}^2$$

Επομένως η διατομή αντέχει έναντι τέμνουσας

$$V_{z,Sd} = 18,55 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,z,Rd} = 153,13 \text{ kN}$$

Η δρώσα τέμνουσα δεν ξεπερνάει το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής της διατομής άρα δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση της τέμνουσας με τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη.

✓ Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

max N (kN)

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
7051	52	-225.9	-0.24	-1.78	0.00	-8.91	-0.56

$$\mu_y = -0,79 \quad \mu_z = -0,873$$

$$k_y = 1,12 \quad k_z = 1,195$$

$$\chi_y = 0,81 \quad \chi_z = 0,55$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,62 \quad \bar{\lambda}_z = 1,00$$

$$\frac{N S_d}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,246 + 0,073 + 0,010 = 0,329 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

max M (kNm)

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
6076	56	-66.2	-0.61	-18.55	0.00	-43.78	-1.57

$$\mu_y = -0,79 \quad \mu_z = -0,873$$

$$k_y = 1,04 \quad k_z = 1,06$$

$$\chi_y = 0,81 \quad \chi_z = 0,55$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,62 \quad \bar{\lambda}_z = 1,00$$

$$\frac{N S_d}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,072 + 0,338 + 0,026 = 0,436 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

✓ Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
7051	52	-225.9	-0.24	-1.78	0.00	-8.91	-0.56

$k_w = 1,00$ όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$ θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}}$$

$$= \frac{1,285 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 6595}{500^2} \sqrt{\frac{1130000}{6595} + \frac{500^2 \cdot 8077 \cdot 143,7}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 6595}} =$$

$$= 41227,4 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 412,274 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,00 \rightarrow \chi_z = 0,55$$

$\beta_{M,LT} = 1,3$ (λόγω εγκάρσιου κατανεμημένου φορτίου)

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 = 0,045 \leq 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 + \frac{0,045 \cdot 225,9}{0,55 \cdot 78,08 \cdot 23,5} \approx 1,00$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 642,5 \cdot 23,5 = 15098,75 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 150,99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{150,99}{412,274}} = 0,605$$

Καμπύλη “ a” (για πρότυπες διατομές) : $\chi_{LT} = 0,88$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,246 + 0,074 + 0,01 = 0,33 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

3.4.3 Έλεγχος υποστυλωμάτων ισογείου και 1^{ου} ορόφου

Στοιχεία διατομής HEB 400

h	400 mm	$W_{el,y}$	2884 cm ³
b	300 mm	$W_{el,z}$	721,3 cm ³
t_w	13,5 mm	i_y	17,08 cm
t_f	24,0 mm	i_z	7,40 cm
d	298 mm	I_t	355,70 cm ⁴
A	197,8 cm ²	I_w	3817000 cm ⁶
I_y	57680 cm ⁴	$W_{pl,y}$	3232 cm ³
I_z	10820 cm ⁴	$W_{pl,z}$	1104 cm ³

Κατάταξη διατομής

$$\frac{\text{κορμός}}{t_w} = \frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

$$\frac{\text{πέλμα}}{t_f} = \frac{c}{t_f} = \frac{116,25}{24,0} = 4,84 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1,33 > 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "a"}$$

→

$$t_f = 24,0 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

Εύρεση Ακαμψίας ενός τυπικού Υποστυλώματος (μεσαίο)

Θεωρούμε, ότι οι δοκοί που συντρέχουν στις άκρες του υπό έλεγχο υποστυλώματος δεν υπόκεινται σε αξονική δύναμη και ότι το απομακρυσμένο άκρο τους είναι αρθρωμένο. Σ' αυτήν την περίπτωση, οι συντελεστές ενεργού ακαμψίας των δοκών δίνονται από τη σχέση:

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \quad 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$L_c = 450 \text{ cm}$$

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$L_2 = 300 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 600 \text{ cm} = L_{21}$$

$$L_{12} = 600 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 57680 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 57680 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{57680}{400} + \frac{57680}{450}}{\frac{57680}{450} + \frac{57680}{400} + \left(\frac{57680}{600} + \frac{57680}{600}\right)} = 0,654$$

$$n_2 = 0 \text{ (πακτωμένο)}$$

$$k_y = 0,5 + 0,14 (n_1 + n_2) + 0,055 (n_1 + n_2)^2 =$$

$$= 0,5 + 0,14 (0,654 + 0) + 0,055 (0,654 + 0)^2 \rightarrow k_y = 0,615$$

$$k_z = 1,00 \text{ (θεωρούμε ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τον ασθενή άξονα)}$$

$$n_1 = 0,654 \quad n_2 = 0 \rightarrow L_{cr}/L = 0,62 \rightarrow L_{cr} = 279 \text{ cm}$$

✓ Έλεγχος σε τέμνουσα

Πρέπει να ισχύει :

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
274	56	-216.8	-0.45	-84.34	0.00	128.65	-0.72

Τέμνουσα σχεδιασμού

$$V_{z,Sd} = 84,34 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{69,98 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 863,15 \text{ kN} > V_{z,Sd} = 84,34 \text{ kN}$$

$$\text{όπου } A_{vz} = 69,98 \text{ cm}^2$$

Επομένως η διατομή αντέχει έναντι τέμνουσας

$$V_{z,Sd} = 84,34 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,z,Rd} = 431,575 \text{ kN}$$

Η δρώσα τέμνουσα δεν ξεπερνάει το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής της διατομής άρα δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση της τέμνουσας με τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη.

✓ **Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη**

max N (kN)

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
113	52	-2476.2	-3.21	-7.96	0.00	-20.34	-8.57

$$\mu_y = -0,123 \quad \mu_z = -0,015$$

$$k_y = 1,066 \quad k_z = 1,008$$

$$\chi_y = 1,00 \quad \chi_z = 0,93$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,174 \quad \bar{\lambda}_z = 0,39$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,630 + 0,0314 + 0,037 = 0,698 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

max M (kNm)

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
274	60	-208.4	-0.45	-66.34	0.00	-172.70	1.08

$$\mu_y = -0,123 \quad \mu_z = -0,015$$

$$k_y = 1,00 \quad k_z = 1,00$$

$$\chi_y = 1,00 \quad \chi_z = 0,93$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,174 \quad \bar{\lambda}_z = 0,39$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,0530 + 0,250 + 0,005 = 0,308 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

✓ **Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λογισμό υπό θλίψη και κάμψη**

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
113	52	-2476.2	-3.21	-7.96	0.00	-20.34	-8.57

$k_w = 1,00$ όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$ θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$= \frac{1,285 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}{450^2} \sqrt{\frac{3817000}{10820} + \frac{450^2 \cdot 8077 \cdot 355,7}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}} =$$

$$= 351851,20 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 3518,512 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,39 \rightarrow \chi_z = 0,93$$

$\beta_{M,LT} = 1,5$ (λόγω εγκάρσιου κατανεμημένου φορτίου)

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 = -0,0622 \leq 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 + \frac{0,0622 \cdot 2494,8}{0,93 \cdot 197,8 \cdot 23,5} \approx 1,035$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 3232 \cdot 23,5 = 75952 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 759,52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{759,52}{3518,512}} = 0,465$$

Καμπύλη “ a” (για πρότυπες διατομές) : $\chi_{LT} = 0,92$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,635 + 0,032 + 0,037 = 0,704 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

3.4.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων 2^{ου}, 3^{ου} και 4^{ου} ορόφου

Στοιχεία διατομής HEB 400

h	400 mm	$W_{el,y}$	2884 cm ³
b	300 mm	$W_{el,z}$	721,3 cm ³
t _w	13,5 mm	i _y	17,08 cm
t _f	24,0 mm	i _z	7,40 cm
d	298 mm	I _t	355,70 cm ⁴
A	197,8 cm ²	I _w	3817000 cm ⁶
I _y	57680 cm ⁴	W _{pl,y}	3232 cm ³
I _z	10820 cm ⁴	W _{pl,z}	1104 cm ³

Κατάταξη διατομής

$$\frac{\text{κορμός}}{(h-2c)} = \frac{298}{13,5} = 22,07 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

$$\frac{\text{πέλμα}}{t_f} = \frac{116,25}{24,0} = 4,84 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1,33 > 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "a"}$$

→

$$t_f = 24,0 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

Εύρεση Ακαμψίας ενός τυπικού Υποστυλώματος (μεσαίο)

