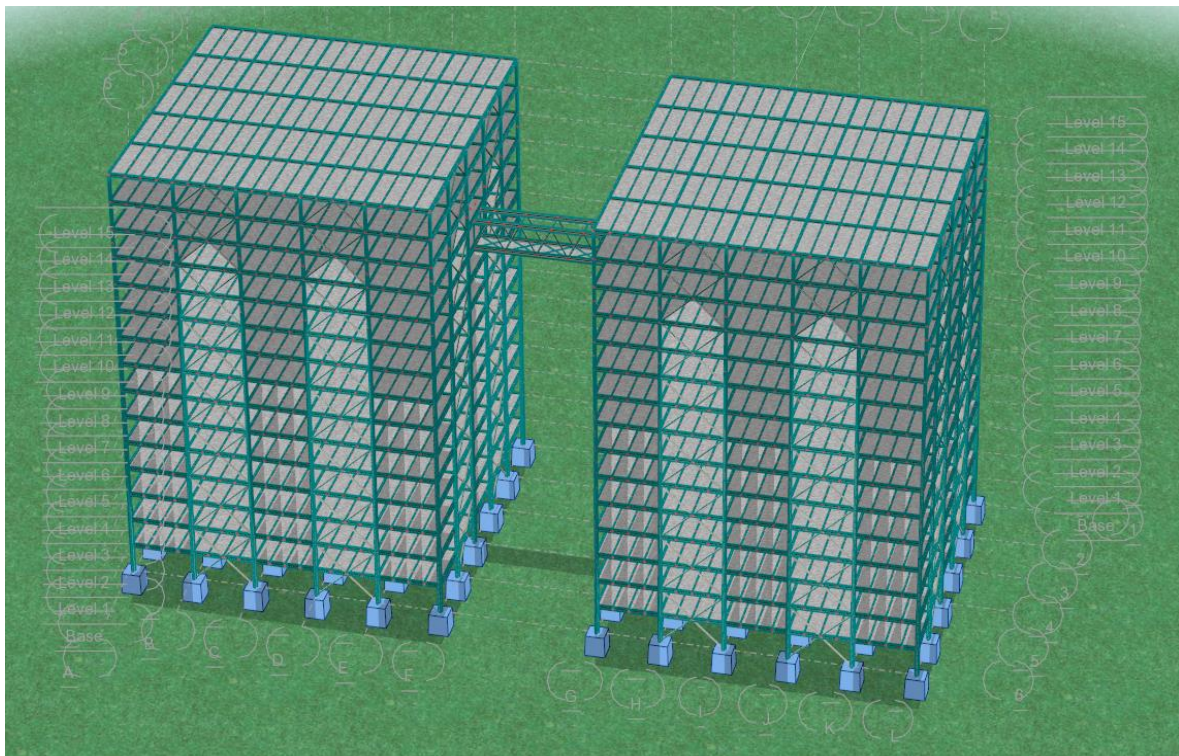




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Δίδυμων Μεταλλικών Κτιρίων με Γέφυρα Ζεύξης



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΔΗΜΗΤΡΗΣ ΡΑΚΙΤΖΟΠΟΥΛΟΣ
Επιβλέπων : Παύλος Θανόπουλος

Αθήνα, Οκτώβριος 2018
ΕΜΚ ΔΕ 2018/31

Ρακιτζόπουλος Δ.Σ. (2018)
Σχεδιασμός δίδυμων μεταλλικών κτιρίων με γέφυρα ζεύξης
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2018/31
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα

Rakitzopoulos D.S. (2018)
Design of steel twin buildings with Skybridge
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2018/31
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

| | |
|---|----|
| Πίνακας περιεχομένων..... | 1 |
| Περίληψη | 3 |
| Abstract..... | 4 |
| Ευχαριστίες..... | 5 |
| 1 Εισαγωγή | 6 |
| 2 Περιγραφή του κτιρίου και της γέφυρας ζεύξης..... | 10 |
| 2.1 Γεωμετρία φορέα..... | 10 |
| 2.2 Εργαλεία ανάλυσης και υλικά | 13 |
| 2.3 Διατομές | 13 |
| 3 Στατικές Φορτίσεις | 17 |
| 3.1 Γενικά | 17 |
| 3.2 Ίδια βάρη(G)..... | 17 |
| 3.3 Πρόσθετα μόνιμα φορτία(G_0)..... | 17 |
| 3.4 Κινητά φορτία(Q) | 17 |
| 3.5 Φορτία χιονιού(Q_s) | 18 |
| 3.6 Φορτία ανέμου(Q_w) | 18 |
| 3.6.1 Βασική ταχύτητα ανέμου (v_b) | 19 |
| 3.6.2 Μέση ταχύτητα ανέμου..... | 19 |
| 3.6.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής..... | 20 |
| 3.6.4 Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ | 21 |
| 3.6.5 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου κτιρίων και γέφυρας | 21 |
| 4 Σεισμικές δράσεις | 28 |
| 4.1 Γενικά | 28 |
| 4.2 Παράμετροι σεισμικής μελέτης..... | 28 |
| 4.3 Φάσμα Σχεδιασμού..... | 30 |
| 5 Συνδυασμοί φορτίων..... | 32 |
| 5.1 Γενικά | 32 |
| 5.2 Παρουσίαση συνδυασμών φορτίων..... | 32 |
| 5.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας | 32 |
| 5.2.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας..... | 34 |
| 6 Εισαγωγή φορέα στο πρόγραμμα | 36 |
| 6.1 Βήματα ανάλυσης φορέα κτιρίου και γέφυρας ζεύξης..... | 36 |
| 6.1.1 Σχεδιασμός φορέα..... | 36 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 6.1.2 | Σχεδιασμός διατομών | 37 |
| 6.1.3 | Εισαγωγή φορτίων | 39 |
| 6.1.4 | Δημιουργία πεπερασμένων και ανάλυση φορέα | 41 |
| 6.1.5 | Ιδιομορφική ανάλυση | 42 |
| 6.1.6 | Εισαγωγή σεισμικού φορτίου | 45 |
| 6.2 | Αποτελέσματα | 46 |
| 6.2.1 | Αξονικές υποστυλωμάτων | 46 |
| 6.2.2 | Ροπές Υποστυλωμάτων | 47 |
| 6.2.3 | Τέμνουσες και αξονικές δοκών | 47 |
| 7 | Ανάλυση και έλεγχος μελών κατασκευής | 48 |
| 7.1 | Έλεγχος επιρροών 2 ^{ος} τάξεως | 48 |
| 7.2 | Οριακή κατάσταση αστοχίας | 52 |
| 7.2.1 | Κύριες δοκοί | 63 |
| 7.2.2 | Διαδοκίδες | 67 |
| 7.2.3 | Υποστυλώματα | 70 |
| 7.2.4 | Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας | 71 |
| 7.2.5 | Έλεγχος μελών γέφυρας | 75 |
| 7.2.6 | Έλεγχος χαλυβδόφυλλου | 77 |
| 7.2.7 | Έλεγχος Σύμμικτης πλάκας σε ΟΚΑ | 77 |
| 7.2.8 | Διατμητικοί ήλοι | 81 |
| 7.3 | Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας | 82 |
| 7.3.1 | Κύριες δοκοί | 83 |
| 7.3.2 | Διαδοκίδες | 84 |
| 7.3.3 | Δοκοί γέφυρας ζεύξης | 85 |
| 7.4 | Έλεγχος περιορισμού βλαβών | 86 |
| 7.5 | Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων και κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας | 86 |
| 8 | Συνδέσεις | 88 |
| 8.1 | Σύνδεση Διαδοκίδας και κύριας δοκού | 88 |
| 8.2 | Κύρια δοκός και υποστώμα | 92 |
| 8.2.1 | Σύνδεση δοκού σε κορμό υποστυλώματος | 92 |
| 8.2.2 | Σύνδεση δοκού σε πέλαμα υποστυλώματος | 97 |
| 8.2.3 | Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου και δοκού | 101 |
| | Βιβλιογραφία | 104 |

Περίληψη

Ο σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη δυο πανομοιότυπων δεκαπενταόροφων μεταλλικών κτιρίων με γέφυρα ζεύξης. Τα κτίρια αποτελούνται από χαλύβδινο φέροντα οργανισμό, σύμμικτες πλάκες με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 και ακλόνητη θεμελίωση, η οποία μπορεί να παραλάβει τα φορτία της ανωδομής. Όπως κάθε έργο το οποίο περιλαμβάνει ένωση μεταξύ δυο κτιρίων με γέφυρα ζεύξης, έτσι και αυτό απαιτεί την εις βάθος μελέτη από τον μηχανικό. Είναι άρα απαραίτητος ο κατάλληλος σχεδιασμός της κατασκευής, ούτως ώστε να περιοριστούν οι εντάσεις μεταξύ κτιρίου και γέφυρας, οι οποίες είναι πιθανό να οδηγήσουν στην αστοχία της κατασκευής.

Στην προκειμένη περίπτωση, αυτό θα εξασφαλιστεί με την χρήση του προγράμματος AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018, την καθοδήγηση των κεφαλαίων του ευρωκώδικα 0,1,2,3,4,8 και του αντίστοιχου εθνικού προσαρτήματος, με τα οποία γίνεται διαστασιολόγηση των μελών σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Επίσης, γίνονται λογικές παραδοχές ως προς τις ελευθερώσεις των μελών και τοποθετούνται χιαστί σύνδεσμοι σε κάθε κατεύθυνση οι οποίοι επιλέγονται με γνώμονα την αρχιτεκτονική λειτουργικότητα αλλά και βέλτιστη ευστάθεια της γέφυρας ζεύξης.

Ακόμα, ως προς τις ελευθερώσεις της γέφυρας ζεύξης γίνεται η παραδοχή, ότι οι στηρίξεις της επιτρέπουν την ανεξάρτητη κίνησή της σε σχέση με την κίνηση των δυο κτιρίων. Όσον αφορά την γεωμετρία της, επιλέγεται να διαμορφωθεί ως δικτύωμα με οριζόντιους χιαστί συνδέσμους, προκειμένου να περιοριστούν οι μετακινήσεις από την φόρτιση του ανέμου και την σεισμική φόρτιση, εξαιτίας των οποίων αναμένεται να αναπτυχθούν αρκετά προσαυξημένες δράσεις.

Τέλος, έχοντας ολοκληρώσει την κατάλληλη διαστασιολόγηση και ανάλυση των κτιρίων γίνεται η διαμόρφωση των συνδέσεων. Καθοριστικός γνώμονας αυτού του σχεδιασμού είναι η παραδοχή αρθρωτών μελών μεταξύ δοκών και διαδοκίδων, μεταξύ κύριων μελών και υποστυλωμάτων καθώς και στους χιαστί συνδέσμους.

Abstract

The scope of the present thesis is the study of two identical fifteen-story steel buildings with skybridge. The buildings consist of steel load-bearing elements, composite steel deck SYMDECK 73 and fixed footing, which is able to withstand the structural loads. This study, like every project that includes a link between two buildings with skybridge, demands an in depth comprehension by the engineer. Consequently, it is indispensable to design the structure in a way that restricts the building to bridge responses, which are likely to cause structural failure.

More precisely, the above will be implemented with the use of AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018, the guidance by the Eurocode parts 0,1,2,3,4,8, and the corresponding national annex, that dictate the member design in ultimate limit state and in serviceability limit state. Additionally, reasonable assumptions were made concerning the member releases and vertical stiffeners in every direction, that were chosen taking into consideration both architectural functionality and optimal skybridge stability.

Furthermore, as far as the skybridge releases are concerned, it is assumed that its supports allow independent movement among the two buildings and the skybridge. In relation to its design, it is chosen to be formed with truss elements, both in vertical and horizontal directions, to restrict both wind and seismic displacements. These loads are expected to cause the greatest stress concerning the skybridge elements.

Finally, after the completion of proper building member analysis and design, the according connections are calculated. The determining factor to form these connections is the assumption of joint members in beam-to-beam connections, in column-to-beam connections and in vertical stiffeners.

Ευχαριστίες

Με το πέρας της διπλωματικής μου εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Παύλο Θανόπουλο για την ευκαιρία που είχα να εκπονήσω την διπλωματική μου εργασία στο εργαστήριο μεταλλικών κατασκευών και να εμβαθύνω τις γνώσεις μου, καθώς και για όλη την βοήθεια και την υποστήριξη που μου παρείχε. Η καθοδήγηση, οι γνώσεις και η εμπειρία του ήταν ιδιαίτερα σημαντικές για το τελικό αποτέλεσμα.

Ιδιαίτερα ευγνώμων είμαι και για την βοήθεια της γραμματέως του εργαστηρίου μεταλλικών κατασκευών κ. Βίκης Μπεκιάρη για τις πολύτιμες συμβουλές της.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για τη συμπαράσταση, τη κατανόηση, την υπομονή τους και υλική και ηθική στήριξη τους αυτά τα χρόνια των σπουδών μου.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους φίλους μου και συμφοιτητές μου για την ιδιαίτερη υποστήριξη και βοήθεια τους καθ' όλη την διάρκεια της φοίτησης μου στην σχολή πολιτικών μηχανικών του ΕΜΠ.

1 Εισαγωγή

Ένα από τα πιο αξιοσημείωτα έργα παγκοσμίως είναι αυτό της γέφυρας ζεύξης μεταξύ δυο κτιρίων. Σύμφωνα με τον ΝΟΚ 2016 (1), γέφυρα ζεύξης κτιρίων είναι «κατασκευή ή τμήμα κτιρίου, το οποίο αναπτύσσεται πάνω από κοινόχρηστο δημόσιο ή ιδιωτικό χώρο, όπως δρόμο, πεζόδρομο και συνδέει κτίρια μεταξύ τους σε ένα ή περισσότερα επίπεδα και μπορεί να γίνεται και υπόγεια». Αποτελεί πολλές φορές ένα έργο το οποίο καθιερώνεται ως μνημείο λόγω της ομορφιάς, της λειτουργικότητας αλλά και του βαθμού δυσκολίας στην κατασκευή του. Πολλές φορές, χρησιμοποιείται σαν προσθήκη σε ήδη υλοποιημένα κτίρια. Επίσης, δίνει σημαντική αναβάθμιση στην κτιριακή λειτουργία, αφού έχει την ικανότητα να εξοικονομήσει χρόνο στην μετακίνηση ανθρώπων από το ένα κτίριο στο άλλο, μειώνοντας σημαντικά το χρόνο μετακίνησης ιδιαίτερα στα πολυώροφα κτίρια. Επιπλέον, σε πολλές περιπτώσεις ενισχύει και την εμπορική δραστηριότητα στην ευρύτερη περιοχή του κτιρίου.

Στην ελληνική επικράτεια δεν είναι τόσο διαδεδομένη κυρίως λόγω της απουσίας πολυώροφων κτιρίων. Χρησιμοποιείται κυρίως σε πιο χαμηλά επίπεδα και συνήθως είναι προσθήκη σε προϋπάρχον έργο. Ο ΝΟΚ 2016 (1) στο άρθρο 20 του αναφέρει ότι η «υπέργεια ζεύξη κτιρίων εγκρίνεται από το Συμβούλιο Αρχιτεκτονικής και τον αρμόδιο για τον έλεγχο και τη διαχείριση του Κοινοχρήστου Χώρου φορέα». Η ζεύξη κτιρίων πραγματοποιείται άνω των 5.00 m, και μπορεί να γίνεται και υπόγεια, εφόσον τηρούνται οι απαραίτητοι περιορισμοί, με τις ίδιες διαδικασίες και τις κατά περίπτωση απαιτούμενες εγκρίσεις.

Στην συνέχεια παρουσιάζονται κάποια από τα πιο σημαντικά έργα με γέφυρα ζεύξης ανά τον κόσμο, από τα οποία το πιο σημαντικό είναι η γέφυρα ζεύξης στους *Petronas Towers*. Πρόκειται για μία διώροφη γέφυρα, η οποία ενώνει τα δυο κτίρια μεταξύ τους στο 41^ο και στο 42^ο επίπεδο σε σύνολο 88 επιπέδων των κτιρίων. Στέκεται σε ύψος 170 m από το συνολικό ύψος των 442 m των κτιρίων και έχει συνολικό πλάτος 58 m. (2)



Σχήμα 1.1: Γέφυρα ζεύξης των Petronas towers

Οι Πύργοι Petronas ή Δίδυμοι Πύργοι Petronas είναι ουρανοξύστες στην Κουάλα Λουμπόρ της Μαλαισίας. Ήταν οι υψηλότεροι πύργοι του κόσμου από το 1998 ως το 2004, όταν τους ξεπέρασε το Ταϊπέι 101, αλλά παραμένουν οι υψηλότεροι δίδυμοι πύργοι του

κόσμου. Αποτελούν, μαζί με τον κοντινό Πύργο της Κουάλα Λουμπόρ, κεντρικά σημεία αναφοράς της Μαλαισιανής πρωτεύουσας. Ο όρος "Petronas" είναι συντομογραφία της ονομασίας της εθνικής πετρελαιοπαραγωγού εταιρείας της Μαλαισίας (Petroliam Nasional Bhd). (3)



Σχήμα 1.2: Ουρανοξύστες Petronas Towers

Στα υπόγειό τους οι πύργοι στεγάζουν εμπορικά κέντρα, και τη Φιλαρμονική Ορχήστρα της Μαλαισίας. Ο πρώτος πύργος καταλαμβάνεται αποκλειστικά από την εταιρεία πετρελαίου Petronas και τις θυγατρικές της, ενώ οι χώροι του δεύτερου πύργου νοικιάζονται σε εξωτερικές εταιρείες, όπως η Bloomberg, η Boeing, η IBM, το Reuters, η Microsoft, το κανάλι Αλ Τζαζίρα, η McKinsey και η Accenture.

Άλλα σημαντικά κτιριακά έργα με ζεύξεις κτιρίου είναι τα American Copper Buildings (1.3,USA) τα οποία έχουν 41 επίπεδα, τα Woodward και το Guardian Building /Detroit skybridge (1.4,USA) με μια γέφυρα των 30 μέτρων και η Gimbel's skybridge (1.5,USA) μια από τις πιο παλιές γέφυρες κατασκευασμένη το 1910 στην Νέα Υόρκη από το εμπορικό κατάστημα Gimbel. Επίσης σημαντικά έργα στην Ευρώπη είναι η γέφυρα στο Covent Garden, στο Λονδίνο (1.6,UK) και οι Proximus Towers στο Βέλγιο γνωστοί και σαν Belgacom Towers (1.7,Belgium) με ύψος 130 m.



Σχήμα 1.4: Woodward and the Guardian Building /Detroit skybridge



Σχήμα 1.3: American Copper Buildings



Σχήμα 1.5 Gimbel's skybridge



Σχήμα 1.6: Covent Garden



Σχήμα 1.7: Proximus Towers

Οι γέφυρες ζεύξης συνήθως κατασκευάζονται σαν ενιαία έργα τα οποία συναρμολογούνται στο εργοτάξιο και στην συνέχεια τοποθετούνται στο κτίριο με την βοήθεια είτε τηλεσκοπικών γερανών, είτε, για μεγαλύτερα έργα, με γερανό που είναι συνδεδεμένος στο κτίριο. Τα βασικότερα ζητήματα σε μια τέτοια κατασκευή προκύπτουν κατά την φάση σχεδιασμού, εφόσον είναι αναγκαίο να διερευνηθεί εάν η πάκτωση μιας τέτοιας γέφυρας στο κτίριο είναι αποδεκτή λύση, αφού ενδέχεται να προκαλέσει απρόσμενες εντάσεις στον φορέα. Στις περισσότερες περιπτώσεις είναι αναγκαία η θεώρηση ελευθερώσεων στο φορέα για την αποφυγή τέτοιων εντάσεων από φορτίσεις, όπως είναι ο άνεμος ή ο σεισμός, που θα πλαστικοποιήσουν τον φορέα.

Σε αυτό το σημείο, είναι σημαντικό να αναλυθούν τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα ενός τέτοιου έργου. Είναι λογικό ότι σε πολύ χαμηλά κτίρια δεν είναι αποδοτικό να δημιουργούνται γέφυρες ζεύξης, διότι ο χρόνος μετακίνησης από το ένα κτίριο στο άλλο δεν έχει σημαντική διαφορά. Έτσι αυξάνεται το κόστος κατασκευής του κτιρίου, χωρίς επιπλέον αισθητική παρέμβαση. Στην περίπτωση κατά την οποία η γέφυρα υλοποιείται σε ένα κτίριο γραφειακής ή εμπορικής λειτουργίας, δέκα ορόφων και άνω, το οποίο έχει δημόσιο χώρο από κάτω, εξυπηρετεί όχι μόνο στην ασφάλεια των ανθρώπων αλλά και στην προστασία τους από καιρικά φαινόμενα. Επίσης, συνεισφέρει θετικά στην κυκλοφορία των αυτοκινήτων και των πεζών.

Από την άλλη πλευρά, η δημιουργία μιας τέτοιας γέφυρας σε ουρανοξύστες εξοικονομεί χρόνο και αποτελεί πόλο έλξης για τους επισκέπτες. Σε κτίρια με εμπορικές χρήσεις λειτουργεί ως συνδετικό στοιχείο έτσι ώστε να σχηματίζεται ένας ενιαίος εμπορικός χώρος δίχως να διαταράσσεται ο δημόσιος χώρος.

Επομένως, είναι προφανές ότι όταν η γέφυρα υλοποιείται πάνω από δημόσιο χώρο έχει ευνοϊκές επιπτώσεις για το περιβάλλον, αφού μειώνει την κυκλοφοριακή συμφόρηση, άρα και την εκπομπή καυσαερίων, και μειώνει και την ηχορύπανση. Η ψυχολογία του χρήστη βελτιώνεται, αφού του προσφέρει ασφάλεια και άνεση στην μετακίνησή του και εξοικονομεί χρόνο αυξάνοντας την παραγωγικότητα του σε περίπτωση γραφειακού χώρου.

Σε πολλές περιπτώσεις αποδεικνύεται άσκοπη η δημιουργία της αφού αυξάνει αλόγιστα το κόστος και μειώνει τον επίγειο φωτισμό και αερισμό. Τέλος, σε εμπορικά καταστήματα η δημιουργία της συμβάλλει στον καταναλωτισμό αφού εγκλωβίζει τους υποψήφιους πελάτες σε ένα μεγαλύτερο χώρο και μειώνει την αξία των ακινήτων με μεγαλύτερη επιφάνεια αφού αυξάνεται η προσφορά.

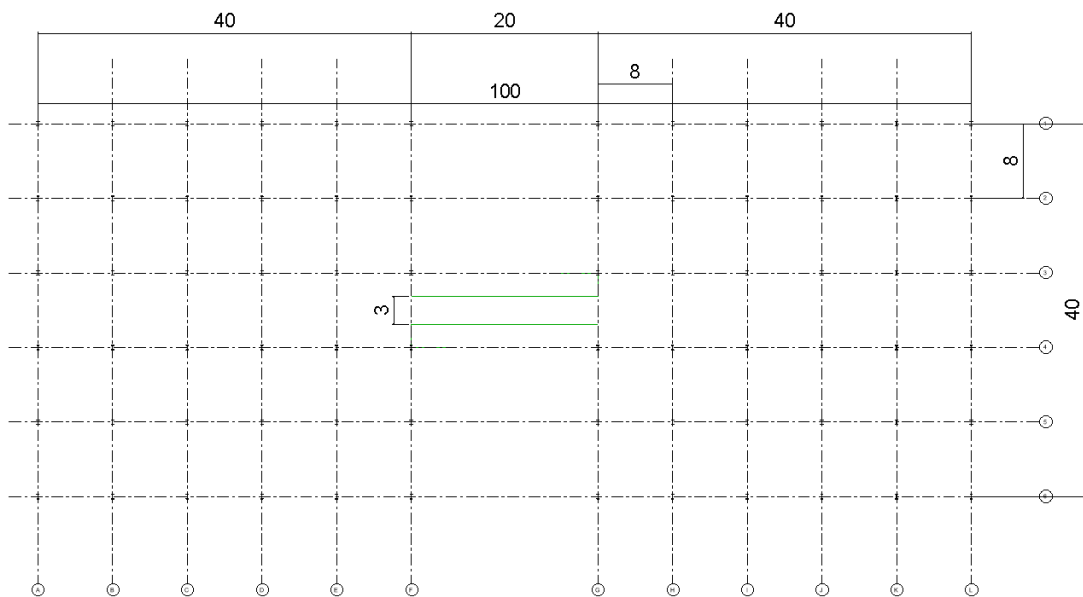
Σε αυτό το σημείο αξίζει να αναφερθεί ότι στην Βόρεια Αμερική, η κυριότητα της γέφυρας ζεύξης υπάγεται σε επιχειρήσεις μέσω μίσθωσης, την οποία πληρώνει ο ιδιοκτήτης στην τοπική αυτοδιοίκηση με την αιτιολογία ενοικίασης εναέριου χώρου. Επομένως, η γέφυρα ζεύξης δεν μπορεί να θεωρηθεί δημόσιος χώρος όπως είναι οι πεζογέφυρες. Αντίθετα στην Ασία, σε πόλεις όπως η Μπανγκόκ και το Χόνγκ Κονγκ οι γέφυρες ζεύξης οι οποίες κατασκευάζονται, ανήκουν στις τοπικές αυτοδιοικήσεις και εκτείνονται για πολλά χιλιόμετρα ενώνοντας σταθμούς τρένων με κτίρια (4).

2 Περιγραφή του κτιρίου και της γέφυρας ζεύξης

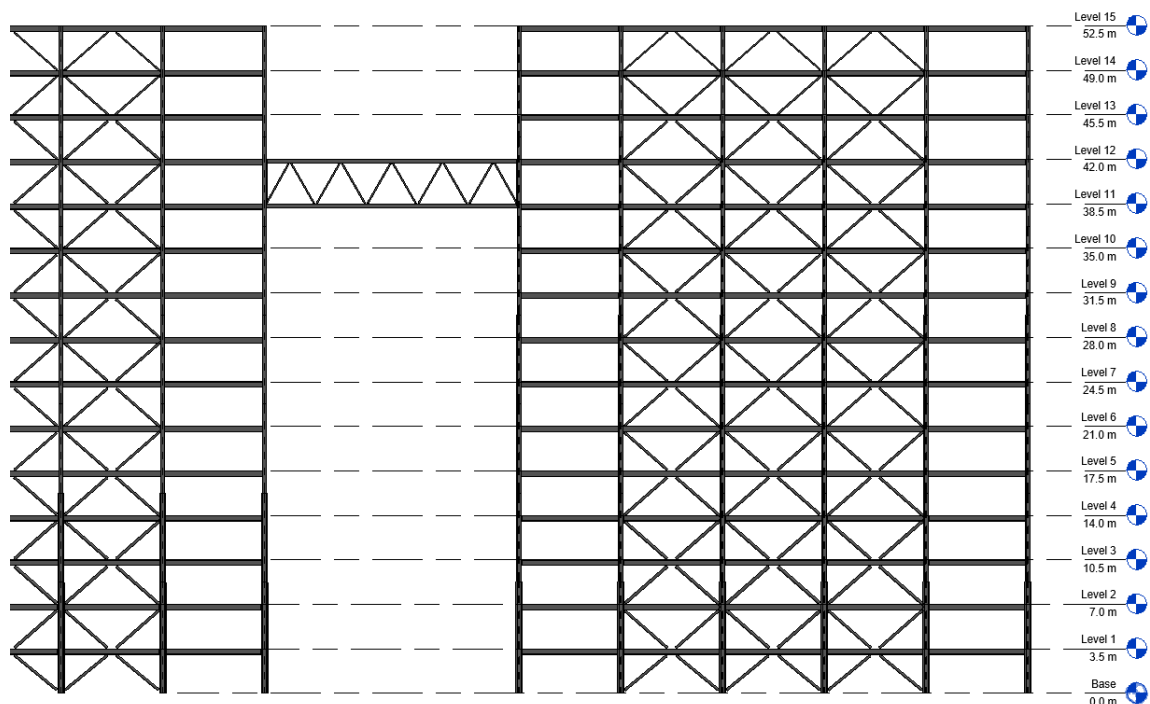
Στο κεφάλαιο αυτό θα περιγραφεί με λεπτομέρεια η γεωμετρία, τα υλικά καθώς και οι διατομές του δεκαπενταόροφου μεταλλικού κτιρίου και της γέφυρας που έχουν επιλεγεί να υλοποιηθούν.

2.1 Γεωμετρία φορέα

Το κτίριο που μελετάται αποτελείται από δεκαπενταόροφη μεταλλική κατασκευή με σύμμεικτες πλάκες και κατάλληλη άκαμπτη θεμελίωση η οποία μπορεί να παραλάβει τα φορτία της ανωδομής. Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου διαμορφώνεται από δομικό χάλυβα, τα υποστυλώματα του οποίου συνδέονται με την θεμελίωση μέσω πακτώσεων. Η κάτοψη των ορόφων έχει διαστάσεις $40\text{m} \times 40\text{m} = 1600\text{m}^2$ για το κάθε κτίριο και ύψος ορόφου 3.5m με συνολικό ύψος κτιρίου 52.5m . Στις τομές των αξόνων του καννάβου τοποθετούνται υποστυλώματα και μεταξύ αυτών των σημείων κύριες δοκοί. (Σχήμα 2.1, 2.2)

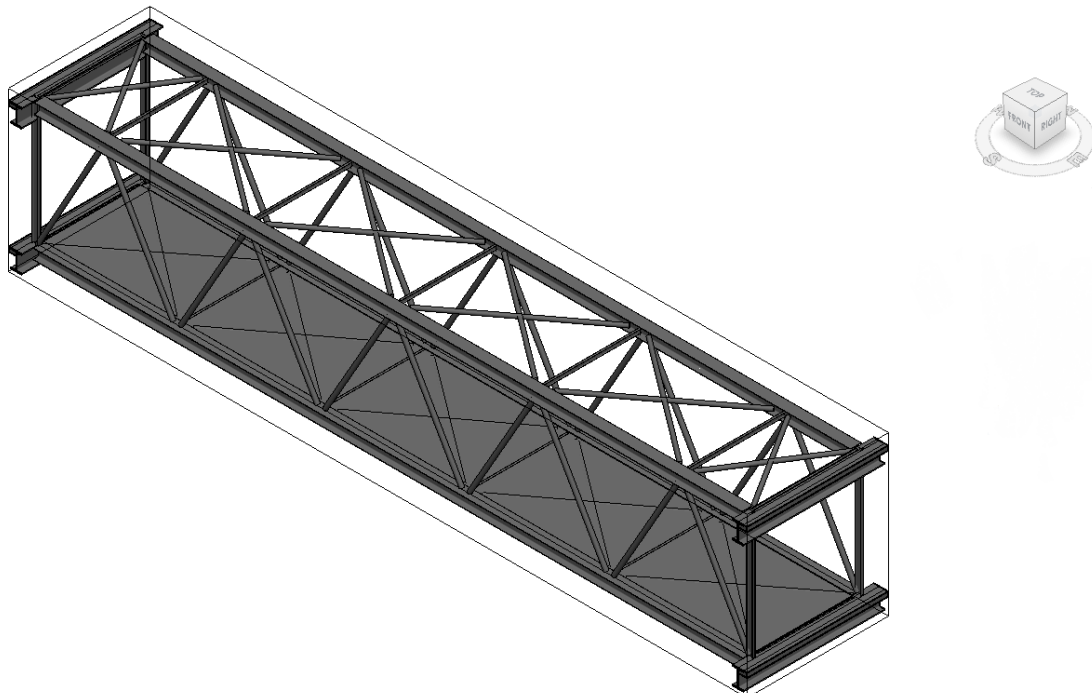


Σχήμα 2.1: Κάνναβος κτιρίου και γέφυρας

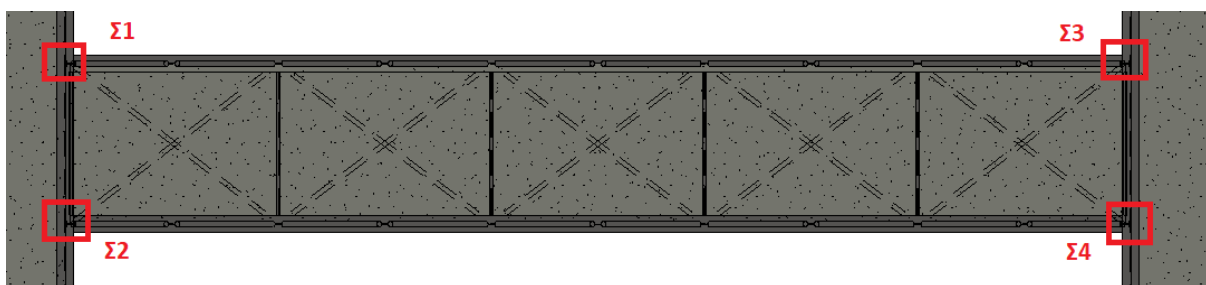


Σχήμα 2.2: Όψη μεταλλικού σκελετού κτιρίου

Υλοποιείται γέφυρα ζεύξης μεταξύ του 11^{ου} και 12^{ου} επιπέδου, με διαστάσεις γέφυρας 3m πλάτος, 20m μήκος και 3.5m ύψος, όσο δηλαδή και το ύψος ορόφου. Η βασική επιδίωξη, σύμφωνα και με άλλα υλοποιημένα έργα, είναι να δημιουργηθεί ένα δικτύωμα το οποίο θα στηρίζεται σε τέσσερις δοκούς 20m κατάλληλης διατομής. Κάθε μία από αυτές τις δοκούς θα στηρίζεται αμφιέριστα σε κυλίσσεις, οι οποίες θα έχουν κατάλληλες ελευθερώσεις. Πιο συγκεκριμένα, όπως παρουσιάζεται στην κάτωψη (Σχήμα 2.4), η πάνω αριστερή στήριξη (Σ1) θα έχει δεσμευμένες τις μετακινήσεις u_x , u_y , η πάνω δεξιά στήριξη (Σ3) θα έχει δεσμευμένη μόνο την u_y , η κάτω αριστερή στήριξη (Σ2) έχει δεσμευμένη μόνο την u_x και η κάτω δεξιά στήριξη (Σ4) έχει και u_x , u_y ελεύθερες. Τέλος, θα τοποθετηθούν οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε κάθε επίπεδο για να μπορεί η γέφυρα να παραλάβει οριζόντιες φορτίσεις του ανέμου.