Θεωρούμε, ότι οι δοκοί που συντρέχουν στις άκρες του υπό έλεγχο υποστυλώματος δεν υπόκεινται σε αξονική δύναμη και ότι το απομακρυσμένο άκρο τους είναι αρθρωμένο. Σ' αυτήν την περίπτωση, οι συντελεστές ενεργού ακαμψίας των δοκών δίνονται από τη σχέση:

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$L_c = 400 \text{ cm}$$

$$L_1 = 400 \text{ cm}$$

$$L_2 = 450 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 600 \text{ cm} = L_{21}$$

$$L_{12} = 600 \text{ cm} = L_{22}$$

$$I_c = I_1 = I_2 = 57680 \text{ cm}^4$$

$$I_{11} = I_{21} = I_{12} = I_{22} = 57680 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{\frac{57680}{400} + \frac{57680}{400}}{\frac{57680}{400} + \frac{57680}{400} + \left(\frac{57680}{600} + \frac{57680}{600}\right) \cdot 0,75} = 0,667$$

$$n_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{22} + K_{21}} = \frac{\frac{57680}{450} + \frac{57680}{400}}{\frac{57680}{400} + \frac{57680}{450} + \left(\frac{57680}{600} + \frac{57680}{600}\right) \cdot 0,75} = 0,654$$

$$k_y = 0,5 + 0,14 (n_1 + n_2) + 0,055 (n_1 + n_2)^2 =$$

$$= 0,5 + 0,14 (0,654 + 0,667) + 0,055 (0,654 + 0,667)^2 \rightarrow k_y = 0,78$$

$k_z = 1,00$ (θεωρούμε ότι το υποστύλωμα είναι αμφιαρθρωτό κατά τον ασθενή άξονα)

$$n_1 = 0,667 \quad n_2 = 0,654 \rightarrow L_{cr}/L = 0,77 \rightarrow L_{cr} = 308 \text{ cm}$$

✓ Έλεγχος σε τέμνουσα

Πρέπει να ισχύει :

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
545	52	-244.2	-1.30	-102.46	0.00	157.84	-2.21

Τέμνουσα σχεδιασμού

$$V_{z,Sd} = 102,46 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_m} = \frac{69,98 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 863,15 \text{ kN} > V_{z,Sd} = 102,46 \text{ kN}$$

$$\text{όπου } A_{vz} = 69,98 \text{ cm}^2$$

Επομένως η διατομή αντέχει έναντι τέμνουσας

$$V_{z,Sd} = 102,46 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,z,Rd} = 431,575 \text{ kN}$$

Η δρώσα τέμνουσα δεν ξεπερνάει το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής της διατομής άρα δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση της τέμνουσας με τα υπόλοιπα εντατικά μεγέθη.

✓ **Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη**

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
218	52	-1987.7	-1.30	-6.28	0.00	16.20	-2.14

$$\mu_y = -0,148 \quad \mu_z = -0,085$$

$$k_y = 1,048 \quad k_z = 1,03$$

$$\chi_y = 1,00 \quad \chi_z = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,19 \quad \bar{\lambda}_z = 0,44$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,511 + 0,025 + 0,011 = 0,547 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
545	52	-235.8	-1.30	-84.46	0.00	-216.00	3.01

$$\mu_y = -0,148 \quad \mu_z = -0,085$$

$$k_y = 1,00 \quad k_z = 1,00$$

$$\chi_y = 1,00 \quad \chi_z = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,19 \quad \bar{\lambda}_z = 0,44$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,0606 + 0,313 + 0,013 = 0,386 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

✓ **Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη**

Element	LC	N (KN)	VY (KN)	VZ (KN)	MT (KNm)	MY (KNm)	MZ (KNm)
218	52	-1987.7	-1.30	-6.28	0.00	16.20	-2.14

$k_w = 1,00$ όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$ θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$= \frac{1,285 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}{400^2} \sqrt{\frac{3817000}{10820} + \frac{400^2 \cdot 8077 \cdot 355,7}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 10820}} =$$

$$= 425000,97 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 4250,01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,44 \rightarrow \chi_z = 0,92$$

$$\beta_{M,LT} = 1,5 \text{ (λόγω εγκάρσιου κατανεμημένου φορτίου)}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 = -0,051 \leq 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 + \frac{0,051 \cdot 1510,9}{0,92 \cdot 197,8 \cdot 23,5} \approx 1,018$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 3232 \cdot 23,5 = 75952 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 759,52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{759,52}{4250,01}} = 0,422$$

$$\text{Καμπύλη "a" (για πρότυπες διατομές)} : \chi_{LT} = 0,94$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m}} = 0,511 + 0,027 + 0,011 = 0,549 < 1,00$$

ικανοποιείται το κριτήριο.

3.3.5 Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας Ισογείου

Στοιχεία διατομής HEB 160

h	160 mm	$W_{el,y}$	$311,5 \text{ cm}^3$
b	160 mm	$W_{el,z}$	$111,2 \text{ cm}^3$
t_w	8,0 mm	i_y	6,78 cm
t_f	13,0 mm	i_z	4,05 cm
d	104 mm	I_t	$31,24 \text{ cm}^4$
A	$54,25 \text{ cm}^2$	I_w	47940 cm^6
I_y	2492 cm^4	$W_{pl,y}$	$354,0 \text{ cm}^3$
I_z	$889,2 \text{ cm}^4$	$W_{pl,z}$	$170,0 \text{ cm}^3$

Κατάταξη διατομής

$$\text{κορμός} \\ \frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{104}{8,0} = 13,0 \leq 33\epsilon = 33$$

Κατηγορία 1

$$\frac{c}{t_f} = \frac{61,0}{13,0} = 4,69 \leq 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1,0 < 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

→

$$t_f = 13,0 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

✓ Έλεγχος αντοχής διατομής σε εφελκυσμό :

Element	LC (kN)	N (kN)
19	64	-674.9

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{54,25 \cdot 23,5}{1,0} = 1274,875 \text{ kN} > N_{sd} = 674,9 \text{ kN}$$

Επομένως η διατομή επαρκεί σε εφελκυσμό.

✓ Έλεγχος αντοχής διατομής σε λυγισμό :

$$k_y = 1,00 \text{ (ράβδος αμφιαρθρωτή)}$$

$$\text{μήκος διαγώνιου συνδέσμου : } l = \sqrt{5^2 + 4,5^2} = 6,73 \text{ m}$$

ο συντελεστής ατελειών α (για καμπύλη λυγισμού b) είναι : $\alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{673}{93,9} = 1,057$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,057 - 0,2) + 1,057^2] = 1,20$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,20 + \sqrt{1,20^2 - 1,057^2}} = 0,57$$

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_m} = \frac{0,57 \cdot 54,25 \cdot 23,5}{1,0} = 721,08 \text{ kN} > 674,9 \text{ kN}$$

επομένως η διατομή επαρκεί.

3.3.6 Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας 1ου, 2ου, 3ου και 4ου ορόφου

Στοιχεία διατομής HEB 160

h	160 mm	$W_{el,y}$	311,5 cm ³
b	160 mm	$W_{el,z}$	111,2 cm ³
t _w	8,0 mm	i _y	6,78 cm
t _f	13,0 mm	i _z	4,05 cm
d	104 mm	I _t	31,24 cm ⁴
A	54,25 cm ²	I _w	47940 cm ⁶
I _y	2492 cm ⁴	$W_{pl,y}$	354,0 cm ³
I _z	889,2 cm ⁴	$W_{pl,z}$	170,0 cm ³

Κατάταξη διατομής

$$\frac{\text{κορμός}}{t_w} = \frac{(h-2c)}{8,0} = \frac{104}{8,0} = 13,0 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

$$\frac{\text{πέλμα}}{t_f} = \frac{c}{13,0} = \frac{61,0}{13,0} = 4,69 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1,0 < 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

→

$$t_f = 13,0 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

✓ Έλεγχος αντοχής διατομής σε εφελκυσμό :

Element	LC (kN)	N (kN)
204	64	-514,8

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{54,25 \cdot 23,5}{1,0} = 1274,875 \text{ kN} > N_{Sd} = 514,8 \text{ kN}$$

Επομένως η διατομή επαρκεί σε εφελκυσμό.

✓ Έλεγχος αντοχής διατομής σε λυγισμό :

$k_y = 1,00$ (ράβδος αμφιαρθρωτή)

μήκος διαγώνιου συνδέσμου : $l = \sqrt{5^2 + 4^2} = 6,40 \text{ m}$

ο συντελεστής ατελειών α (για καμπύλη λυγισμού b) είναι : $\alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{\frac{L_{cr}}{i}}{93,9\varepsilon} = \frac{\frac{640}{6,78}}{93,9} = 1,00$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34 \cdot (1,00 - 0,2) + 1,00^2] = 1,136$$

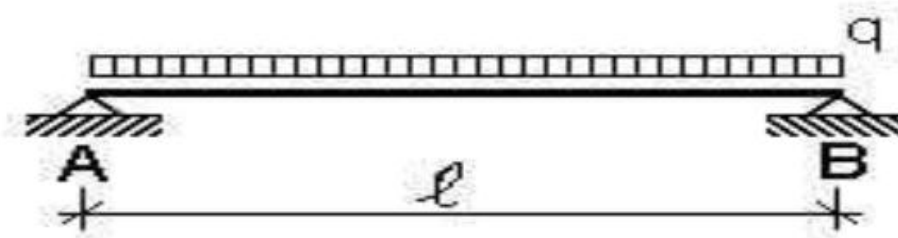
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,136 + \sqrt{1,136^2 - 1,35^2}} = 0,597$$

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{0,597 \cdot 54,25 \cdot 23,5}{1,0} = 761,11 \text{ kN} > 514,8 \text{ kN}$$

επομένως η διατομή επαρκεί.

3.3.7 Έλεγχος διαδοκίδας IPE 240

Ελέγχουμε μία διαδοκίδα ενός τυπικού ορόφου με μήκος $l=6m$.



Στοιχεία διατομής IPE 240

h	240 mm	$W_{el,y}$	324 cm^3
b	120 mm	$W_{el,z}$	$47,3 \text{ cm}^3$
t_w	6,2 mm	i_y	9,97 cm
t_f	9,8 mm	i_z	2,69 cm
d	190 mm	I_t	$12,9 \text{ cm}^4$
A	$39,1 \text{ cm}^2$	I_w	37390 cm^6
I_y	3890 cm^4	$W_{pl,y}$	367 cm^3
I_z	284 cm^4	$W_{pl,z}$	$70,95 \text{ cm}^3$

Κατάταξη διατομής

$$\frac{\text{κορμός}}{t_w} = \frac{(h-2c)}{6,2} = \frac{190}{6,2} = 14,9 \leq 33\varepsilon = 33$$

Κατηγορία 1

$$\frac{\text{πέλμα}}{t_f} = \frac{c}{9,8} = \frac{41,9}{9,8} = 4,275 \leq 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1

Φορτίσεις

$$g_{\varepsilon\pi} = 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5m = 3,75 \text{ kN/m}$$

$$q = 5,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5m = 7,5 \text{ kN/m}$$

$$g_{\beta\delta\sigma\kappa} = 0,177 \text{ kN/m}$$

$$g_{\sigma\lambda} = g_{\varepsilon\pi} + g_{\beta\delta\sigma\kappa} = 3,927 \text{ kN/m}$$

✓ **Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**

$$q_{sd} = 1,35 \cdot g_{ολ} + 1,50 \cdot q = 1,35 \cdot 3,927 + 1,50 \cdot 7,5 = 16,551 \text{ kN/m}$$

Στατική επίλυση ράβδου

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = \frac{16,551 \cdot 6,00}{2} = 49,653 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{16,551 \cdot 6^2}{8} = 74,48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{sd} = 49,653 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_\mu} = \frac{19,14 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 236,078 \text{ kN} > V_{sd} = 49,653 \text{ kN}$$

Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{1,1} = \frac{367 \cdot 23,5}{1,1} = 87,4 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 74,48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

✓ **Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

Φορτίο λειτουργίας

$$q_{ser} = 1,00 \cdot g_{ολ} + 0,9 \cdot q = 1,00 \cdot 3,927 + 0,9 \cdot 7,5 = 10,677 \text{ kN/m}$$

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{10,677 \cdot 600^4}{2100000 \cdot 3890} = 2,206 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 600/250 = 2,4 \text{ cm}$$

λόγω μεταβλητών δράσεων

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,5 \cdot 600^4}{2100000 \cdot 3890} = 1,549 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 600/300 = 2,0 \text{ cm}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

4 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

4.1 Γενικά

Αναπόσπαστο και εξαιρετικά σημαντικό τμήμα της ανέγερσης μίας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στο έπακρο την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μία συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής ειδικευσης και να παρέχουν επίσης τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια κατασκευής.

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε :

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους, κλέμες κλπ)
- Συγκολλήσεις (εσωραφές και εξωραφές)

Οι εσωραφές και οι εξωραφές συγκολλήσεις, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

4.2 Έλεγχοι συνδέσεων

Είναι αναγκαίο να αποσαφηνιστεί η διάκριση μεταξύ σύνδεσης και κόμβου.

• Σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη και υποτίθεται ότι είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση π.χ. στη διεπιφάνεια μεταξύ του άκρου της δοκού και του υποστυλώματος σε έναν κόμβο δοκού – υποστυλώματος.

Η διάκριση των συνδέσεων γίνεται:

A.) ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να υλοποιηθεί είτε με μηχανικά μέσα (κοχλίες, ήλους, πείρους κλπ) είτε να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο

πέλαμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων κλπ.

B.) ως προς τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνουν διακρίνονται σε απλές συνδέσεις (τέμνουσας ή αξονικής δύναμης) και σε συνδέσεις ροπής.

C.) ως προς την αντοχή τους έναντι των ροπών σε σχέση με τα μέλη τα οποία συνδέουν διακρίνονται σε συνδέσεις πλήρους αντοχής και μερικής αντοχής.

• Κόμβος ορίζεται η ευρύτερη ζώνη αλληλεπίδρασης των συνδεόμενων μελών. Η διάκριση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται:

A.) από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων π.χ. κόμβοι δοκών – υποστυλωμάτων, αποκατάστασης συνέχειας δοκών, έδρασης κλπ.

B.) από την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους και διακρίνονται σε πλήρους αντοχής και μερικής αντοχής, ανάλογα με το αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή) και σε αρθρωτούς, ημιάκαπτους και άκαπτους ανάλογα με τη δυνατότητα σχετικής στροφής μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Οι αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, οι άκαπτοι ως πακτώσεις και οι ημιάκαπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών των υπό μελετή κτιρίων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Έλεγχος Συνδέσεων INSTANT 2000. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει την δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν, καθώς και για ποιες περιπτώσεις φορτίσεων και συνδυασμών. Στο πρόγραμμα αφού επιλεγεί η κατηγορία της σύνδεσης, στη συνέχεια πρέπει να ορισθούν τα μέλη, οι δυνάμεις, καθώς και λεπτομέρειες που αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο της ενεργής σύνδεσης ενεργοποιούνται και τα σχετικά παράθυρα διαλόγου. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και υπό κλίμακα, έτσι ώστε να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό ώστε ο χρήστης να έχει μία πιο ρεαλιστική απεικόνιση της κατάστασης.

Για κάθε κόμβο αρχικά ορίστηκε ο τύπος του (π.χ. δοκός σε υποστύλωμα ή δικτύωμα, ή έδραση κτλ.). Στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στην θέση του κόμβου. Το

επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό και παράχθηκε η αναφορά (αναλυτική ή περιληπτική). Επειδή η επίλυση του κτιρίου δεν έγινε με INSTANT, η πληροφορία των διατομών των συνδεόμενων μελών καθώς και τα εντατικά μεγέθη στην θέση των κόμβων έπρεπε να οριστούν στο αντίστοιχο παράθυρο εισαγωγής δεδομένων. Τα στοιχεία αυτά ορίστηκαν με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση του προγράμματος SOFISTIK καθώς και τις επιλεγθείσες διατομές του προηγούμενου κεφαλαίου.

Οι κατηγορίες συνδέσεων που καλύπτονται από το πρόγραμμα φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Πίνακας 4.1 : Κατηγορίες συνδέσεων

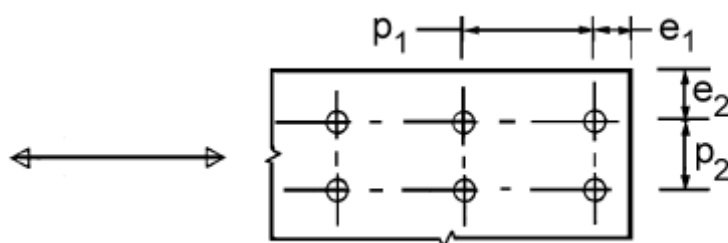
A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα	
A.1. Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλμα του υποστυλώματος.
A.2. Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος.
B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα & δοκού σε δοκό	
B.1. Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2. Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
Γ. Συνέχεια μελών	
Γ.1. Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2. Αρθρωτή/Αρμοκαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3. Ροπή/Αρμοκαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων
Δ. Κόμβος δικτύματος	
Δ.1. Συγκολλητός/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.
Δ.2. Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα.
Δ.3. Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
Ε. Έδραση υποστυλώματος	
E.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυριών.
E.2. Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.3. Αρθρωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.4. Αρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου I ή H μέσω γωνιακών.

Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τους κανονισμούς που αφορούν στον έλεγχο των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3. Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με βάση τους οποίους έγιναν οι έλεγχοι στο INSTANT 2000.

Πίνακας 4.2 : Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μέσων συνδέσεως

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες.	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες.
e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
p_1	$2,2d_0$	Min (14t , 200 mm)	Min (14t , 200 mm)
p_2	$2,4d_0$	Min (14t , 200 mm)	Min (14t , 200 mm)

Συμβολισμοί για τις αποστάσεις των μέσων συνδέσεως:



Πίνακας 4.3: Ποιότητες κοχλιών και μηχανικά χαρακτηριστικά

Ποιότητα κοχλία	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Διάμετροι οπών:

M12- M14: $d_0 = d + 1 \text{ mm}$

M16- M24: $d_0 = d + 2 \text{ mm}$

M27- M36: $d_0 = d + 3 \text{ mm}$

Πίνακας 4.4 : Έλεγχοι Αντοχής Κοχλιών

Είδος Αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή κοχλία σε διάτμηση	$A) F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$ Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα: – για ποιότητες 4.6 , 5.6 και 8.8: $a_v = 0,6$ – για ποιότητες 4.8 , 5.8 , 6.8 και 10.9: $a_v = 0,5$ $B) F_{v,Rd} = \frac{a_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης δεν τέμνει το σπείρωμα : $a_v = 0,6$	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ – όπου $a_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right)$ – για ακραίους κοχλίες : $k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_1}{3d_0} - 1,7, 2,5 \right)$ – για μεσαίους κοχλίες : $k_1 = \min \left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ όπου $k_2 = 0,9$	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή κοχλία σε ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

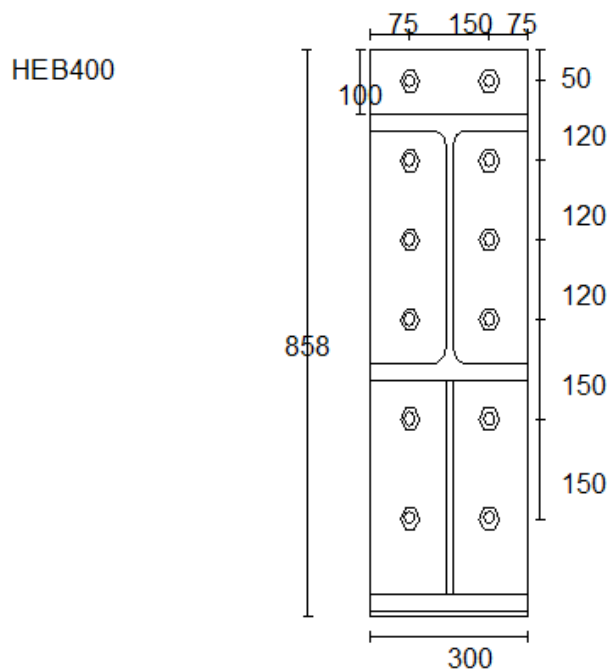
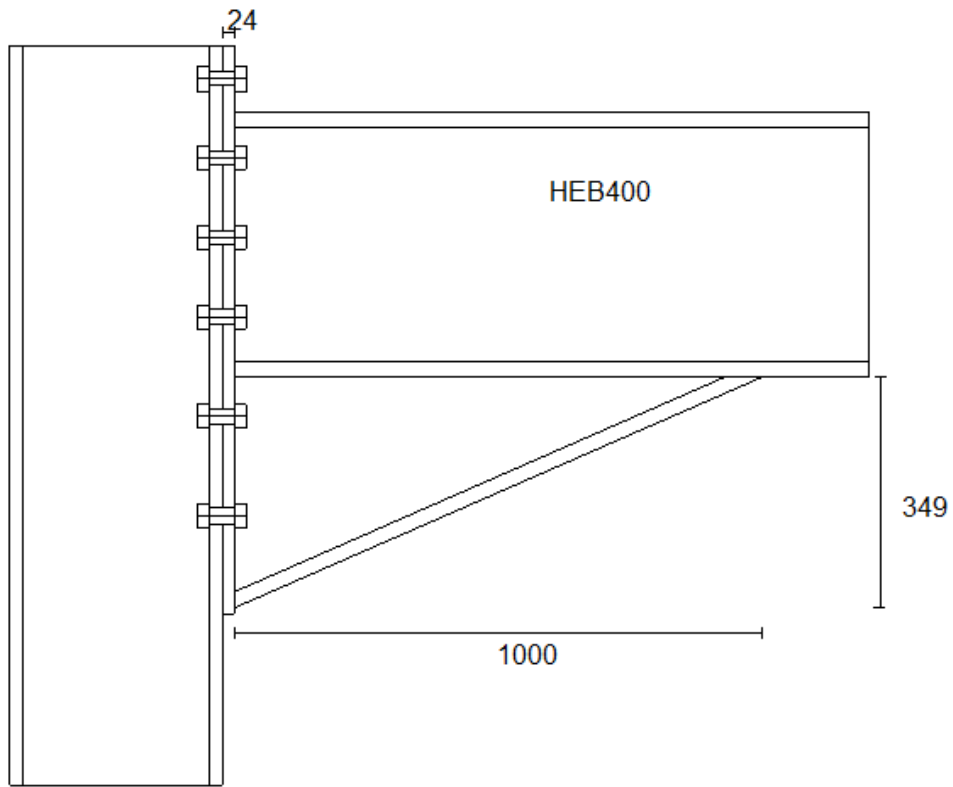
ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{M2} = 1,25$.

Παρατίθενται τα αποτελέσματα των ελέγχων που προέκυψαν από την επίλυση στο INSTANT 2000. Οι έλεγχοι έγιναν για τις εξής περιπτώσεις συνδέσεων:

1. κύρια δοκός σε υποστύλωμα
2. διαδοκίδα σε κύρια δοκό
3. έδραση υποστυλώματος

4.3 Έλεγχος συνδέσεων μελών

4.3.1 Έλεγχος συνδέσεως κύριας δοκού με υποστήλωμα



ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....:[mm]

Δύναμη.....:[kN]

Γωνία.....:[deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)

γ_{Mo}: 1.10

γ_{Mb} (διάτμηση).....: 1.25

γ_{Mb} (εφελκυσμός).....: 1.25

γ_{Mw}: 1.25

γ_{M2}: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ
(ΚΟΧΛΙΩΤΗ)

Όνομα.....:dokos ipostilwma

Περιγραφή.....:

=====

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

=====

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3

- $NSd < 0.1 * NplRd$, όπου

NSd : αξονική δύναμη στη δοκό

$NplRd$: αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:	HEB400
Τάξη διατομής.....:	1
Ύψος (h).....:	400.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	24.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	13.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Γωνία.....:	0.00deg
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h').....:	400.00mm
Μήκος (l).....:	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	19780.00mm ²
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:	576800000.00mm ⁴
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:	2880000.00mm ³
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:	3232000.00mm ³
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας πέλματος.....:	0.360kN/mm ²

Όριο διαρροής κορμού.....: 0.235kN/mm²

Όριο αστοχίας κορμού.....: 0.360kN/mm²

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

=====

Ύψος (hp).....: 858.00mm

Πλάτος (bp).....: 300.00mm

Πάχος (tp).....: 24.00mm

Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού: 100.00mm

Τύπος.....: Προεξέχουσα

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Ύψος (h).....: 349.00mm

Πλάτος πέλματος (bf).....: 300.00mm

Πάχος πέλματος (tf).....: 24.00mm

Πάχος κορμού (tw).....: 13.50mm

Μήκος (l).....: 1000.00mm

Γωνία.....: 19.24deg

ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος.....: ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ

Διάμετρος (d).....: 20.00mm

Διάμετρος οπής (d0).....: 22.00mm

Εμβαδόν κοχλία (A).....: 314.00mm²

Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As).....: 245.00mm²

Πάχος κεφαλής κοχλίας.....:	13.00mm
Πάχος παξιμαδιού.....:	16.00mm
Ποιότητα.....:	10.9
Όριο διαρροής.....:	0.900kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....:	1.000kN/mm ²

Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίου

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών	
και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1).....:	50.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών	
και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2).....:	75.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών.....:	150.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :	
1 και 2.....:	120.00mm
2 και 3.....:	120.00mm
3 και 4.....:	120.00mm
4 και 5.....:	150.00mm
5 και 6.....:	150.00mm

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....:	HEB400
Ύψος (h).....:	400.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	24.00mm

Πάχος κορμού (tw).....:	13.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	19780.00mm ²
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:	576800000.00mm ⁴
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:	2880000.00mm ³
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:	3232000.00mm ³
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας πέλματος.....:	0.360kN/mm ²
Όριο διαρροής κορμού.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας κορμού.....:	0.360kN/mm ²

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ **[fortisi 1]**

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	Αξονική(NSd)	Τέμνουσα(VSd)	Ροπή(MSd)
Δεξιά δοκός	66.20kN	272.35kN	279.26kNmm
Υποστύλωμα	0.00kN	100.00kN	0.00kNmm

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

=====

* Σειρά κοχλιών Νο.....:1

Τρόπος αστοχίας : Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[1].....: 278.13kN

* Σειρά κοχλιών Νο.....:2

Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[2].....: 295.69kN

* Σειρά κοχλιών Νο.....:3

Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη

Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[3].....: 152.02kN

* Σειρά κοχλιών Νο.....:4

Τρόπος αστοχίας : Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη

Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλία FRd[4].....: 0.00kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6} MRd.....:499267.47kNmm

Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....: 0.00

Η αντοχή σε ροπή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

=====

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση V_{Rd}: 756.00kN

Λόγος τέμνουσας V_{Sd} / αντοχή σε τέμνουσα V_{Rd}: 0.36

Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ ΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ Η ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Η αντοχή του κορμού της δοκού είναι επαρκής

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

=====

* Ιδεατή ακαμψία S_j:2994223.00kNmm/deg

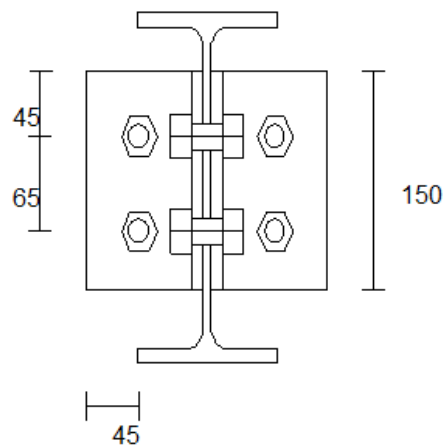
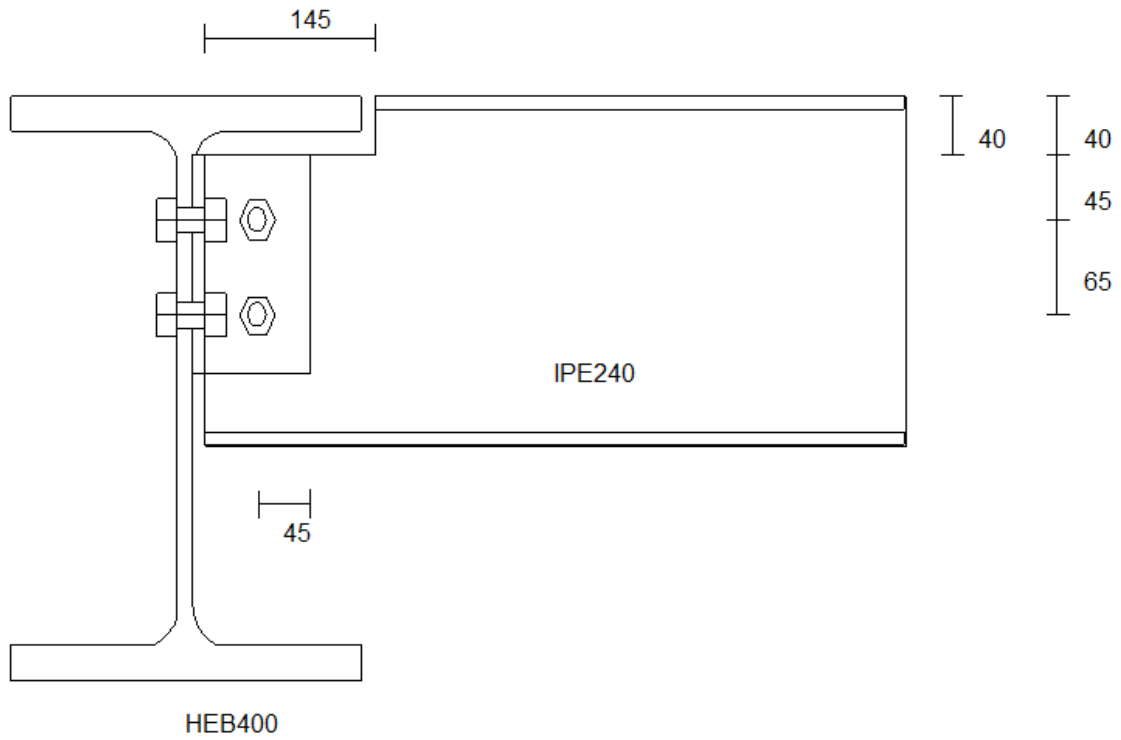
ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====

* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3

για πλαστική ανάλυση

4.3.2 Έλεγχος συνδέσεως κύριας δοκού με διαδοκίδα



ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....:[mm]

Δύναμη.....:[kN]

Γωνία.....:[deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)

γ_{Mo}: 1.10

γ_{Mb} (διάτμηση).....: 1.25

γ_{Mb} (εφελκυσμός).....: 1.25

γ_{Mw}: 1.25

γ_{M2}: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ (ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ)

Όνομα.....:dokos diadokida

Περιγραφή.....:

=====

ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:	HEB400
Ύψος (h).....:	400.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	24.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	13.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	19780.00mm ²
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....:	0.360kN/mm ²

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:	IPE240
Ύψος (h).....:	240.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	120.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	9.80mm
Πάχος κορμού (tw).....:	6.20mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	15.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	3910.00mm ²
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....:	0.360kN/mm ²

ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

=====

Διατομή.....: L100x10
Εμβαδόν διατομής (A).....: 1920.00mm²
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α...: 100.000mm
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό.....: 100.000mm
Πάχος.....: 10.000mm
Μήκος γωνιακού.....: 150.000mm
Ποιότητα υλικού.....: S235
Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm²
Όριο αστοχίας.....: 0.360kN/mm²
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού
και το πάνω πέλημα της δοκού (qclb).....: 40.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....: ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....: 16.00mm
Διάμετρος σπής (d0).....: 18.00mm
Εμβαδόν κοχλία (A).....: 201.00mm²
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As).....: 157.00mm²
Ποιότητα.....: 8.8
Όριο διαρροής.....: 0.640kN/mm²
Όριο αστοχίας.....: 0.800kN/mm²
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία
Απόσταση από άκρο (e1).....: 45.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....: 45.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....: 65.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....: 54.00mm

Αριθμός σειρών κοχλιών.....: 2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....: 1

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....: ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....: 16.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....: 18.00mm
Εμβαδόν κοχλία (A).....: 201.00mm²
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (A_s).....: 157.00mm²
Ποιότητα.....: 8.8
Όριο διαρροής.....: 0.640kN/mm²
Όριο αστοχίας.....: 0.800kN/mm²
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία
Απόσταση από άκρο (e1).....: 45.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....: 45.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....: 65.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....: 54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....: 2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....: 1

ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ

=====

Μήκος πάνω απότμησης.....: 145.00mm
Πλάτος πάνω απότμησης.....: 40.00mm
Μήκος κάτω απότμησης.....: 0.00mm
Πλάτος κάτω απότμησης.....: 0.00mm

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ

=====

Πάνω πέλμα δοκού & πέλμα κύριας δοκού (qbfcf): 0.00mm

Δοκός από την κύρια δοκό/υποστώλωμα (qbc).....: 10.00mm

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ **[fortisi 2]**

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

Τέμνουσα στην δεξιά δοκό.....: 49.650kN

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

=====

* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών..... 120.58kN

Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 48.80kN

Λόγος.....: 0.40

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κοχλία Fb.Rd.....: 96.00kN

Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 24.40kN

Λόγος.....: 0.25

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κορμού δοκού {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κοχλία Fb.Rd.....: 59.52kN

Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....: 48.80kN

Λόγος.....: 0.82

* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 185.01kN

Διατμητική Δύναμη.....: 24.83kN

Λόγος.....: 0.13

* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 126.29kN

Διατμητική Δύναμη.....: 49.65kN

Λόγος.....: 0.39

* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 235.93kN

Διατμητική Δύναμη.....: 49.65kN

Λόγος.....: 0.21

* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών..... 60.29kN

Διατμητική Δύναμη.....: 12.41kN

Λόγος.....: 0.21

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας..... 96.00kN

Διατμητική Δύναμη.....: 12.41kN

Λόγος.....: 0.13

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας..... 148.32kN

Διατμητική Δύναμη.....: 12.41kN

Λόγος.....: 0.08

* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....: 185.01kN

Διατμητική Δύναμη.....: 24.83kN

Λόγος.....: 0.13

* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}

=====
Αντοχή σε διάτμηση.....: 499.54kN
Διατμητική Δύναμη.....: 49.65kN
Λόγος.....: 0.10

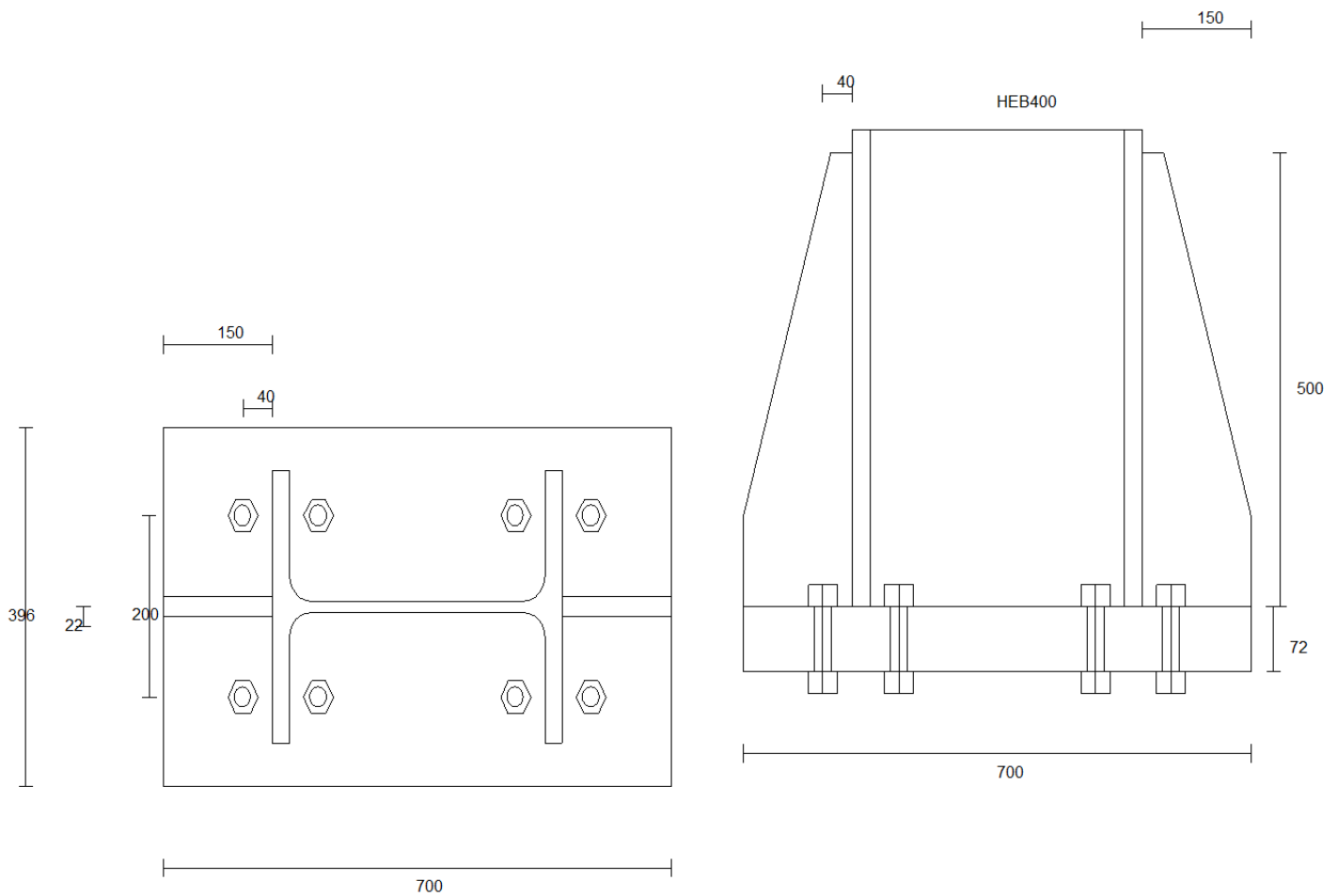
Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυνας κορμού δοκού {6.5.5}

Λόγος.....: $0.82 < 1.00$

Η αντοχή είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

4.3.3 Έλεγχος συνδέσεως έδρασης υποστυλώματος



ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....:[mm]

Δύναμη.....:[kN]

Γωνία.....:[deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....:ENV(1993-1-1)

γ_{Mo}: 1.10

γ_{Mb} (διάτμηση).....: 1.25

γ_{Mb} (εφελκυσμός).....: 1.25

γ_{Mw}: 1.25

γ_{M2}: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΈΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)

Όνομα.....:edراس

Περιγραφή.....:

=====

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....: HEB400

Ύψος (h).....: 400.00mm

Πλάτος πέλματος (bf).....: 300.00mm

Πάχος πέλματος (tf).....: 24.00mm

Πάχος κορμού (tw).....: 13.50mm

Ποιότητα υλικού.....: S235

Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm²

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Πλευρά (hp).....: 700.00mm

Πλευρά (bp).....: 396.00mm
Πάχος (tp).....: 72.00mm
Ποιότητα υλικού.....: S235
Όριο διαρροής.....: 0.215kN/mm²
Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (aw).....: 15.00mm
Πάχος συγκολλήσης στα πέλματα (af).....: 15.00mm

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Ποιότητα.....: C20
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.01333kN/mm²
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.00110kN/mm²
Μέτρο Ελαστικότητας.....: 29.00kN/mm²
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γ_c.....: 1.5

ΑΓΚΥΡΙΑ (ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ)

=====

Διάμετρος (d).....: 22.00mm
Ποιότητα.....: 10.9
Όριο διαρροής.....: 0.900kN/mm²
Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης.....: 33.00mm
Διάμετρος αγκίστρου (D).....: 50.00mm
Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l₂).....: 100.00mm
Μήκος αγκυρίου (H).....: 500.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Αριθμός αγκυρίων.....:8

Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους.....: 200.00mm

Απόσταση a2 αγκυρίων από πέλμα υποστυλώματος..: 40.00mm

ΕΝΙΣΧΥΣΕΙΣ

=====

Σε επέκταση του κορμού του υποστυλώματος

Ύψος (hr).....: 500.00mm

Μήκος (lr).....: 150.00mm

Πάχος (tr).....: 22.00mm

Πάχος συγκόλλησης στην πλάκα έδρασης.....: 14.00mm

Πάχος συγκόλλησης στο υποστύλωμα.....: 14.00mm

ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Διατομή.....:

Ύψος.....: 0.00mm

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

=====

- * Ο έλεγχος γίνεται για μονοαξονική κάμψη (ως προς τον ισχυρό άξονα αδρανείας) αξονική δύναμη και διάτμηση.
- * Γραμμική ελαστική συμπεριφορά για την σύνδεση (υπόθεση Navier-Bernoulli).
- * Στην περίπτωση διαμόρφωσης με περισσότερα από 2 εφελκόμενα αγκύρια σε διαφορετικές αποστάσεις από τον ουδέτερο άξονα, το κέντρο εφαρμογής της συνισταμένης εφελκυσμού υπολογίζεται θεωρώντας ότι όλα τα αγκύρια παραλαμβάνουν ίση εφελκυστική δύναμη (υπερ της ασφάλειας).