Σχήμα 2.3: Γέφυρα ζεύξης 3D

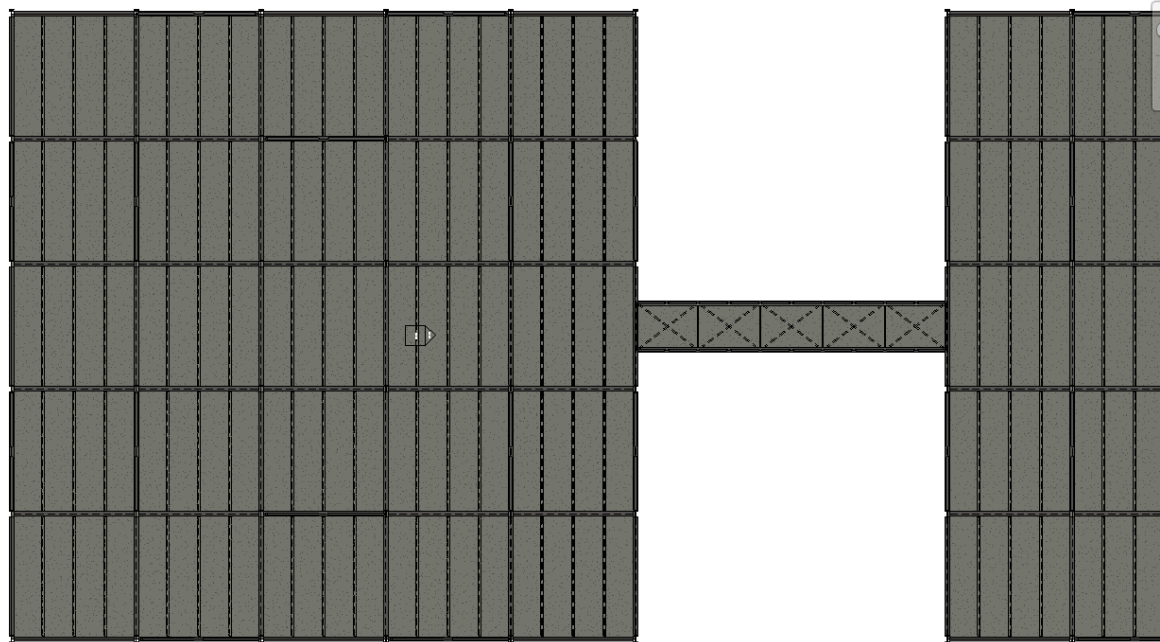


Σχήμα 2.4: Κάτοψη γέφυρα ζεύξης 3D

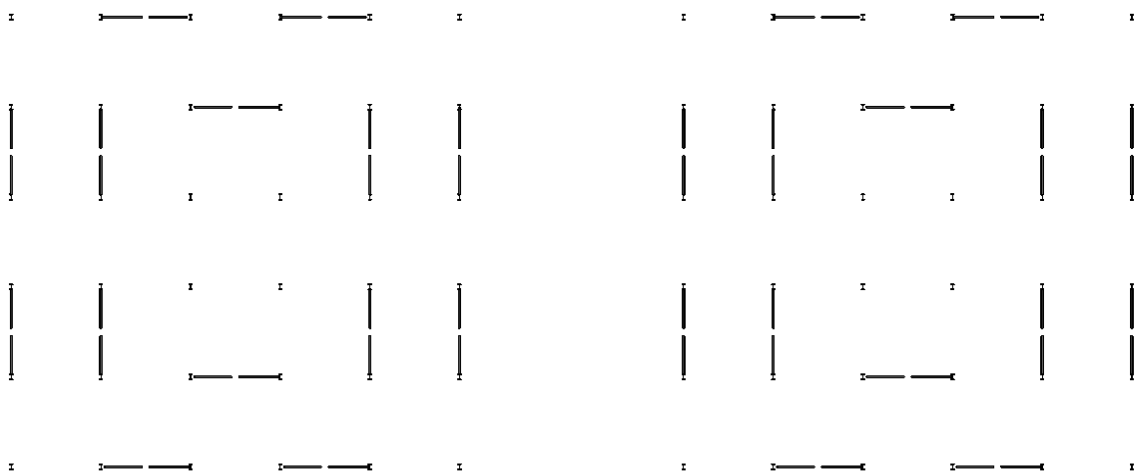
Όπως φαίνεται και από τα σχήματα 2.3 και 2.4, το κατάστρωμα αποτελείται από πλάκα με χαλυβδόφυλλο και στις γωνίες της γέφυρας τοποθετούνται ορθοστάτες, οι οποίοι

οριοθετούν την άκρη του φέροντα οργανισμού της γέφυρας. Τέλος, ο σκελετός του κτιρίου και της γέφυρας περιβάλλεται από πολυκαρβονικά φύλλα (πλεξιγκλάς), τα οποία στηρίζονται σε κάθετα και οριζόντια μεταλλικά στοιχεία και αυτά με τη σειρά τους μεταφέρουν τα φορτία στο φέροντα οργανισμό.

Όσον αφορά το κτίριο, επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, καθώς η θεώρηση πλαισιακής λειτουργίας δεν θα επαρκούσε. Έτσι θεωρήθηκαν 8 σειρές χιαστί στην κατεύθυνση Y και 6 στην X, σε κάθε κτίριο, με σκοπό να περιοριστούν σε όσο το δυνατόν μεγαλύτερο βαθμό οι μετακινήσεις. Για αυτό το λόγο έγινε η παραδοχή ότι οι συνδέσεις όλων των κυρίων δοκών και διαδοκίδων γίνονται αρθρωτά όπως και θα υλοποιηθούν αργότερα σαν συνδέσεις τέμνουσας. Επιπλέον, τα χιαστί θα θεωρηθούν μορφής Λ, παρ' όλο που έχουν γενική τυπική διαμόρφωση χιαστί συνδέσμου δυσκαμψίας, αφού συνδέονται ανά δύο ορόφους στις δοκούς, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.2. Τέλος, στο κτίριο θα χρησιμοποιηθούν εσωτερικές διαδοκίδες ανά 2m με τη διάταξη όπως στο Σχήμα 2.6, ούτως ώστε να μεταβιβαστούν τα φορτία από την πλάκα στα περιμετρικά δοκάρια.



Σχήμα 2.6: Διάταξη δοκών και διαδοκίδων



Σχήμα 2.5: Κάτοψη διάταξης κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Η πλάκα σκυροδέματος μελετήθηκε ως σύμμικτη με το χαλυβδόφυλλο όπως και όλες οι δοκοί και περάστηκε στο πρόγραμμα σαν μια ορθότροπη πλάκα, δηλαδή σαν πλάκα της οποίας ενεργοποιείται διαφορετικό πάχος για κάθε πλευρά.

2.2 Εργαλεία ανάλυσης και υλικά

Για την ανάλυση του κτιρίου θα χρησιμοποιηθεί το λογισμικό AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018 το οποίο είναι ένα αξιόπιστο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων που μπορεί να συνδυαστεί και με άλλα προϊόντα της AUTODESK, όπως τις σειρές REVIT και το INVENTOR. Ο βασικότερος λόγος που επιλέχθηκε το συγκεκριμένο πρόγραμμα είναι ότι μπορεί να αναλύσει από τον πιο απλό μέχρι τον πιο σύνθετο φορέα, επιτρέποντας έτσι στο μελετητή μηχανικό να καθορίζει πληθώρα παραγόντων.

Το πρώτο βήμα για την ανάλυση του έργου ήταν να γίνει μια προδιαστασιολόγηση των στοιχείων με χρήση του EXCEL 2010 και στη συνέχεια ακολούθησε ο σχεδιασμός του φορέα και η εξαγωγή αποτελεσμάτων. Έπειτα, έγινε βελτιστοποίηση των διατομών με τη χρήση του ROBOT 2018, εξήχθησαν τα αποτελέσματα και σχεδιάστηκαν οι συνδέσεις των διατομών με χρήση του ROBOT 2018. Παράλληλα χρησιμοποιήθηκαν προγράμματα όπως το SYMDECK designer για το σχεδιασμό και τη διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας και το EXCEL για επαλήθευση και για υπολογισμό των κανονιστικών απαιτήσεων.

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν στο έργο είναι :

- Δομικός χάλυβας S355($f_y=355\text{MPa}$ και $f_u=510\text{MPa}$) για όλα τα φέροντα στοιχεία (χιαστί, δοκοί, διαδοκίδες, υποστυλώματα και όλα τα στοιχεία της γέφυρας)
 - o Αντοχή: $f_y=355\text{ MPa}$ και $f_u=510\text{ MPa}$
 - o Παραμόρφωση: $E=210\text{ GPa}$, $G=80.8\text{ GPa}$, $\nu=0.3$
 - o Πυκνότητα: $\rho=7850\text{ kg/m}^3$ ή $\gamma=78.5\text{ kN/m}^2$
- Σκυρόδεμα με μέγιστο κόκκο αδρανών 32mm και ποιότητα C25/30
- Οπλισμός πλάκας σκυροδέματος B500C

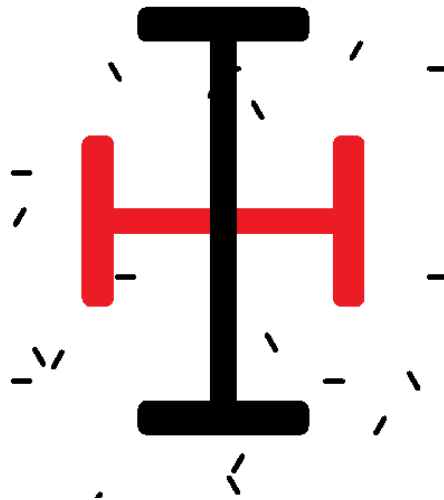
2.3 Διατομές

Ξεκινώντας από τα υποστυλώματα, στο κτίριο θα τοποθετηθούν οι διατομές του Πίνακα 2.1 για κάθε επίπεδο. Η επιλογή των σημείων αλλαγής της διατομής έγινε με βάση την βέλτιστη αξιοποίηση των αντοχών της, την ευκολότερη υλοποίηση του έργου καθώς και το ορθότερο σημείο αποκατάστασης της συνέχειας.

Πίνακας 2.1: Διατομές υποστυλωμάτων

| Στάθμη | | Μήκος (m) | Διατομή |
|--------|-------|-----------|-------------------|
| 0 | 8.75 | 8.75 | CROSS_HEB_800-500 |
| 8.75 | 15.75 | 7 | CROSS_HEB_700-400 |
| 15.75 | 22.75 | 7 | CROSS_HEB_700-300 |
| 22.75 | 29.75 | 7 | CROSS_HEB_600-300 |
| 29.75 | 36.75 | 7 | CROSS_HEB_600-300 |
| 36.75 | 43.75 | 7 | HEB 400 |
| 43.75 | 52.5 | 8.75 | HEB 320 |

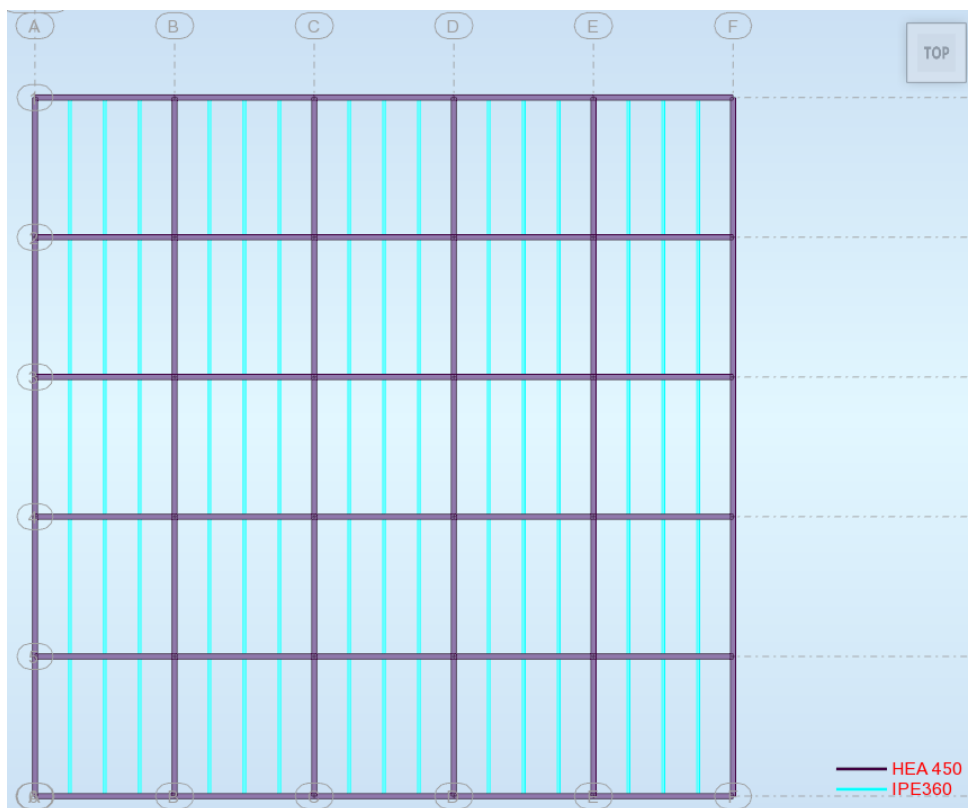
Όπου: CROSS_HEB διατομή, πρόκειται για συγκολλητή διατομή η οποία αποτελείται από μια ενιαία διατομή HEB (μεγαλύτερη διάσταση) προσανατολισμένη στην κατεύθυνση Y και δυο μισά T διατομής HEB (μικρότερη διάσταση), όπως φαίνεται στην Σχήμα (2.7).



Σχήμα 2.7: CROSS_HEB

Αυτή η διατομή επιλέχθηκε για τα υποστυλώματα επειδή καμία ελατή διατομή δεν μπορεί να παραλάβει τα αξονικά φορτία, καθώς σε αντίθεση με μια απλή διατομή HEB ίδιας διάστασης, έχει μεγαλύτερη δυσκαμψία στον ασθενή άξονα αλλά και μεγαλύτερη δυσκαμψία στον ισχυρό άξονα.

Για τις κύριες δοκούς και τις διαδοκίδες επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθούν σύμμικτες διατομές HEA 450 και IPE 360 αντίστοιχα, με την τυπική διάταξη τους να φαίνεται στην συνέχεια (2.8).

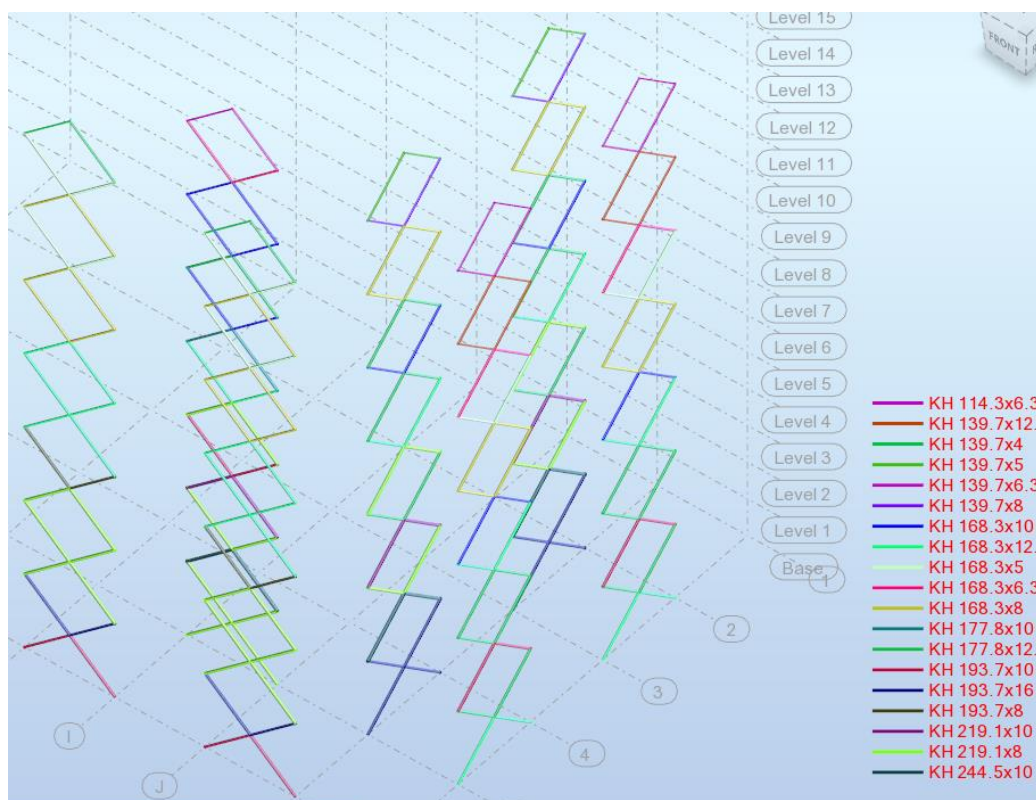


Σχήμα 2.8: Τυπική διάταξη κύριων δοκών και διαδοκίδων HEA 450 και IPE 360

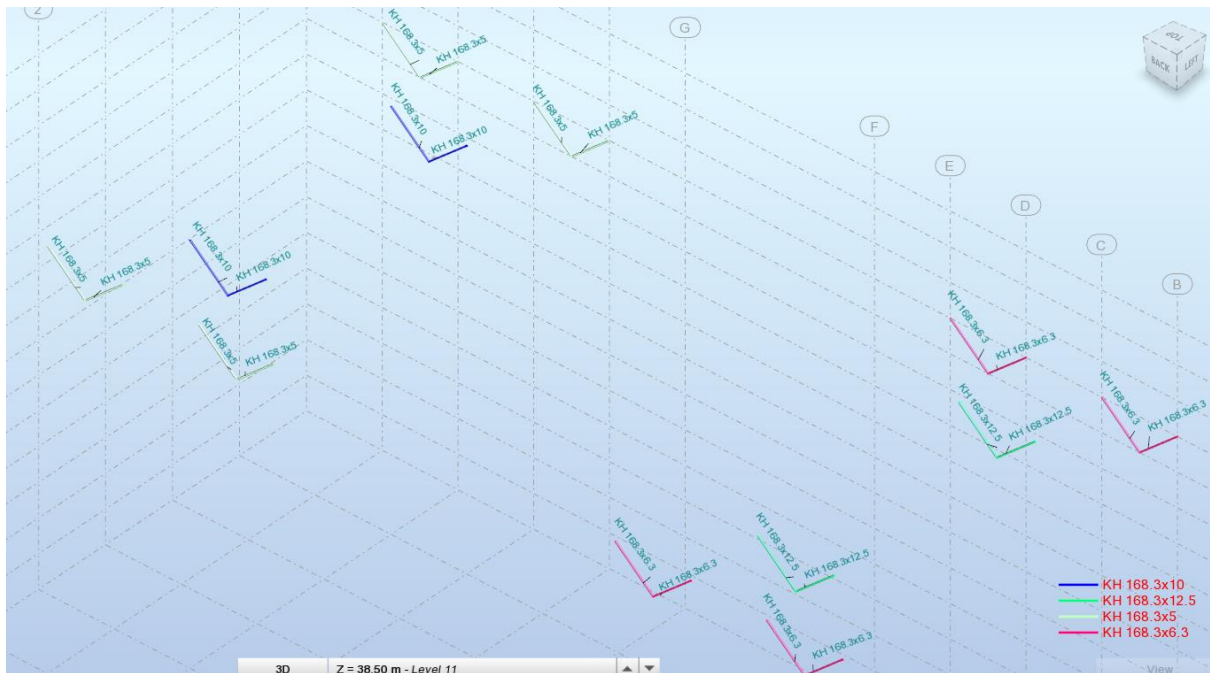
Για τους χιαστί συνδέσμους θα χρησιμοποιηθούν οι παρακάτω διατομές ανά όροφο όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.9 και στον Πίνακα 2.2:

Πίνακας 2.2: Διατομές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

| εσωτερικά Χ | | εξωτερικά Χ | | εσωτερικά Υ | | εξωτερικά Υ | |
|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|-------------|---------------|
| Επίπεδο | Διατομή | Επίπεδο | Διατομή | Επίπεδο | Διατομή | Επίπεδο | Διατομή |
| 1 | KH 219.1x8 | 1 | KH 193.7x10 | 1 | KH 193.7x16 | 1 | KH 168.3x12.5 |
| 2 | KH 219.1x8 | 2 | KH 193.7x16 | 2 | KH 193.7x16 | 2 | KH 177.8x12.5 |
| 3 | KH 244.5x10 | 3 | KH 219.1x8 | 3 | KH 244.5x10 | 3 | KH 193.7x10 |
| 4 | KH 219.1x8 | 4 | KH 219.1x8 | 4 | KH 219.1x8 | 4 | KH 177.8x12.5 |
| 5 | KH 219.1x10 | 5 | KH 219.1x8 | 5 | KH 219.1x10 | 5 | KH 177.8x12.5 |
| 6 | KH 193.7x10 | 6 | KH 193.7x8 | 6 | KH 177.8x12.5 | 6 | KH 168.3x12.5 |
| 7 | KH 219.1x8 | 7 | KH 168.3x12.5 | 7 | KH 219.1x8 | 7 | KH 168.3x10 |
| 8 | KH 168.3x12.5 | 8 | KH 168.3x12.5 | 8 | KH 168.3x12.5 | 8 | KH 168.3x8 |
| 9 | KH 177.8x10 | 9 | KH 168.3x12.5 | 9 | KH 177.8x12.5 | 9 | KH 168.3x8 |
| 10 | KH 168.3x10 | 10 | KH 168.3x8 | 10 | KH 168.3x10 | 10 | KH 168.3x5 |
| 11 | KH 177.8x12.5 | 11 | KH 168.3x8 | 11 | KH 177.8x12.5 | 11 | KH 168.3x6.3 |
| 12 | KH 168.3x10 | 12 | KH 168.3x5 | 12 | KH 168.3x8 | 12 | KH 139.7x12.5 |
| 13 | KH 168.3x10 | 13 | KH 168.3x8 | 13 | KH 168.3x8 | 13 | KH 139.7x12.5 |
| 14 | KH 168.3x6.3 | 14 | KH 168.3x5 | 14 | KH 139.7x8 | 14 | KH 139.7x6.3 |
| 15 | KH 139.7x6.3 | 15 | KH 139.7x4 | 15 | KH 139.7x5 | 15 | KH 114.3x6.3 |



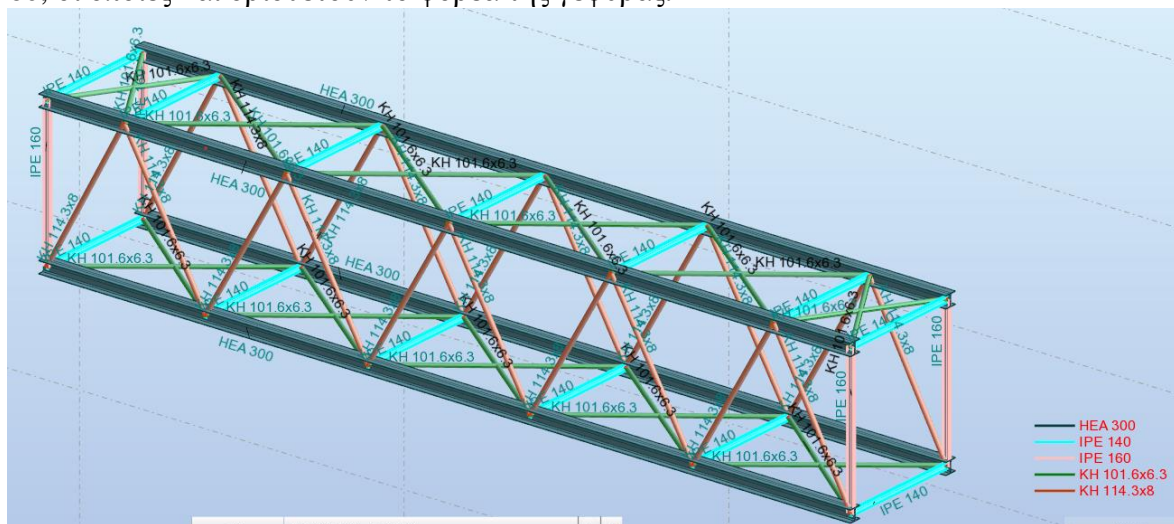
Σχήμα 2.9: Διάταξη διατομών κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας



Σχήμα 2.10: Διαφοροποίηση χιαστί 12^{ου} επιπέδου κατεύθυνσης X

Στο 12^ο επίπεδο, λόγω της πεζογέφυρας, απαιτείται διαφορετική βελτιστοποίηση διατομών για το κάθε κτίριο. Η καθοριστική βελτιστοποίηση των διατομών των χιαστί προκύπτει από την απαίτηση του Ευρωκώδικα 8 (EN1998-1), ώστε να μην διαφέρει η υπεραντοχή των χιαστί πάνω από 25% ανά κατεύθυνση, η οποία θα εξεταστεί στην συνέχεια.

Τέλος, η γέφυρα ζεύξης αποτελείται από τις διατομές που φαίνονται στο Σχήμα 2.11. Αποτελείται από 4 κύριες δοκούς HEB 300 οι οποίες στηρίζονται σε κυλίσεις και αρθρώσεις, οριζόντια χιαστί κοίλης κυκλικής διατομής KH 101.6x6.3, οριζόντιες διαδοκίδες διατομής IPE 140, κατακόρυφα μέλη δικτυώματος κοίλα κυκλικά KH 114.3x8 και 4 κατακόρυφες IPE 160, οι οποίες και οριοθετούν το φορέα της γέφυρας.



Σχήμα 2.11: Διατομές στοιχείων γέφυρας ζεύξης

3 Στατικές Φορτίσεις

3.1 Γενικά

Τα φορτία της κατασκευής ορίζονται από τον εκάστοτε μελετητή μηχανικό ανάλογα με την χρήση, την τοποθεσία και την γεωμετρία του έργου. Στην Ευρώπη, και κατά συνέπεια και στην Ελλάδα εφαρμόζεται ο Ευρωκώδικας 1 (6),(7),(8), ο οποίος ορίζει το ισχύον Ευρωπαϊκό κανονιστικό πλαίσιο για την ανάλυση και το σχεδιασμό κτιρίων και άλλων δομημάτων Πολιτικού Μηχανικού. Στο κείμενό του παρουσιάζονται οι χαρακτηριστικές τιμές για διάφορους τύπους φορτίων, οι πυκνότητες των υλικών τα οποία δύναται να χρησιμοποιηθούν σε έργα Πολιτικού Μηχανικού καθώς και η μεθοδολογία υπολογισμού των δράσεων που δύναται να πλήξουν μία κατασκευή κατά τη διάρκεια της ζωής της.

Στις ακόλουθες ενότητες παρουσιάζονται οι δράσεις οι οποίες υπολογίζονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (6),(7),(8), καταπονούν τον φορέα είτε μόνιμα είτε περιστασιακά, και χωρίζονται στις εξής:

- Ίδια βάρη(G)
- Πρόσθετα μόνιμα φορτία(G_0)
- Κινητά φορτία(Q)
- Δράσεις ανέμου(Q_w)
- Φορτία χιονιού(Q_s)

3.2 Ίδια βάρη(G)

Πρόκειται για όλες τις δράσεις οι οποίες αναμένονται να εφαρμοστούν κατά την διάρκεια ζωής της κατασκευής χωρίς μεγάλες διαφοροποιήσεις. Σε αυτήν την κατηγορία δράσεων περιλαμβάνονται όλα τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων του κτιρίου όπως είναι τα υποστυλώματα, οι δοκοί, οι τεγίδες, οι σύμμεικτες πλάκες καθώς και τα στοιχεία της γέφυρας ζεύξης.

Τα φορτία αυτά προσδιορίστηκαν απευθείας με την χρήση του προγράμματος AUTODESK ROBOT 2018. Το πρόγραμμα προσδιορίζει τα ίδια βάρη αρχικά διαβάζοντας από πίνακες την επιφάνεια του μέλους, πολλαπλασιάζοντάς το με το μήκος και στη συνέχεια με το ειδικό βάρος γ , το οποίο ορίζεται από το υλικό. Τέλος, πραγματοποιήθηκε και επαλήθευση με την χρήση του quantity survey του ROBOT, από τους πίνακες των στοιχείων του.

3.3 Πρόσθετα μόνιμα φορτία(G_0)

Ανήκει στην ίδια κατηγορία φορτίων με τα προαναφερθέντα Ίδια βάρη(G), δηλαδή φορτία που εφαρμόζονται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής και αφορούν επικαλύψεις δαπέδων, επικαλύψεις οροφών, ηλεκτρομηχανολογικούς εξοπλισμούς, μονώσεις και τα πολυκαρβονικά φύλλα. Στο συγκεκριμένο έργο, έχει εκτιμηθεί ως 2.0 kN/m^2 και εφαρμόζεται ομοιόμορφα σε όλες τις επιφάνειες του κτιρίου.

3.4 Κινητά φορτία(Q)

Πρόκειται για μια μεταβλητή δράση που προέρχεται από την χρήση του κτιρίου από τον ανθρώπινο παράγοντα και αφορά την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, και γενικότερα αγαθών και κινούμενων αντικειμένων τα οποία δεν έχουν σταθερή θέση. Οι τιμές των φορτίων αυτών ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 (6),(7),(8) ανάλογα την χρήση του εκάστοτε έργου.

Πιο συγκεκριμένα, το παρόν έργο πρόκειται να έχει μια μεικτή χρήση με βασική λειτουργία τη γραφειακή και δευτερεύουσα την εμπορική (εστιατόρια, μαγαζιά κλπ).

Επομένως γίνεται η παραδοχή ότι πρόκειται για χώρο συνάθροισης και εντάσσεται στην κατηγορία C5 με ορισμένο κινητό φορτίο 5 kN/m^2 , το οποίο περιλαμβάνει και τα ελαφρά χωρίσματα, που θεωρούνται κινητά διότι μπορεί να αλλάξει η θέση τους κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Στην οροφή τα κινητά φορτία λαμβάνονται 2 kN/m^2 .

3.5 Φορτία χιονιού(Q_s)

Μια περίπτωση φορτίου που ανήκει στις παροδικές-τυχηματικές. Οι δράσεις χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με τον EN991-1-3 (7). Αναλυτικότερα, το εθνικό προσάρτημα αναφέρει τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων με στάθμη αναφοράς την θάλασσα και οι οποίες είναι οι εξής:

- ❖ Ζώνη Α ($s_{k,0}=0.4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.
- ❖ Ζώνη Β ($s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα.
- ❖ Ζώνη Γ ($s_{k,0}=1.7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.

Επομένως, το έργο το οποίο είναι στην Αττική υπάγεται στην ζώνη Β με $s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$.

Για την εύρεση της χαρακτηριστικής τιμής s_k του φορτίου χιονιού συναρτήσει της ζώνης και του υψομέτρου Α χρησιμοποιείται η σχέση (3.1):

$$s_k = s_{k,0} * \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right) \quad (3.1)$$

Θεωρώντας, ότι το υψόμετρο της τοποθεσίας του έργου είναι $A=100\text{m}$ προκύπτει από τη σχέση (3.1) ότι $s_k=0.819 \text{ kN/m}^2$.

Το φορτίο χιονιού Q_s ασκείται κατακόρυφα στη στέγη και προσδιορίζεται από την σχέση 3.2, (λαμβάνεται υπόψη μόνο η τυχηματική κατάσταση σαν δυσμενέστερη):

$$Q_s = \mu_i * C_e * C_1 * S_{Ad} \quad (3.2)$$

όπου:

| | |
|--------------------------|---|
| μ_i | συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού, ο οποίος για μονοκλινή στέγη με $\alpha=0^\circ$ ισούται με 0.8 |
| C_e | συντελεστής έκθεσης ο οποίος για περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων λαμβάνεται ίσος με 1.0 |
| C_t | θερμικός συντελεστής ο οποίος λαμβάνεται συνήθως ίσος με 1.0 |
| $S_{Ad} = C_{esl} * s_k$ | τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για την τυχηματική κατάσταση |
| C_{esl} | συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού που ισούται με 2.0 |

Οπότε:

$$(3.2) \Rightarrow Q_s = 0.8 * 1.0 * 1.0 * 2 * 0.819 = 1.31 \text{ kN/m}^2$$

3.6 Φορτία ανέμου(Q_w)

Οι δράσεις ανέμου προκύπτουν από τις αναπτυσσόμενες πιέσεις λόγω της ανάλυσης της ροής του ανέμου. Οι φορτίσεις αυτές είναι σημαντικές για τις κατασκευές από χάλυβα και εξαρτώνται από τη γεωγραφική θέση, την τοπογραφία, τη γεωμετρία του έργου και την

διεύθυνση του ανέμου. Οι δράσεις ανέμου υπολογίζονται με βάση τον EN1991-1-4(8) όπως παρουσιάζεται στις ακόλουθες υποενότητες.

3.6.1 Βασική ταχύτητα ανέμου (v_b)

Είναι η θεμελιώδης ταχύτητα του ανέμου ($v_{b,0}$) συναρτήσει της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής μέσω των συντελεστών (c_{dir}) και (c_{season}) αντίστοιχα (σχέση 3.3):

$$v_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0} \quad (3.3)$$

με:

$$c_{dir} = 1.0, c_{season} = 1.0$$

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s} \quad \text{Θεωρώντας ότι το έργο βρίσκεται στον νομό Αττικής σε απόσταση από την ακτή μεγαλύτερη των 10km}$$

$$\text{Οπότε από (3.3)} \Rightarrow v_b = 1.0 * 1.0 * 27 = 27 \text{ m/s}$$

3.6.2 Μέση ταχύτητα ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους, την τοπογραφία και από τη βασική ταχύτητα του ανέμου v_b , και προσδιορίζεται, χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3.4):

$$v_m = c_r(z) * c_0(z) * v_b \quad (3.4)$$

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας

$c_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους, που λαμβάνεται ως 1.0

v_b βασική ταχύτητα ανέμου όπως βρίσκεται από την σχέση (3.3)

Επίσης, σύμφωνα με τον πίνακα και την θεώρηση ότι το κτίριο βρίσκεται στην κατηγορία IV ισχύει ότι: $z_0 = 1\text{m}$, $z_{0,II} = 0.05\text{m}$ και $z_{min} = 10\text{m}$

| ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ | | $z_0(\text{m})$ | $z_{min}(\text{m})$ |
|-------------------|--|-----------------|---------------------|
| 0 | Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα | 0,003 | 1 |
| I | Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια | 0,01 | 1 |
| II | Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων | 0,05 | 2 |
| III | Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (π.χ. χωριά, προάστια, μόνιμα δάση) | 0,3 | 5 |
| IV | Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m | 1,0 | 10 |

Σχήμα 3.1: Τιμές z_0, z_{min}

Ο συντελεστής k_r δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.19 * \left(\frac{1}{0.05} \right)^{0.07} = 0.234$$

Ο υπολογισμός του συντελεστή τραχύτητας γίνεται για δυο ύψη από την σχέση:

$$z=52.5\text{m} \quad c_r(52.5) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.234 * \ln\left(\frac{52.5}{1}\right) = 0.928$$

$$z=40\text{m} \quad c_r(40) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.234 * \ln\left(\frac{40}{1}\right) = 0.864$$

Τέλος, η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται για το κάθε ύψος αντίστοιχα :

$$z=52.5\text{m} \quad (3.4) \Rightarrow v_m(52.5) = 0.928 * 1.0 * 27 = 25.06 \text{ m/s}^2$$

$$z=40\text{m} \quad (3.4) \Rightarrow v_m(40) = 0.864 * 1.0 * 27 = 23.34 \text{ m/s}^2$$

3.6.3 Πίεση ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση (3.5):

$$q_p = [1 + 7 * l_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \quad (3.5)$$

Όπου:

ρ η πυκνότητα του αέρα, $\rho=1,25\text{kg/m}^3$
 $l_v(z)$ η ένταση στροβιλισμού σε ύψος z

$$l_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (3.6)$$

Με:

k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού και λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα

$$z=52.5\text{m} \quad (3.6) \Rightarrow l_v(52.5) = \frac{1.0}{1.0 * \ln\left(\frac{52.5}{1}\right)} = 0.2525$$

$$z=40\text{m} \quad (3.6) \Rightarrow l_v(40) = \frac{1.0}{1.0 * \ln\left(\frac{40}{1}\right)} = 0.2711$$