- * Τα θλιβόμενα αγκύρια αγνοούνται στους υπολογισμούς.
- * Οι ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω κάμψης της πλάκας έδρασης θεωρούνται ανεξάρτητα από τις τάσεις λόγω επαφής με το σκυρόδεμα θεμελίωσης.
- * Το μέγιστο ενεργό πλάτος των ελασμάτων στην ζώνη των εφελκυσόμενων αγκυρίων είναι (ανά αγκύριο) ίσο με $\pi \cdot a_2$.
- * Ο συντελεστής συγκέντρωσης τάσης για το σκυρόδεμα ισούται με 1.5
- * Για την επίλυση της πλάκας έδρασης στην περιοχή μεταξύ κορμού και πελμάτων υποστυλώματος θεωρείται μοντέλο τριέρειστης πλάκας υποκείμενης σε πίεση ίση με την μέση τιμή της εφαρμοζόμενης από την επαφή με το σκυρόδεμα.
- * Ο έλεγχος της ακαμψίας της πλάκας έδρασης γίνεται με βάση σχέση πειραματικής προέλευσης.
- * Για τον έλεγχο των συγκολλήσεων θεωρείται ότι:
 - η συγκόλληση γίνεται με περιμετρικές συνεχείς εξωραφές. Οι εξωραφές των πελμάτων και του κορμού είναι διπλές και του ίδιου πάχους για τα δύο πέλαμα.
 - η αξονική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή όλων των εξωραφών.
 - η διατμητική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών του κορμού.
 - η ροπή σχεδιασμού αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών των πελμάτων.
- * Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μόνο μέσω τριβής μεταξύ του θλιβόμενου τμήματος της πλάκας έδρασης και του σκυροδέματος ή μέσω πρόσθετου διατμητικού στοιχείου (αγνοείται η συμμετοχή των αγκυρίων). Ο συντελεστής τριβής ισούται με 0.3.
- * Η εφελκυστική δύναμη στα αγκύρια μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μέσω:

- συνάφειας και τριβής στην περίπτωση αγκυρίων με άγκιστρο (καμπύλο).
- συνάφειας και πίεσης στην περίπτωση αγκυρίων με πλάκα αγκύρωσης.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ **[fortisi 1]**

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

	Αξονική(NSd)	Τέμνουσα(VSd)	Ροπή(MSd)
Υποστόλωμα	2476.20kN	7.96kN	20.34kNmm

ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ

=====

Ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της πλάκας

Αριθμός εφελκυσμένων αγκυρίων.....:0

ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση ακμής pm.....: 0.00893kN/mm²

Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση.....: 0.01700kN/mm²

Λόγος pm/sbc.....: 0.53

Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Δεν αναπτύσσεται εφελκυστική δύναμη

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ

=====

Δέν γίνεται έλεγχος

=====

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Δυσμενέστερη περιοχή :

Περιοχή μεταξύ των πελμάτων

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tr minimum).....: 53.00mm

Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tr>=tr minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tr minimum).....: 0.00mm

Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tr>=tr minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

=====

(για τις δεδομένες διαστάσεις των νευρώσεων lr,hr,tr) :

* Πλευρά που συγκολλάται στο υποστύλωμα :

Ορθή τάση.....: 0.02171kN/mm²
Διατμητική τάση.....: 0.12533kN/mm²
Αντοχή.....: 0.21500kN/mm²
Λόγος.....: 0.58
Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

* Πλευρά που συγκολλάται στη πλάκα :

Ορθή τάση.....: 0.16080kN/mm²
Διατμητική τάση.....: 0.03618kN/mm²
Ισοδύναμη τάση.....: 0.17258kN/mm²
Αντοχή.....: 0.21500kN/mm²
Λόγος.....: 0.80
Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

=====

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (tr minimum).....: 21.00mm
Το πάχος των νευρώσεων είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (tr>=tr minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΨΟΥΣ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

=====

(για την μεταφορά των φορτίων στον κορμό)

Απαιτούμενο ελάχιστο ύψος (hr minimum).....: 203.00mm
Το ύψος των νευρώσεων είναι ΕΠΑΡΚΕΣ (hr>=hr minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

=====

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης νεύρωσης/πλάκας.....: 8.00mm

Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης νεύρωσης/κορμού.....: 5.00mm

Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

=====

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας.....: 8.00mm

Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας.....: 13.00mm

Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ

Ορθή τάση.....: 0.09100kN/mm²

Διατμητική τάση.....: 0.09100kN/mm²

Αντοχή.....: 0.23500kN/mm²

Λόγος.....: 0.39

Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης (Fc).....: 2476.20kN

Δεν απαιτείται στοιχείο διάτμησης (ισχύει $V < 0.3 \cdot F_c$)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 1.) Ι. Βάγιας, Ι. Χ. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, ‘ Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων ’, Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- 2.) Ι. Χ. Ερμόπουλος, ‘ Στοιχεία μεταλλικών κατασκευών’ , Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα 2000
- 3.) Ι. Βάγιας, Ι. Χ. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, ‘Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3’ Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- 4.) Ευρωκώδικα 3: ‘Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα’, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, prENV 1993-1-1: 2003
- 5.) Ι. Χ. Ερμόπουλος, ‘Ευρωκώδικας 1: Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής’, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005 2η έκδοση
- 6.) Ι. Βάγιας, ‘ Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και Διαστασιολόγηση’, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2003
- 7.) Δ. Παπασταματίου, Ι. Ψυχάρης, ‘ Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας’ Εκδόσεις Εθνικού Πολυτεχνείου, Αθήνα 2005
- 8.) ‘Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός’ (Ε.Α.Κ.) Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2001
- 9.) Ι.Θ. Κατσικαδέλης, ‘Δυναμική των κατασκευών’, Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα 2003
- 10.) Α.Ν. Κουνάδη, ‘Σιδηρές κατασκευές, Συμπεριφορά και ανάλυση’, Τόμοι Ι και ΙΙ, Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα 1999
- 11.) Π.Γ. Καρύδη, ‘Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας’, Εκδόσεις Ε.Μ.Π. , Αθήνα 1996
- 12.) Εγχειρίδιο Προγράμματος SOFISTIK 2003
- 13.) Εγχειρίδιο Προγράμματος INSTANT 2000

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Α»

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ DBview

Database : AGISnew.cdb

System : RAUM

Filename : C:\Users\teliki diplwmatiki\Κύριοι δοκοί.dbv

Loadcasenumber Title

51 MAX-STN

52 MIN-STN

53 MAX-STQY

54 MIN-STQY

55 MAX-STQZ

56 MIN-STQZ

57 MAX-STMT

58 MIN-STMT

59 MAX-STMY

60 MIN-STMY

61 MAX-STMZ

62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values for all selected columns of results with corresponding values of selected load cases and elements.

Loadcases : 51-62

Groups : All

Elements :3001-3040 3086-3115 4001-4040 4086-4115 5001-5040 6001-6040 7001-7040

Sections : All

Beam Elements

Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC	Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
4020	0.000	52	MINZ-N	-624.8	-0.48	20.29	0.00	-180.93	-1.17

4020	0.000	51	MAXZ-N	575.8	0.55	83.12	0.00	86.86	1.32
7017	6.000	56	MINZ-VZ	-76.0	0.01	-270.96	0.00	-274.49	-0.02
4097	0.000	52	MAXZ-VZ	-66.2	-0.22	272.35	0.00	-279.26	-0.60
4016	6.000	56	MINZ-MY	-75.8	-0.33	-260.55	0.00	-311.25	1.19
5004	6.000	55	MAXZ-MY	28.8	0.30	39.07	0.00	177.35	0.99
4110	0.000	54	MINZ-MZ	-334.2	-1.74	17.55	-0.03	-87.85	-6.63
4110	0.000	53	MAXZ-MZ	321.1	1.67	38.45	0.03	35.05	6.44

Database : AGISnew.cdb

System : RAUM

Filename : C:\Users\teliki diplwmatiki\ Δευτερεύουσες δοκοί.dbv

Loadcasenumber Title

51 MAX-STN

52 MIN-STN

53 MAX-STQY

54 MIN-STQY

55 MAX-STQZ

56 MIN-STQZ

57 MAX-STMT

58 MIN-STMT

59 MAX-STMY

60 MIN-STMY

61 MAX-STMZ

62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values for all selected columns of results with corresponding values of selected load cases and elements.