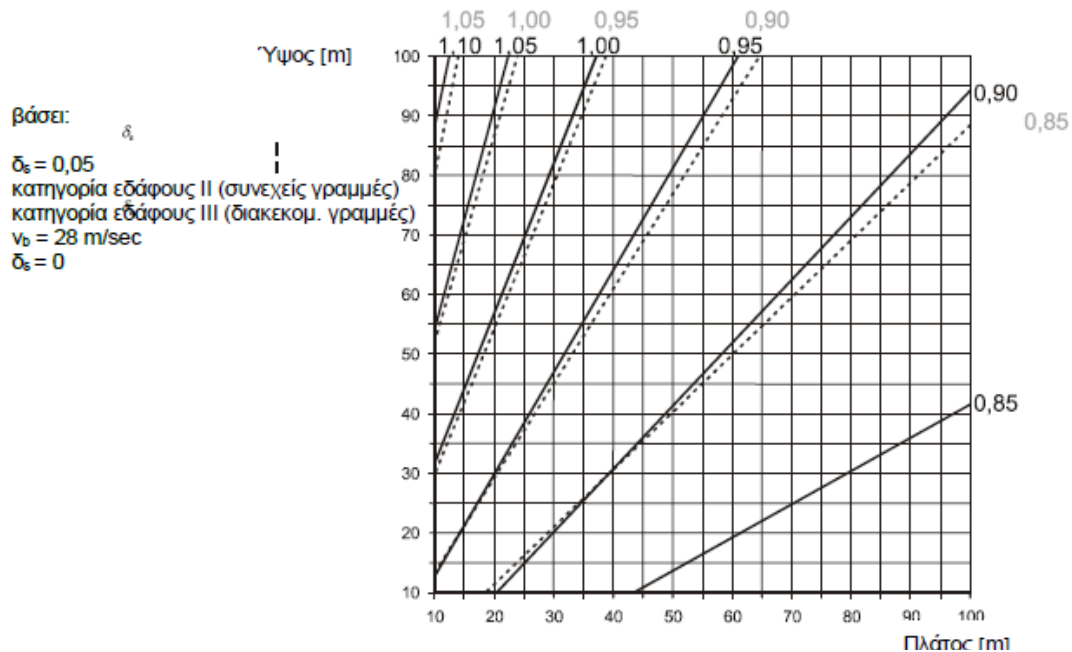
Επομένως, η πίεση αιχμής για κάθε ύψος είναι:

$$z=52.5\text{m} \quad q_p(52.5) = [1 + 7 * 0.2525] * \frac{1}{2} * 1.25 * 25.06^2 = 1.086 \text{ kN/m}^2 \quad (3.7)$$

$$z=40\text{m} \quad q_p(40) = [1 + 7 * 0.2711] * \frac{1}{2} * 1.25 * 23.34^2 = 0.9865 \text{ kN/m}^2 \quad (3.8)$$

3.6.4 Δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$

Ο συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής $c_s c_d$ θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη την επίδραση στη δράση του ανέμου της μη ταυτόχρονης ύπαρξης αιχμών πίεσης στην επιφάνεια μαζί με την επίδραση των ταλαντώσεων της κατασκευής εξ αιτίας του στροβιλισμού. Αποτελείται από δύο επιμέρους παραμέτρους, του μεγέθους c_s και της δυναμικής περιμέτρου c_d . Επειδή το ύψος του κτιρίου είναι μεγαλύτερο από 15m οι συντελεστές λαμβάνονται υπόψη από το σχήμα:



Σχήμα 3.2: Τιμές συντελεστή $c_s c_d$

Για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$, πλάτος 40m, ύψος 52.5m και κατηγορία εδάφους III προκύπτει ότι $c_s c_d = 0.94$.

3.6.5 Εξωτερικές πιέσεις ανέμου κτιρίων και γέφυρας

Λόγω της γεωμετρίας του κτιρίου, οι πιέσεις για άνεμο στην διεύθυνση X και Y είναι αντίστοιχες. Αρκεί λοιπόν ο υπολογισμός της μίας εκ των δυο. Στη συνέχεια βρίσκεται ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης, ο οποίος εξαρτάται από την επιφάνεια φόρτισης $A=40*52.5=2100\text{m}^2$.

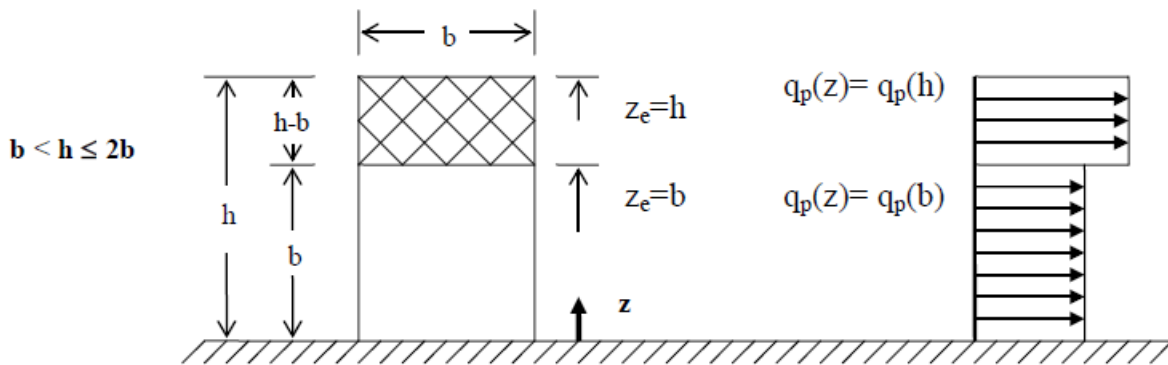
$$\text{Δηλαδή } A=2100\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \text{ άρα } c_{pe} = c_{pe,10}$$

Σε αυτό το σημείο, είναι εύκολο να βρεθούν οι εξωτερικές πιέσεις του κτιρίου. Όπως φαίνεται και στο ακόλουθο Σχήμα (3.3) το φορτίο χωρίζεται σε δυο ζώνες:

1. Από $z_e = 0\text{m}$ μέχρι $z_e = 40\text{m}$

και

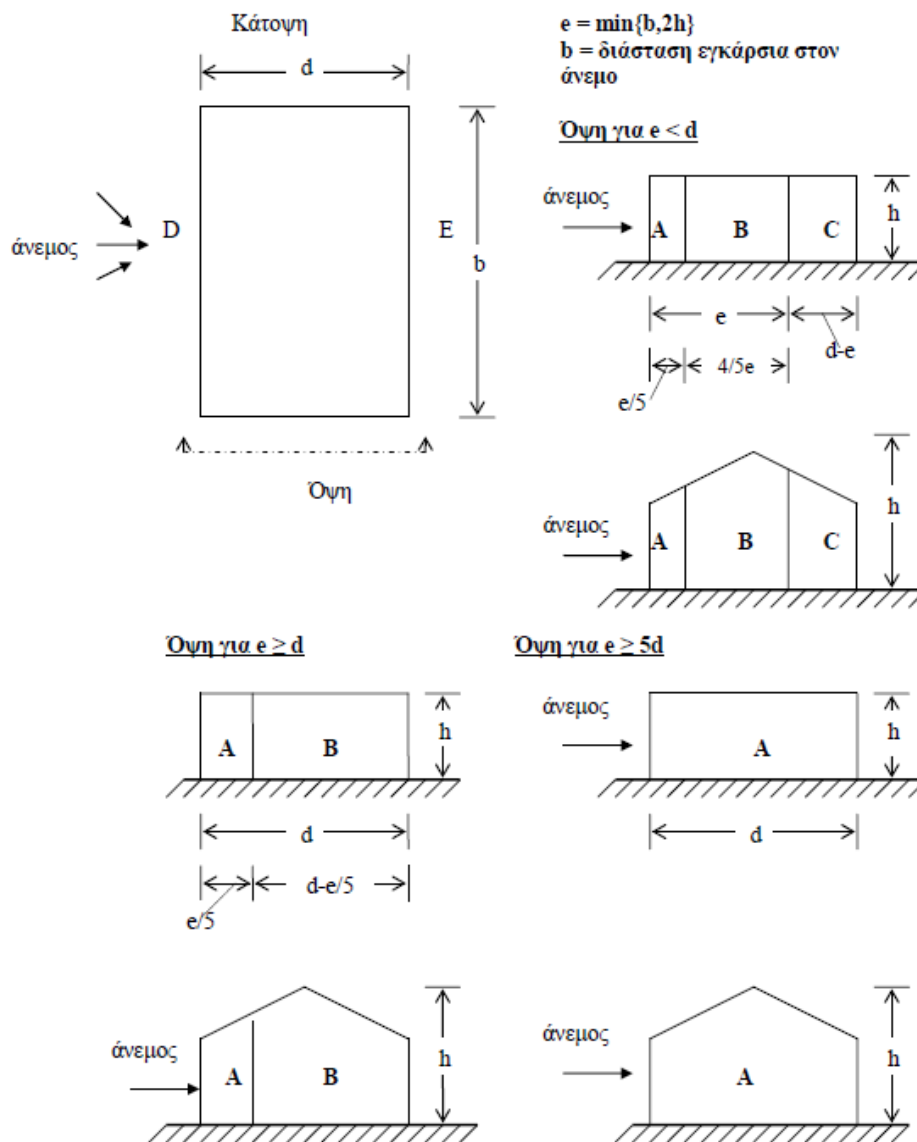
2. Από $z_e = 40\text{m}$ μέχρι $z_e = 52.5\text{m}$



Σχήμα 3.3: Φορτία ανέμου κτιρίου σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1(8)

Ακόμα, επιτάσσεται ο υπολογισμός των φορτίων ανέμου στις πλαϊνές πλευρές του κτιρίου ο οποίος θα γίνει σύμφωνα με το σχήμα 3.4.

Είναι προφανές από το σχήμα 3.4 ότι D είναι η πλευρά η οποία αναχαιτίζει τον άνεμο, E είναι η απέναντι και A,B,C οι πλευρές παράλληλες στην κατεύθυνση του ανέμου. Κάνοντας τους απαραίτητους υπολογισμούς, προκύπτει ότι $e=b=d=40\text{m}$, άρα στις παράλληλες πλευρές υπάρχουν μόνο τα A,B τμήματα (όψη για $e \geq b$).



Σχήμα 3.4: Κατευθύνσεις φορτίων ανέμου

Έχοντας αναφέρει όλες τις παραμέτρους μπορούν στη συνέχεια να υπολογιστούν τα φορτία ανέμου του κτιρίου (Q_w) από τη σχέση (3.9):

$$Q_w = q_p(z) * c_{pe,10} * c_s c_d \quad (3.9)$$

Παρουσιάζονται παρακάτω τα αποτελέσματα (Πίνακας 3.1):

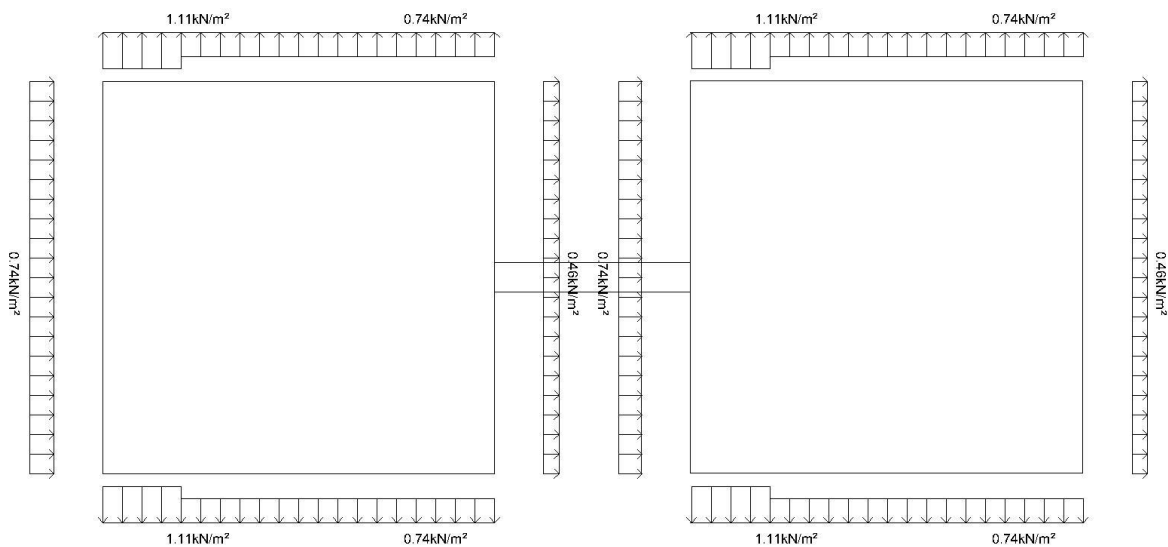
Πίνακας 3.1: Φορτία ανέμου

| $q_p(52.5)$ | 1.08614068 | h/d | 1.3125 | $q_p(40)$ | 0.98647388 | h/d | 1 |
|-------------|-------------|-----------|---------|-----------|-------------|-----------|---------|
| | $c_{pe,10}$ | $c_s c_d$ | Q_w | | $c_{pe,10}$ | $c_s c_d$ | Q_w |
| A | -1.2 | 0.94 | -1.2251 | A | -1.2 | 0.94 | -1.1127 |
| B | -0.8 | 0.94 | -0.8167 | B | -0.8 | 0.94 | -0.7418 |
| C | -0.5 | | 0 | C | -0.5 | | 0 |
| D | 0.8 | 0.94 | 0.8167 | D | 0.8 | 0.94 | 0.7418 |
| E | -0.515625 | 0.94 | -0.5264 | E | -0.5 | 0.94 | -0.4636 |

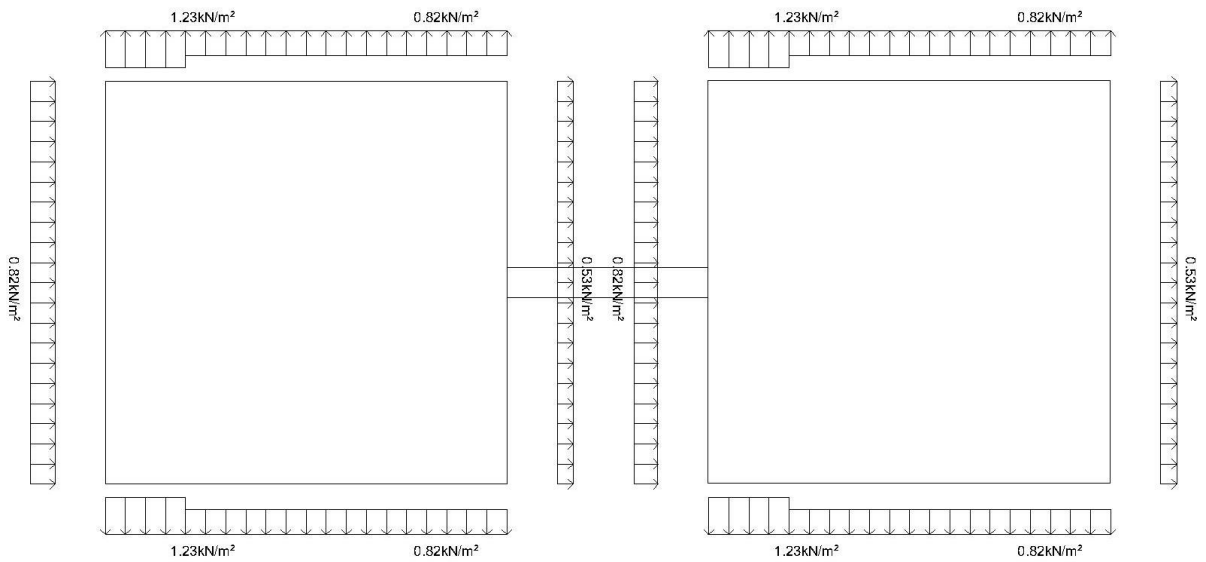
Για την εύρεση του $c_{pe,10}$ Ε χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή στις τιμές του παρακάτω πίνακα (3.2):

Πίνακας 3.2: Λόγος h/d

| h/d | A | B | C | D | E |
|-------|------|------|------|-----|------|
| 5 | -1.2 | -0.8 | -0.5 | 0.8 | -0.7 |
| 1 | -1.2 | -0.8 | -0.5 | 0.8 | -0.5 |
| 0.25 | -1.2 | -0.8 | -0.5 | 0.7 | -0.3 |

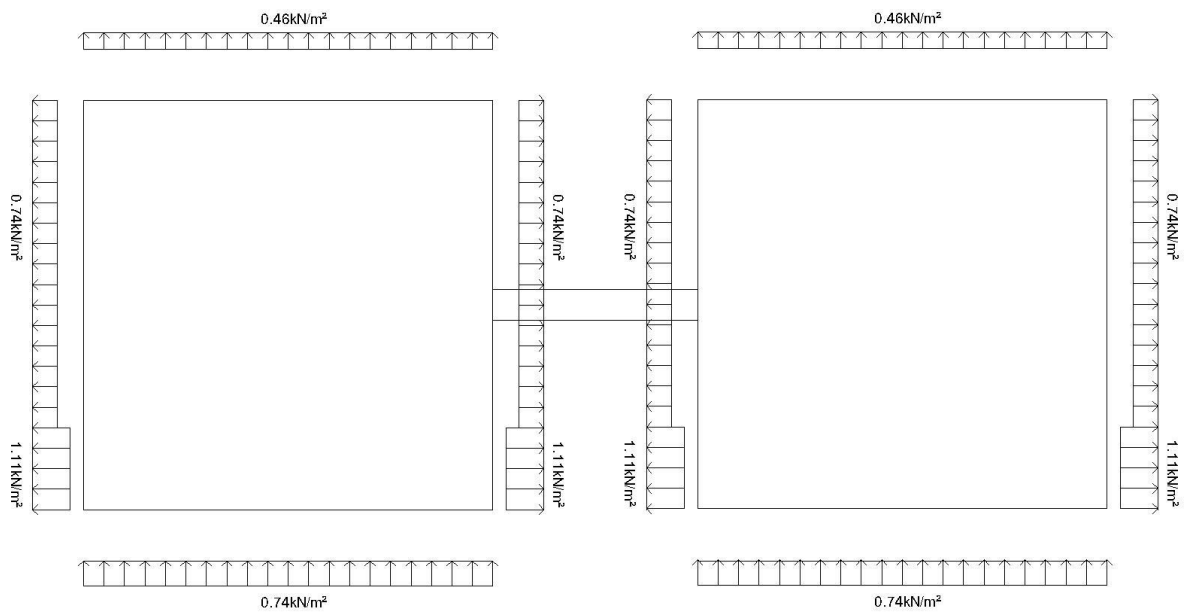


Σχήμα 3.5: Φορτία ανέμου κατεύθυνσης X για κάτω από 40m

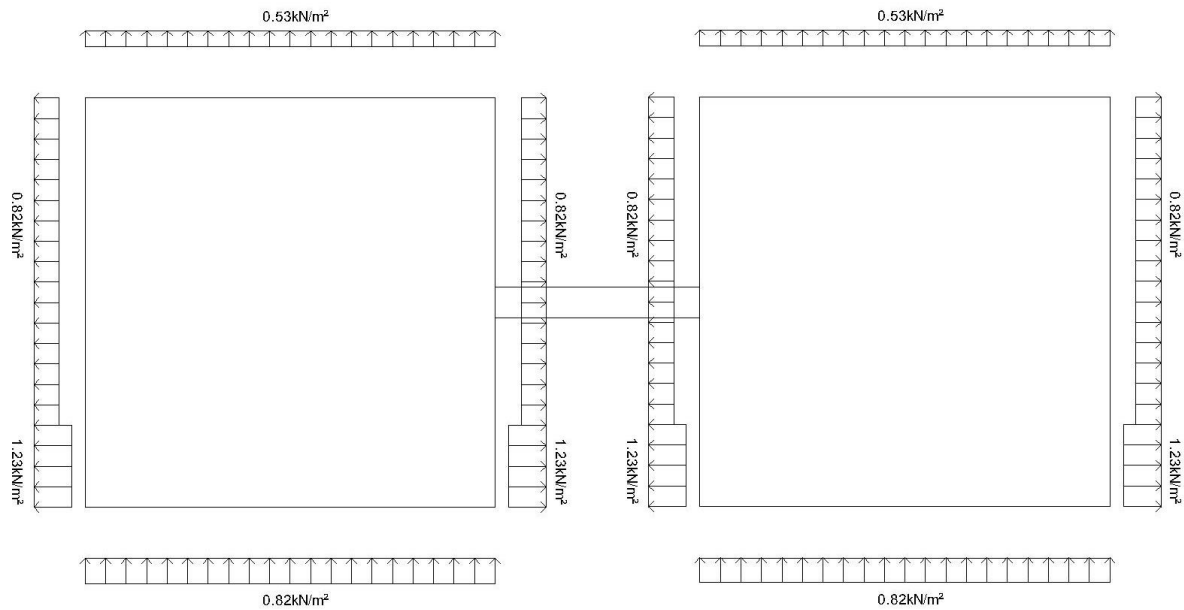


Σχήμα 3.6: Φορτία ανέμου κατεύθυνσης X για πάνω από 40m

Για άνεμο στην κατεύθυνση y:



Σχήμα 3.7: Φορτία ανέμου κατεύθυνσης Y για κάτω από 40m



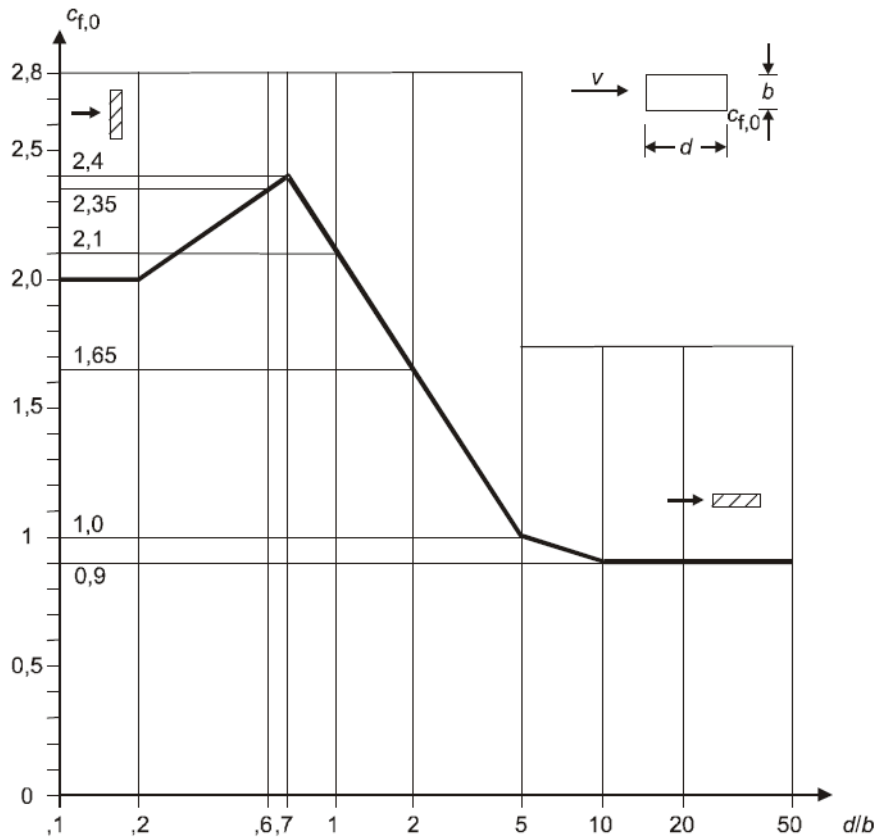
Σχήμα 3.8: Φορτία ανέμου κατεύθυνσης Y για πάνω από 40m

Για τα φορτία ανέμου της γέφυρας ζεύξεως, που βρίσκεται μεταξύ του 11^{ου} ορόφου και του 12^{ου} ορόφου, με αντίστοιχα ύψη 38.5m και 42m, θα εφαρμοστεί φορτίο ανέμου όπως και για το κτίριο, αλλά με τη δυναμική προσαύξηση (3.10) για ορθογώνιες διατομές που ορίζεται και από τον Ευρωκώδικα 1-4 (παράγραφος 7.6):

$$c_t = c_{f,0} * \psi_\tau * \psi_k \quad (3.10)$$

Όπου:

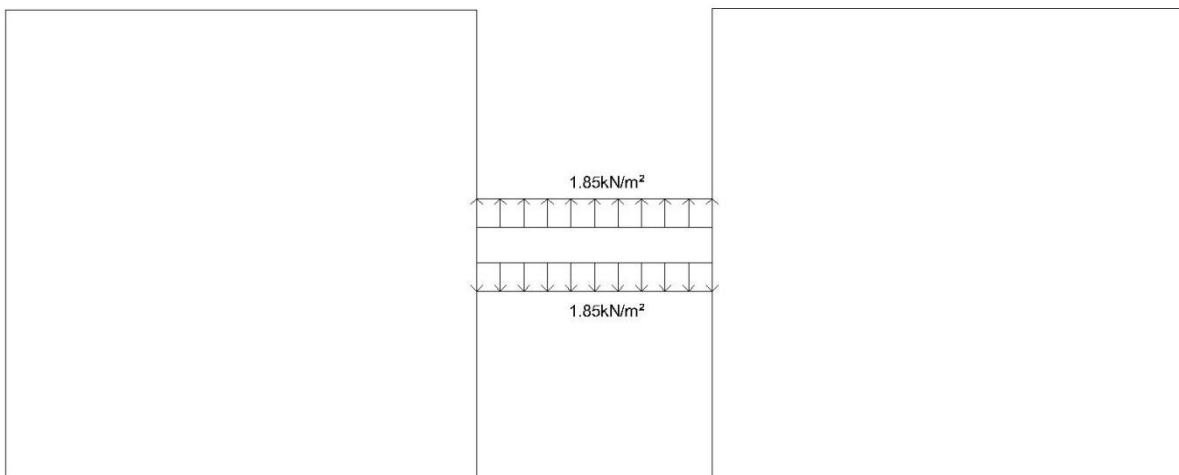
- $c_{f,0}$ είναι ο συντελεστής δύναμης ορθογώνιων διατομών με αιχμηρές γωνίες και χωρίς ροή ελευθέρων άκρων όπως δίνεται στο Σχήμα 3.9
- ψ_τ είναι ο μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες. Λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα
- ψ_k είναι ο μειωτικός συντελεστής για τετραγωνικές διατομές με στρογγυλεμένες γωνίες. Λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα



Σχήμα 3.9 Διάγραμμα συντελεστή $c_{f,0}$ από Ευρωκώδικα 1 (8)

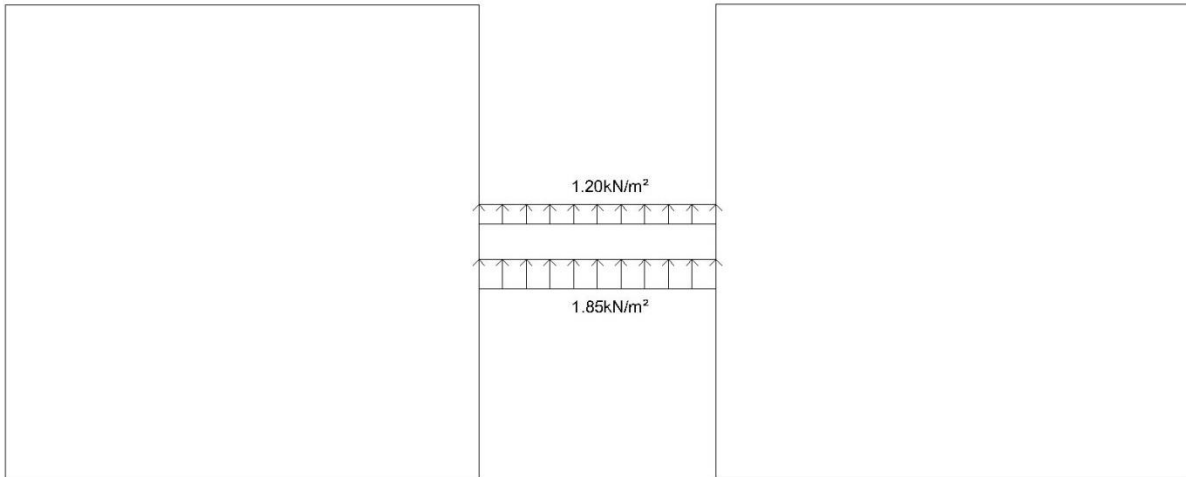
Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, για λόγο πλάτους προς ύψος $3/3.5=0.857$ προκύπτει ότι το $c_{f,0}=2.25$ και άρα οι δυνάμεις έχουν ως εξής:

- Για άνεμο κατά X θεωρείται ότι η γέφυρα καταπονείται εκατέρωθεν με φορτίο το οποίο εφελκύει κάθε πλευρά της γέφυρας με φορτίο ίσο με $2.25 \cdot 0.82 = 1.85 \text{ kN/m}^2$ όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.10:



Σχήμα 3.10: Φορτία γέφυρας για άνεμο X

- Για άνεμο κατά Y θεωρείται ότι η γέφυρα καταπονείται εκατέρωθεν με φορτίο το οποίο θλίβει τη νότια πλευρά της γέφυρας με φορτίο ίσο με $2.25 \cdot 0.82 = 1.85 \text{ kN/m}^2$ και εφελκύει τη βόρεια $2.25 \cdot 0.53 = 1.20 \text{ kN/m}^2$ όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.11:



Σχήμα 3.11 Φορτία γέφυρας για άνεμο Y

Τέλος, θα φορτιστεί και για κατακόρυφο άνεμο σύμφωνα με την παράγραφο 8.3.3 του EN-1991-1-4 (8) που αφορά την φόρτιση γέφυρας κατά τη διεύθυνση Z. Έτσι, λαμβάνοντας τον δυσμενέστερο συντελεστή δύναμης $c_{f,z} = 0.9$ και πολλαπλασιάζοντας με το φορτίο της οριζόντιας φόρτισης ανέμου για πάνω από 40m έχουμε την σχέση (3.11):

$$Q_{w,z} = c_{f,z} * Q_{w,x} = 0.9 * 0.82 = 0.74 \text{ kN/m}^2 \quad (3.11)$$

4 Σεισμικές δράσεις

4.1 Γενικά

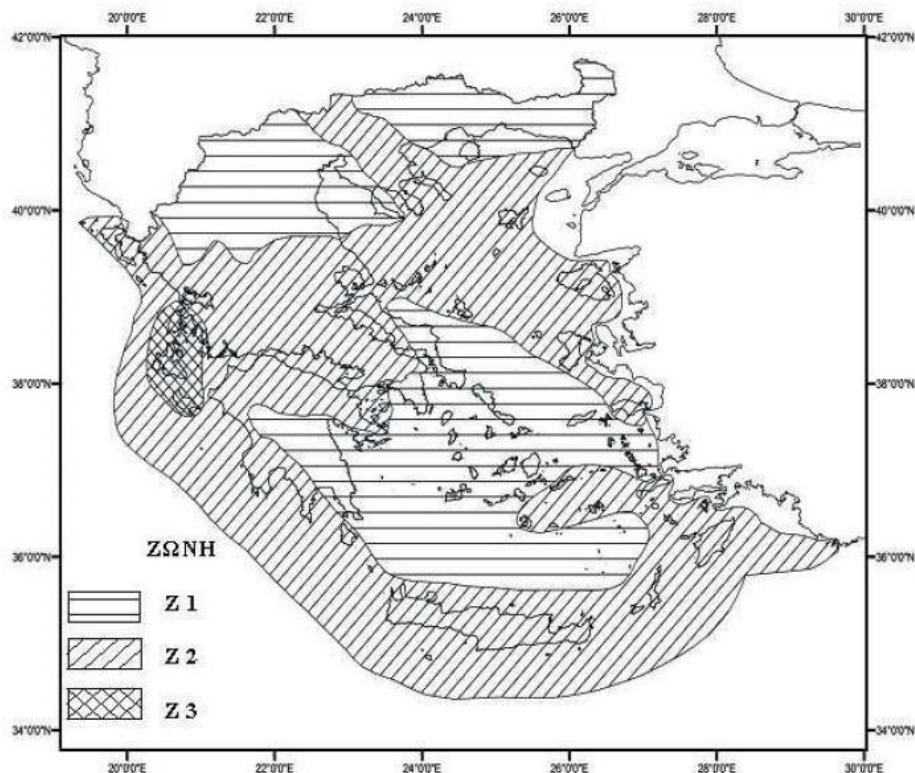
Μια από τις πιο σημαντικές καταπονήσεις ενός κτιρίου στην Ελλάδα, αν όχι η πιο σημαντική, είναι οι σεισμικές δράσεις. Οι απότομες κινήσεις του εδάφους προκαλούν εκτόπιση του κτιρίου από τη θέση ισορροπίας του και το υποβάλουν σε εξαναγκασμένη ταλάντωση. Αυτή η ταλάντωση προκαλεί αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες καταπονούν την κατασκευή. Ακόμα θεωρείται τυχηματική δράση, η οποία μάλιστα δεν συνδυάζεται με τις υπόλοιπες δράσεις.

Ειδικότερα για την αντιμετώπιση του φυσικού αυτού φαινομένου, το ευρωπαϊκό πρότυπο EC8 1998-1(11) παρέχει κριτήρια, απαιτήσεις και κανόνες σχεδιασμού, οι οποίοι σε συνδυασμό με τις πληροφορίες του εθνικού προσαρτήματος ορίζουν το κανονιστικό πλαίσιο. Βασικοί στόχοι, μέσω του σωστού σχεδιασμού, είναι να αποφευχθεί η απώλεια ανθρώπινης ζωής, ο περιορισμός των εκτενών βλαβών και η επαρκής προστασία και λειτουργικότητα των σημαντικών κτιρίων.

4.2 Παράμετροι σεισμικής μελέτης

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι παράγοντες που απαιτούνται για τον προσδιορισμό των δεδομένων που χρειάζονται για τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων. Βασικότερος όλων είναι ο συντελεστής σεισμικής επικινδυνότητας που προσδιορίζει, ανάλογα με την τοποθεσία, την επιτάχυνση με την οποία είναι πιθανό να καταπονηθεί η κατασκευή. Η Ελλάδα, σύμφωνα με τον ελληνικό κανονισμό, χωρίζεται σε 3 ζώνες όπως παρουσιάζονται και στο σχήμα 4.1. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A , η οποία σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια).

Η κατασκευή θεωρείται ότι ανήκει στη ζώνη I (περιοχή Αττικής, στην ευρύτερη περιοχή του δήμου Αμαρουσίου) οπότε $a_{gR}=0.16$ και $A=0.16g$.



Σχήμα 4.1: Σεισμικές ζώνες Ελλάδας

Ένας άλλος συντελεστής είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας (γ_i), ο οποίος εκφράζει τις κατά περίπτωση μεγαλύτερες ή μικρότερες απαιτήσεις απόκρισης της κατασκευής. Παρακάτω παρατίθεται ο πίνακας (4.1) από τον οποίο επιλέγεται:

Πίνακας 4.1: Κατηγορίες σπουδαιότητας

| Κατηγορία σπουδαιότητας | Κτίρια | γ_i |
|-------------------------|--|------------|
| I | Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ | 0.80 |
| II | Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες | 1.00 |
| III | Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ. | 1.20 |
| IV | Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ. | 1.40 |

Στην περίπτωση των κτιρίων με την γέφυρα ζεύξης θα συμπεριληφθεί στην κατηγορία III (γ_i)=1.20 λόγω της σημαντικότητας ως προς την ασφάλεια του έργου. Οπότε:

$$a_g = \gamma_i * a_{gR} = 1.20 * 0.16 * g = 1.92 \text{ m/s}^2$$

Επίσης, απαιτείται η εύρεση της κατηγορίας εδάφους, διότι θα χρειαστεί για την αποτίμηση της επιρροής των εδαφικών συνθηκών στη σεισμική φόρτιση. Σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα του EN1998-1(11) (4.2), το έδαφος που εδράζεται το κτίριο είναι κατηγορία B.