Loadcases : 51-62

Groups : All

Elements : 3041-3085 3116-3139 4041-4085 4116-4139 5041-5085 6041-6085 7041-7085

Sections : All

Beam Elements

Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
7051	0.000	52 MINZ-N	-225.9	-0.24	-1.78	0.00	-8.91	-0.56
7051	0.000	51 MAXZ-N	217.1	0.24	4.69	0.00	6.72	0.56
6076	5.000	56 MINZ-VZ	-66.2	-0.61	-18.55	0.00	-43.78	-1.57
6076	0.000	55 MAXZ-VZ	56.8	0.62	18.01	0.00	41.04	1.54
6076	5.000	56 MINZ-MY	-66.2	-0.61	-18.55	0.00	-43.78	-1.57
6076	0.000	53 MAXZ-MY	54.8	0.62	17.91	0.00	41.30	1.55
4134	5.000	56 MINZ-MZ	-7.7	-1.21	-7.63	0.00	-17.28	-3.23
4134	5.000	55 MAXZ-MZ	7.7	1.25	4.47	0.00	14.71	3.14

Database : AGISnew.cdb

System : RAUM

Filename : C:\Users\teliki diplwmatiki\Υποστυλώματα ισογείου.dbv

Loadcasenumber Title

51 MAX-STN

52 MIN-STN

53 MAX-STQY

54 MIN-STQY

55 MAX-STQZ

56 MIN-STQZ

57 MAX-STMT

58 MIN-STMT

59 MAX-STMY

60 MIN-STMY

61 MAX-STMZ

62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values for all selected columns of results with corresponding values of selected load cases and elements.

Loadcases : 51-62

Groups : All

Elements : 101-180

Sections : All

Beam Elements

Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
118	0.000	52 MINZ-N	-2476.2	-3.21	-7.96	0.00	20.34	-8.57
145	4.500	51 MAXZ-N	1926.3	10.46	2.84	0.00	5.35	17.42
135	0.000	56 MINZ-VZ	-981.5	0.06	-57.79	0.00	103.78	0.11
121	4.500	55 MAXZ-VZ	-1161.7	-0.41	48.28	0.00	99.88	0.81
132	0.000	56 MINZ-MY	-502.0	-4.83	-44.28	0.00	-113.92	-12.93
134	0.000	59 MAXZ-MY	-679.5	5.13	43.99	0.00	114.39	13.88
143	0.000	54 MINZ-MZ	-706.3	-15.45	-17.64	0.00	-43.27	-42.41
108	0.000	53 MAXZ-MZ	-680.6	15.45	13.50	0.00	32.48	42.35

Database : AGISnew.cdb

System : RAUM

Filename : C:\Users\teliki diplwmatiki\Υποστυλώματα 1^{ov}, 2^{ov}, 3^{ov} και 4^{ov}.dbv

Loadcasenumber Title

51 MAX-STN

52 MIN-STN

53 MAX-STQY

54 MIN-STQY

55 MAX-STQZ

56 MIN-STQZ

57 MAX-STMT

58 MIN-STMT

59 MAX-STMY

60 MIN-STMY

61 MAX-STMZ

62 MIN-STMZ

Printvolume : Max. or/and min. values for all selected columns of results with corresponding values of selected load cases and elements.

Loadcases : 51-62

Groups : All

Elements : 201-550

Sections : All

Beam Elements

Forces in Beam-Elements

Elem.	X	LC	Name	N	VY	VZ	MT	MY	MZ
Nr	[m]	Nr		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
218	0.000	52	MINZ-N	-1987.7	-1.30	-6.28	0.00	16.20	-2.14
245	4.000	51	MAXZ-N	1285.5	9.42	3.14	0.00	9.08	18.13
545	0.000	56	MINZ-VZ	-244.2	-1.30	-102.46	0.00	157.84	-2.21
541	4.000	55	MAXZ-VZ	-214.6	-1.82	97.51	0.00	202.85	4.14
545	4.000	60	MINZ-MY	-235.8	-1.30	-84.46	0.00	-216.00	3.01
541	4.000	59	MAXZ-MY	-220.5	-2.07	86.28	0.00	203.23	4.69
515	4.000	62	MINZ-MZ	-54.7	-21.24	-23.98	0.00	-58.06	-47.88
515	4.000	61	MAXZ-MZ	-54.5	21.05	-11.75	0.00	-25.47	48.26

Database : AGISnew.cdb

System : RAUM

Filename : C:\Users\teliki diplwmatiki\ **Κάθετοι χιαστί σύνδεσμοι**.dbv

Loadcasenumber Title

63 MAX-FACH

64 MIN-FACH

Printvolume : Max. or/and min. values for all selected columns of results with corresponding values of selected load cases and elements.

Loadcases : 63-64

Groups : All

Elements : All

Truss Elements

Forces in Truss-Elements

Elem.	LC	Name	N	v
Nr	Nr		[kN]	[mm]
19	64	MINZ-N	-674.9	0.000
19	63	MAXZ-N	634.8	0.000

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ «Β»

ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

OPLISH DIATOMWN APO SKYRODEMA KATA EC2

LONGITUDINAL REINFORCEMENTS

Note: Layer includes reinforcements for torsion if followed by T

Note: Layer has only compression reinforcements if followed by '

Beam	x[m]	NS	mue	As-Sum	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
1	0.000	7	2.34	84.3		13.7T	5.8T	64.9T	
1	3.000	7	1.89	68.0		14.5T	5.7T	47.9T	
2	0.000	7	1.22	43.9		23.4T	6.3T	14.2T	
2	3.000	7	1.02	36.6		21.1T	6.6T	9.0T	
3	0.000	7	0.88	31.7		10.6T	10.7T	10.4T	
3	3.000	7	0.85	30.7		10.7T	10.8T	9.2T	
4	0.000	7	0.88	31.8		10.7T	10.6T	10.5T	
4	3.000	7	0.86	31.0		10.8T	10.4T	9.7T	
5	0.000	7	2.07	74.7		16.5T	5.7T	52.4T	
5	3.000	7	1.73	62.3		16.9T	5.4T	40.1T	
6	0.000	7	2.40	86.2		5.2T	6.7T	74.4T	
6	3.000	7	2.01	72.5		6.2T	5.8T	60.5T	
7	0.000	7	0.45	16.3		8.9T	5.5T	1.9T	
7	3.000	7	0.43	15.3		6.9T	6.7T	1.7T	
8	0.000	7	0.39	14.0		6.8T	6.8T	0.4T	
8	3.000	7	0.36	12.9		5.4T	6.4T	1.0T	
9	0.000	7	0.70	25.1		7.5T	5.9T	11.7T	
9	3.000	7	0.67	24.1		5.7T	6.4T	12.1T	
10	0.000	7	2.22	79.8		9.3T	5.7T	64.9T	
10	3.000	7	1.79	64.4		5.4T	6.1T	52.9T	

Beam	x[m]	NS	mue	As-Sum	Lay-0&5	Lay-1&6	Lay-2&7	Lay-3&8	Lay-4&9
			[-]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]	[cm2]
2127	0.000	9	0.29	12.5		3.4T	5.8T	2.6T	0.6T
2127	5.000	9	0.28	12.1		3.3T	5.5T	2.7T	0.6T
2128	0.000	9	0.24	10.2		0.9T	7.7T	0.5T	1.1T
2128	5.000	9	0.25	10.8		0.6T	8.5T	0.5T	1.1T
2129	0.000	9	0.18	7.9			7.5T	0.1T	0.4T
2129	5.000	9	0.21	8.8			8.2T	0.1T	0.6T
2130	0.000	9	0.18	7.8			7.2T	0.1T	0.5T
2130	5.000	9	0.20	8.6			8.1T	0.1T	0.4T
2131	0.000	9	0.18	7.8			7.0T	0.1T	0.7T
2131	5.000	9	0.20	8.7		0.0T	8.0T	0.1T	0.6T
2132	0.000	9	0.22	9.3			7.1T	0.1T	2.0T
2132	5.000	9	0.23	10.0			8.3T	0.1T	1.5T
2133	0.000	9	0.28	11.8		2.6T	5.8T	2.8T	0.6T
2133	5.000	9	0.34	14.8		3.1T	6.1T	2.9T	2.6T
2134	0.000	9	0.30	12.7		0.1T	9.0T	1.3T	2.4T
2134	5.000	9	0.32	13.8		2.6T	6.6T	0.1T	4.5T
2135	0.000	9	0.22	9.4			8.3T	0.1T	1.0T
2135	5.000	9	0.15	6.5		0.5T	5.0T	0.4T	0.6T
2136	0.000	9	0.22	9.3			8.3T	0.1T	0.9T
2136	5.000	9	0.15	6.4		0.3T	5.1T	0.3T	0.7T
2137	0.000	9	0.22	9.4			8.2T	0.1T	1.0T
2137	5.000	9	0.18	7.8		0.4T	5.3T	0.4T	1.6T
2138	0.000	9	0.27	11.6		0.0T	8.3T	0.2T	3.1T
2138	5.000	9	0.28	12.2		1.1T	7.3T	1.0T	2.7T
2139	0.000	9	0.37	15.9		2.5T	7.2T	1.5T	4.7T
2139	5.000	9	0.38	16.5		3.6T	8.4T	3.6T	1.0T