Πίνακας 4.2: Κατηγορία εδάφους και παράμετροι

| Κατηγορία Εδάφους | Περιγραφή στρωματογραφίας | Παράμετροι | | |
|-------------------|---|------------|-----------|--------|
| | | $v_{s,30}$ | N_{SPT} | c_u |
| A | Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού. | >800 | – | – |
| B | Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος | 360-800 | >50 | >250 |
| C | Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλικιών ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων. | 180-360 | 15-30 | 70-250 |

| | | | | |
|----------------|--|------|-----|-------|
| D | Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά. | <180 | <15 | <70 |
| E | Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s. | | | |
| S ₁ | Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλύων με υψηλό δείκτη πλαστικότητας (PI > 40) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό. | <100 | – | 10-20 |
| S ₂ | Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S1 | | | |

Τέλος, υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς q που επιτρέπει τη μείωση των σεισμικών δυνάμεων της κατασκευής λόγω της πλάστιμης συμπεριφοράς της. Ακόμα, εκφράζει την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά ενέργεια μέσω των κατασκευαστικών διατάξεων και του εκάστοτε σχεδιασμού του κτιρίου. Έτσι, λαμβάνεται με βάση το στατικό προσομοίωμα σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα του EN1998-1(11) (4.3):

Πίνακας 4.3: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

| Στατικό προσομοίωμα | Κατηγορία πλαστιμότητας | |
|--|-------------------------|-----|
| | ΚΠΜ | ΚΠΥ |
| α) Πλαίσια παραλαβής ροπών | 4 | 6 |
| β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα | | |
| Διαγώνιοι σύνδεσμοι | 4 | 4 |
| Σύνδεσμοι μορφής V | 2 | 2.5 |
| γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους | 4 | 6 |
| Για Χαμηλή Κατηγορία πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται $q=1,5$ χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων. | | |

Επιλέγεται κατηγορία μέσης πλαστιμότητας (ΚΠΜ) και επομένως λόγω του στατικού προσομοιώματος, το οποίο είναι ιδιαίτερο. Τα χιαστί, επειδή σταματάνε στο επίπεδο του ορόφου, θα ληφθούν σαν σύνδεσμοι μορφής V και όχι σαν διαγώνιοι σύνδεσμοι, αφού στην συγκεκριμένη διάταξη παραλαμβάνουν και στατικό φορτίο. Επομένως, ο συντελεστής συμπεριφοράς θα ληφθεί ίσος με 2 ($q=2$).

4.3 Φάσμα Σχεδιασμού

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (11), δεν απαιτείται να ληφθεί υπόψη η κατακόρυφη συνιστώσα αφού $a_g < 0.16g < 0.25g$. Στο έργο της παρούσας διπλωματικής θα ληφθούν όλες οι συνιστώσες, καθώς μπορούν να εξαχθούν ασφαλέστερα αποτελέσματα. Επίσης, το φάσμα

σχεδιασμού είναι τύπου I καθώς η Ελλάδα είναι μια ιδιαίτερα σεισμογενής περιοχή. Πιο συγκεκριμένα χαρακτηριστικά του φάσματος σχεδιασμού δίνονται από τον παρακάτω πίνακα (4.4):

Πίνακας 4.4: Φάσμα σχεδιασμού συναρτήσει της κατηγορίας εδάφους

| Εδαφικός Τύπος | S | T _B (s) | T _C (s) | T _D (s) |
|----------------|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| A | 1.0 | 0.15 | 0.4 | 2.0 |
| B | 1.2 | 0.15 | 0.5 | 2.0 |
| C | 1.15 | 0.2 | 0.6 | 2.0 |
| D | 1.35 | 0.2 | 0.8 | 2.0 |
| E | 1.4 | 0.15 | 0.5 | 2.0 |

Ακόμα, για τις οριζόντιες του σεισμού, το ανελαστικό φάσμα δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις (4.1),(4.2),(4.3),(4.4):

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} \quad (4.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta * \alpha_g \quad (4.3)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g * S * \frac{2.5}{q} * \left[\frac{T_C * T_D}{T} \right] \geq \beta * \alpha_g \quad (4.4)$$

- $S_d(T)$: είναι το φάσμα σχεδιασμού
 q : είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς ($q=2$)
 β : είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού ($\beta=0.2$)
 T : είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
 α_g : είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας B ($\alpha_g=1.92 \text{ m/s}^2$)
 T_B : είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_C : είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_D : είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
 S : είναι ο συντελεστής εδάφους

5 Συνδυασμοί φορτίων

5.1 Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό θα αναφερθούν οι σημαντικότερες καταπονήσεις που επιβαρύνουν έναν φορέα με γνώμονα την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την διαχρονική αντοχή της κατασκευής σύμφωνα με τις δράσεις του Ευρωκώδικα 1 (11). Σκοπός του σχεδιασμού αυτού είναι να ορισθούν οι πιο πιθανές συνδυαστικές εντάσεις που θα καταπονήσουν τα κτίρια και τη γέφυρα ζεύξης σε βάθος χρόνου με γνώμονα το κριτήριο της αστοχίας και της λειτουργικότητας.

Η διαδικασία με την οποία θα γίνει η ανάλυση έχει ως πρώτο βήμα τον προσδιορισμό των πιθανών καταπονήσεων, την ανάλυση του στατικού συστήματος και τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων συνδυασμών των φορτίσεων που έχουν προσδιοριστεί. Στα προηγούμενα κεφάλαια αναφέρθηκαν τα φορτία και έγιναν παραδοχές για το στατικό σύστημα. Έτσι σε αυτό το κεφάλαιο ακολουθεί η παρουσίαση των συνδυασμών των δράσεων, όπως καθορίζει ο Ευρωκώδικας 1- Μέρος 1 (11).

5.2 Παρουσίαση συνδυασμών φορτίων

Προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι απαραίτητοι έλεγχοι, θα υποθεθεί ότι ο φορέας είναι στη μέγιστη πιθανή καταπόνηση, πολλαπλασιασμένος με συντελεστές προσαύξησης και θα γίνει έλεγχος με την απομειωμένη αντοχή του. Η παραπάνω περιγραφόμενη διαδικασία ονομάζεται έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ) και γίνεται για να επιβεβαιωθεί ότι η κατασκευή, ακόμα και στην πιο ακραία περίπτωση όπου το υλικό έχει χάσει την αντοχή του, μπορεί να παραλάβει όχι μόνο μια συνήθη φόρτιση αλλά την δυσμενέστερη με την οποία είναι πιθανό να καταπονηθεί.

Μια άλλη παράμετρος, που είναι εξίσου σημαντική, είναι ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ). Πρόκειται για τον έλεγχο του βέλους κάμψης υπό συχνά φορτία με καθοριστικό γνώμονα την ψυχολογία του χρήστη. Στις επόμενες υποενότητες παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία εύρεσης των συνδυασμών της οριακής κατάστασης αστοχίας και λειτουργικότητας.

5.2.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας διακρίνονται τρεις περιπτώσεις συνδυασμών ανάλογα με την συχνότητα και την διάρκεια καταπόνησης των φορτίων, όπως παρουσιάζεται στη συνέχεια:

- 1) Σε καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} Q_{k,i} + \sum_{i > 1} \gamma_{\psi,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.1)$$

- 2) Σε τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.2)$$

- 3) Σε καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ED} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.3)$$

Με τα σύμβολα στους συνδυασμούς να είναι:

| | |
|------------------------------------|---|
| $G_{k,j}$ | χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων |
| $Q_{k,1}$ | χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης |
| $Q_{k,i}$ | χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν |
| P | χαρακτηριστική τιμή της προέντασης |
| A_d | τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης |
| A_{ED} | τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης |
| $\gamma_{G,j}$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j |
| $\gamma_{Q,i}$ | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i |
| γ_P | επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση |
| $\psi_{0,i}/\psi_{1,i}/\psi_{2,i}$ | συντελεστές σχεδιασμού των μεταβλητών δράσεων |

Οι συντελεστές ασφαλείας γ αφορούν την προσαύξηση του φορτίου, για να διορθωθούν τυχόν αποκλίσεις που προέκυψαν επειδή παραλείφθηκε άσκοπα μια δυσμενέστερη φόρτιση. Έτσι διακρίνονται δυο καταστάσεις, δυσμένειας ή ευμένειας ενός φορτίου στην συνολική καταπόνηση του φορέα με τις τιμές του συντελεστή να παρουσιάζονται παρακάτω:

Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

- Για μόνιμες δράσεις:
 $\gamma_{G,j,\delta\nu\sigma} = 1.35$
 $\gamma_{G,j,\epsilon\nu\mu} = 1.00$
- Για μεταβλητές δράσεις:
 $\gamma_{Q,i,\delta\nu\sigma} = 1.50$
 $\gamma_{Q,i,\epsilon\nu\mu} = 1.00$

Τυχηματικές καταστάσεις (σεισμός): $\gamma_{\tau\nu\chi} = 1.00$

Για να προσδιοριστούν οι συνδυασμοί των φορτίων απαιτούνται και οι συντελεστές ψ , οι οποίοι εκφράζουν την πιθανότητα να συνυπάρχουν ταυτόχρονα οι μεταβλητές φορτίσεις. Οι τιμές λαμβάνονται από τον πίνακα του ευρωκώδικα που παρατίθεται στην συνέχεια (5.1).

Στο έργο ισχύουν τα παρακάτω:

- Για κινητά φορτία κατηγορίας C : $\psi_0=0.7, \psi_1=0.7, \psi_2=0.6$
- Για φορτία χιονιού: $\psi_0=0.5, \psi_1=0.2, \psi_2=0$
- Για φορτία ανέμου: $\psi_0=0.6, \psi_1=0.2, \psi_2=0$

Πίνακας 5.1: Πίνακας συντελεστών ψ

| | | | |
|--|------|------|------|
| Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1) | | | |
| Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Κατηγορία B: χώροι γραφείων | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$ | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$ | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Κατηγορία H: στέγες | 0 | 0 | 0 |
| Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)* | | | |
| Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$ | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$ | 0,50 | 0,20 | 0 |
| Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4) | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5) | 0,6 | 0,5 | 0 |

Έχοντας τώρα όλα στοιχεία, μπορούν να υπολογιστούν οι συνδυασμοί των δράσεων όπως παρουσιάζονται στον πίνακα 5.2:

Πίνακας 5.2: Συνδυασμοί φορτίσεων οριακής κατάστασης αστοχίας

| Συνδυασμοί φορτίων κτιρίου σε Ο.Κ.Α. (όλα για διαρκείας ή παροδικές καταστάσεις) | | | | | | | |
|--|--------|--------|----------|----------|-------|-----------|-----------|
| Αριθμός | Μόνιμα | Κινητά | Άνεμος X | Άνεμος Y | Χιόνι | Σεισμός X | Σεισμός Y |
| 1 | 1.35 | 1.5 | | | | | |
| 2 | 1.35 | 1.5 | 0.9 | | 0.75 | | |
| 3 | 1.35 | 1.5 | | 0.9 | 0.75 | | |
| 4 | 1.35 | 1.5 | 0.9 | | | | |
| 5 | 1.35 | 1.5 | | 0.9 | | | |
| 6 | 1.35 | 1.5 | | | 0.75 | | |
| 7 | 1.35 | 1.05 | 1.5 | | 0.75 | | |
| 8 | 1.35 | 1.05 | | 1.5 | 0.75 | | |
| 9 | 1.35 | 1.05 | 0.9 | | 1.5 | | |
| 10 | 1.35 | 1.05 | | 0.9 | 1.5 | | |
| 11 | 1.35 | 1.05 | 1.5 | | | | |
| 12 | 1.35 | 1.05 | | 1.5 | | | |
| 13 | 1.35 | 1.05 | | | 1.5 | | |
| 14 | 1 | 0.3 | | | | 1 | 0.3 |
| 15 | 1 | 0.3 | | | | 0.3 | 1 |

Τέλος, ελέγχεται η γέφυρα με την υποπίεση και τα μόνιμα φορτία, για να βρεθεί αν υπάρχει αντιστροφή των φορτίων:

Πίνακας 5.3: Συνδυασμός υποπίεσης

| Αριθμός | Μόνιμα | Κινητά | Αναρρόφηση | Άνεμος οριζόντιος | Χιόνι | Σεισμός |
|---------|--------|--------|------------|-------------------|-------|---------|
| 16 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 |

5.2.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας διακρίνονται τρεις περιπτώσεις συνδυασμών αντίστοιχων όπως και στην οριακή κατάσταση αστοχίας:

1) Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.4)$$

2) Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.5)$$

3) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.6)$$

Υπολογίζοντας τους χαρακτηριστικούς συνδυασμούς παρατίθενται παρακάτω οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας 5.4:

Πίνακας 5.4: Συνδυασμοί φορτίσεων οριακής κατάστασης λειτουργικότητας

| Συνδυασμοί φορτίων κτιρίου σε Ο.Κ.Λ. | | | | | |
|--------------------------------------|--------|--------|----------|----------|-------|
| Αριθμός | Μόνιμα | Κινητά | Άνεμος Χ | Άνεμος Υ | Χιόνι |
| 1 | 1 | 1 | | | |
| 2 | 1 | 1 | 0.6 | | 0.5 |
| 3 | 1 | 1 | | 0.6 | 0.5 |
| 4 | 1 | 1 | 0.6 | | |
| 5 | 1 | 1 | | 0.6 | |
| 6 | 1 | 1 | | | 0.5 |
| 7 | 1 | 0.7 | 1 | | 0.5 |
| 8 | 1 | 0.7 | | 1 | 0.5 |
| 9 | 1 | 0.7 | 0.6 | | 1 |
| 10 | 1 | 0.7 | | 0.6 | 1 |
| 11 | 1 | 0.7 | 1 | | |
| 12 | 1 | 0.7 | | 1 | |
| 13 | 1 | 0.7 | | | 1 |

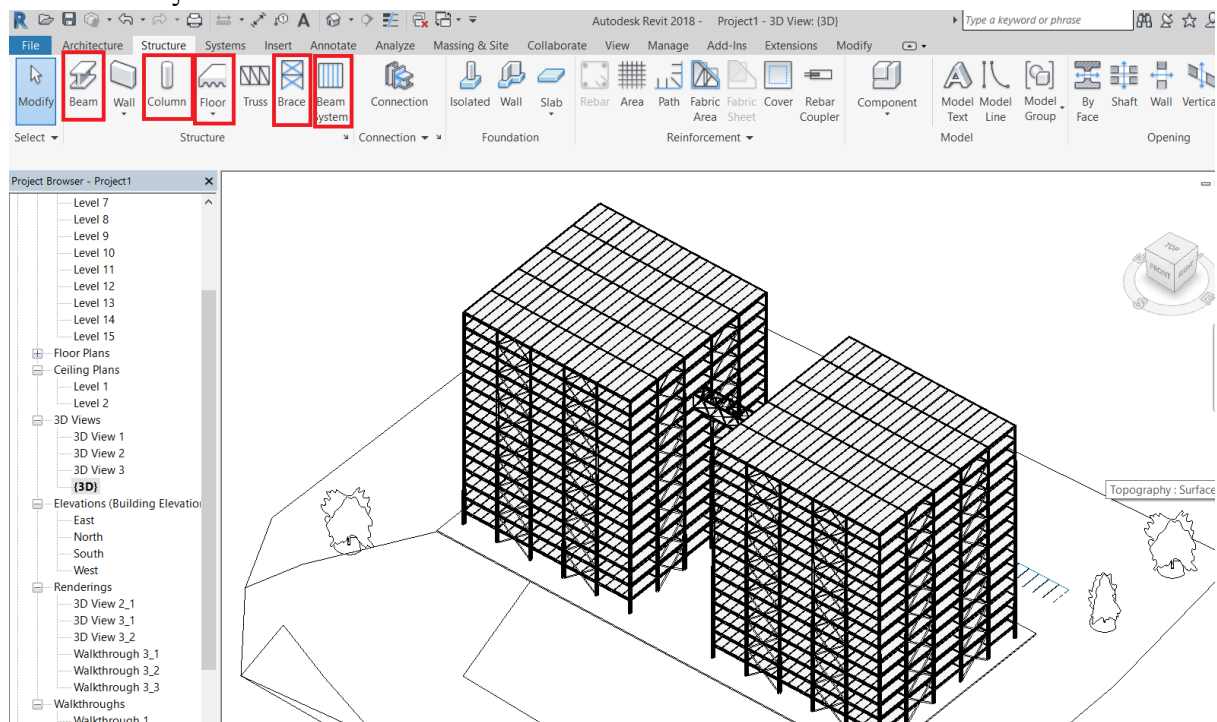
6 Εισαγωγή φορέα στο πρόγραμμα

6.1 Βήματα ανάλυσης φορέα κτιρίου και γέφυρας ζεύξης

6.1.1 Σχεδιασμός φορέα

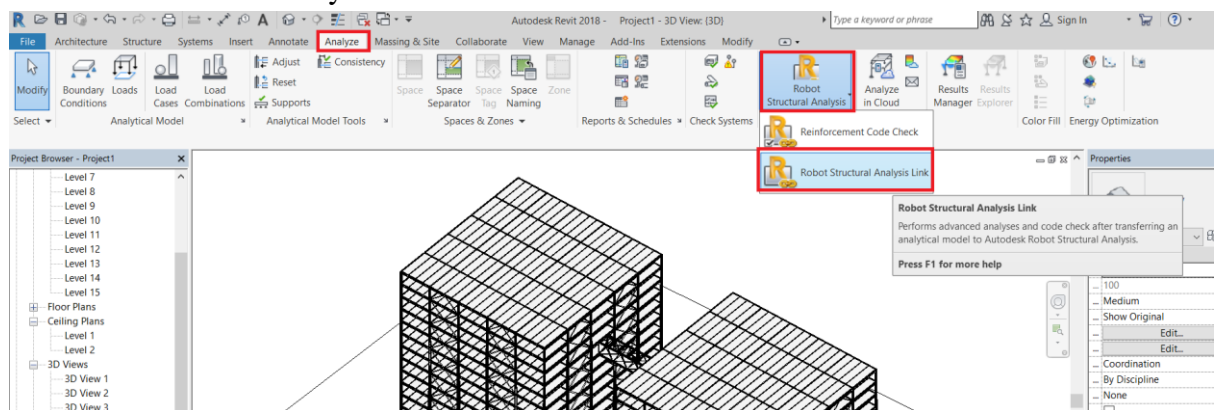
Σε αυτό το στάδιο σχεδιάζεται ολόκληρος ο φορέας με την βοήθεια του προγράμματος REVIT 2018, λόγω του ότι προσφέρει μεγαλύτερη ευκολία για το μελετητή μηχανικό στο να σχεδιαστεί ο φορέας πιο γρήγορα και με μεγαλύτερη ακρίβεια. Επίσης, από αυτό το βήμα καθορίζονται οι ελευθερώσεις των στοιχείων.

Καταρχήν εισάγονται τα επίπεδα, ορίζεται ο κάρναβος και εισάγονται τα στοιχεία ανά όροφο, καθορίζοντας παράλληλα και τις ελευθερώσεις τους (6.1). Τα μέλη που θα εισαχθούν είναι τα υποστυλώματα, οι δοκοί, τα πατώματα των επιπέδων, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι διαδοκίδες.



Σχήμα 6.1: Εισαγωγή στοιχείων στο REVIT 2018

Στη συνέχεια θα περαστούν τα στοιχεία αυτόματα από το REVIT 2018 στο ROBOT 2018 για να εισαχθούν τα φορτία και να πραγματοποιηθεί η ανάλυση της κατασκευής όπως φαίνεται στη συνέχεια (Σχήμα 6.2) μέσω του menu ⇒ Analyze ⇒ Robot Structural Analysis ⇒ Robot Structural Analysis Link.

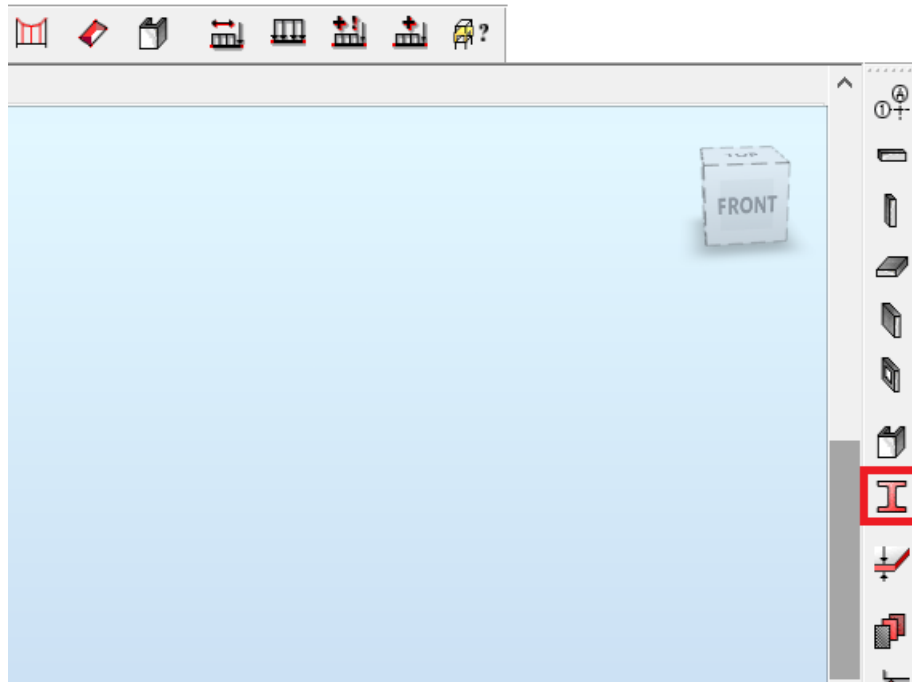


Σχήμα 6.2: Μεταφορά έργου από το REVIT στο ROBOT

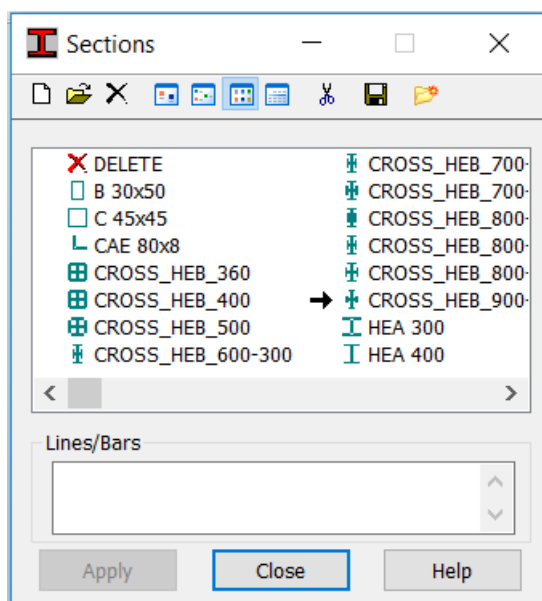
6.1.2 Σχεδιασμός διατομών

Για κάθε στοιχείο, θα χρησιμοποιηθεί ένα συγκεκριμένο εύρος διατομών, οι οποίες αργότερα θα βελτιστοποιηθούν ανάλογα με τις εντάσεις που δέχονται. Για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας επιλέγονται κοίλες κυκλικές διατομές τύπου ΚΗ. Για τα υποστυλώματα επιλέγονται σταυρωτές ΗΕΒ ή ΗΕΒ απλές. Για τους δοκούς επιλέγονται ΗΕΑ και για τις διαδοκίδες ΙΡΕ.

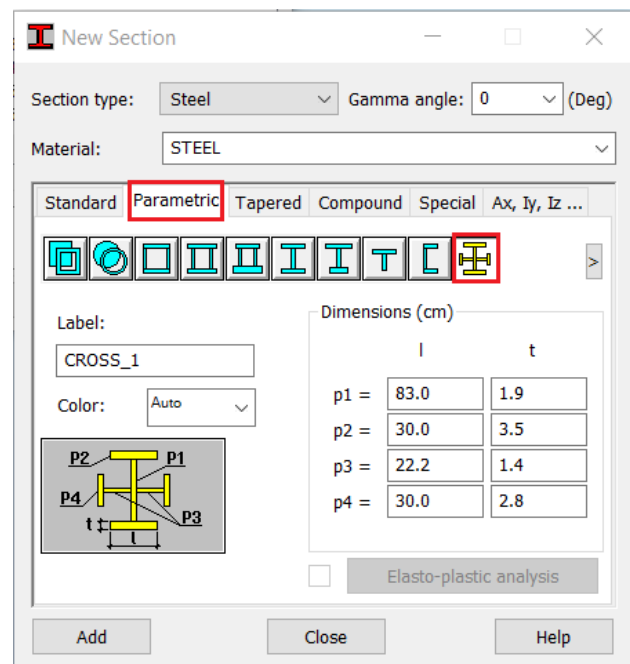
Για να οριστούν οι παραπάνω διατομές στο ROBOT χρειάζεται να επιλεγθεί το εικονίδιο Bar Sections που βρίσκεται στην δεξιά γραμμή εργαλείων όπως φαίνεται και στο Σχήμα (6.3). Στη συνέχεια παρατίθενται τα σχήματα και ο τρόπος με τον οποίο ορίζονται στο πρόγραμμα:



Σχήμα 6.3: Εικονίδιο Bar Sections

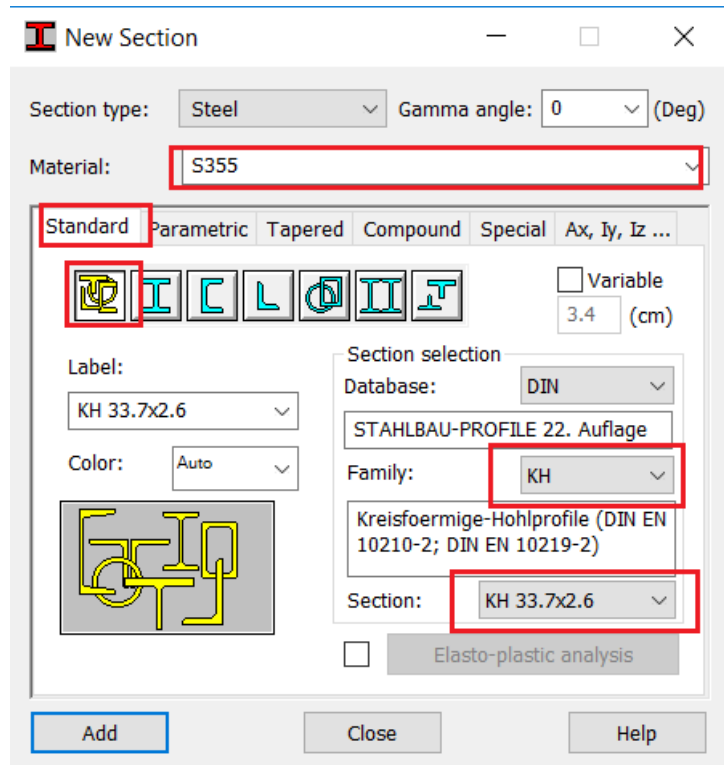


Σχήμα 6.4: Παράθυρο Sections



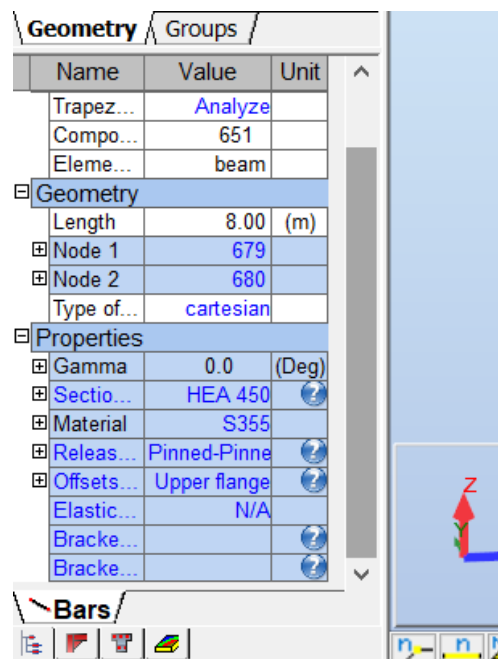
Σχήμα 6.5: Εισαγωγή διατομής σταυρού

Στο σχήμα (6.4) φαίνεται το μενού από το οποίο αν επιλεγθεί το New section ανοίγει το μενού στο σχήμα (6.5), από το οποίο ορίζονται οι διαστάσεις της σταυροειδούς διατομής HEB (CROSS_HEB). Αντίστοιχα, στο επόμενο σχήμα (6.6), φαίνεται ο τρόπος με τον οποίο από το μενού Standard ορίζονται οι ελατές διατομές (HEA,HEB, IPE,KH) από τις βάσεις δεδομένων του προγράμματος.



Σχήμα 6.6: Εισαγωγή ελατής διατομής

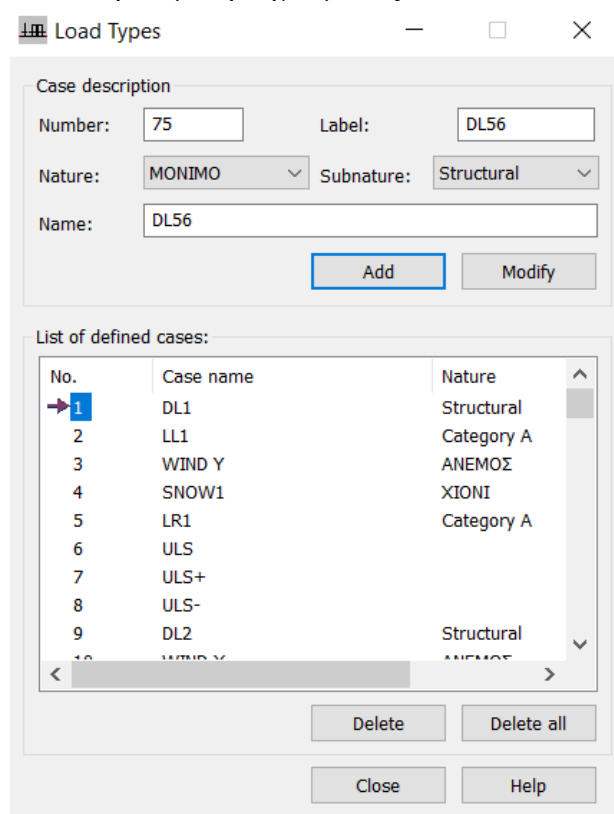
Τέλος, για να αλλαχθούν οι διατομές, επιλέγεται από το selection το σύνολο των διατομών. Στην συνέχεια, αλλάζονται από το section, στο μενού κάτω αριστερά όπως φαίνεται και στο σχήμα 6.7:



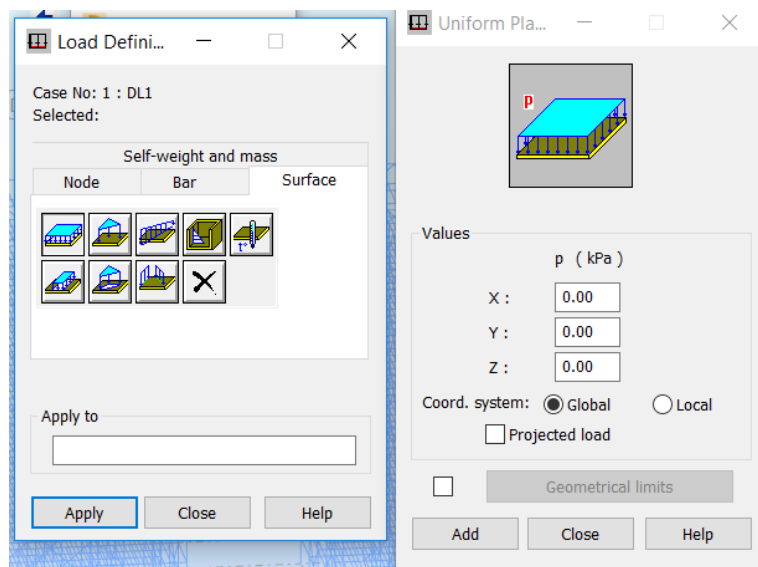
Σχήμα 6.7: Αλλαγή διατομής μέλους

6.1.3 Εισαγωγή φορτίων

Για την ανάλυση της κατασκευής είναι αναγκαίο πρώτα να περαστούν τα φορτία και οι συνδυασμοί τους και στη συνέχεια να γίνει η ανάλυση της. Αρχικά, περνάμε τα φορτία από το menu \Rightarrow load \Rightarrow load types (Σχήμα 6.8). Στη συνέχεια, πάλι από το menu \Rightarrow load \Rightarrow load definition (Σχήμα 6.9), ορίζουμε την ένταση και την κατεύθυνση του κάθε φορτίου στον αντίστοιχο τύπο φορτίου που ορίσαμε προηγουμένως.

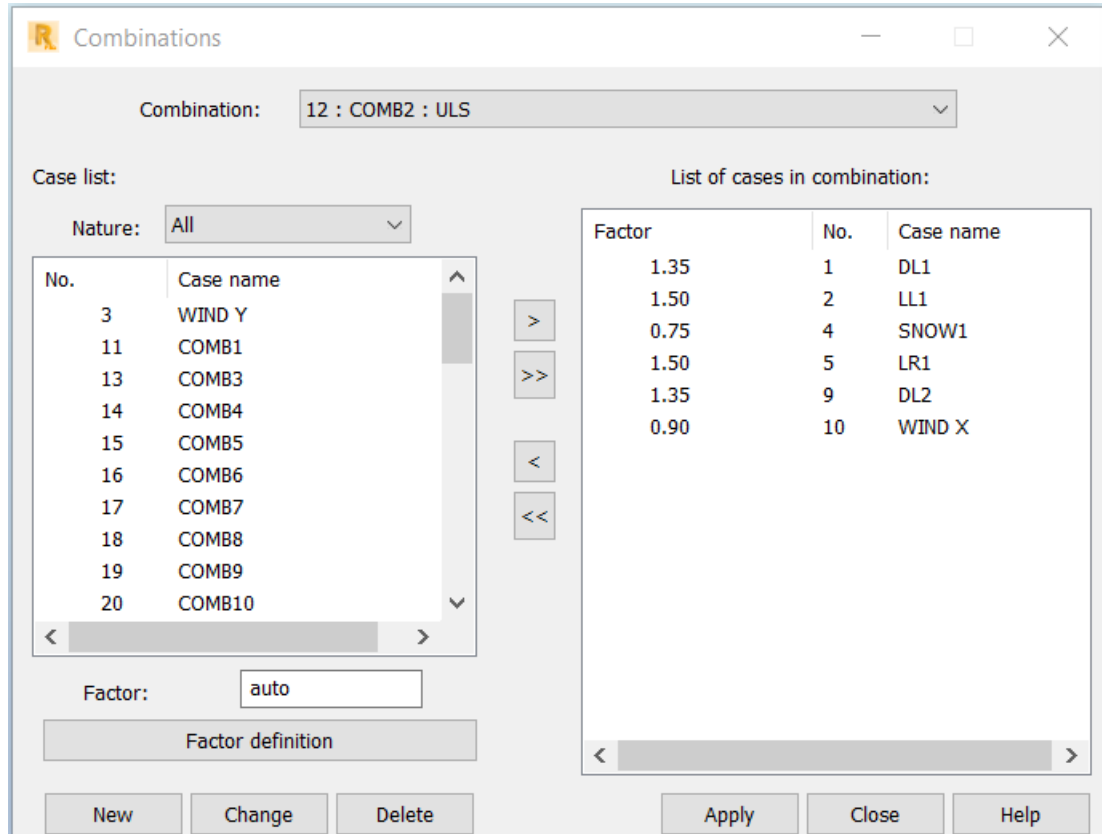


Σχήμα 6.8: Μενού ορισμού τύπου φορτίσεως

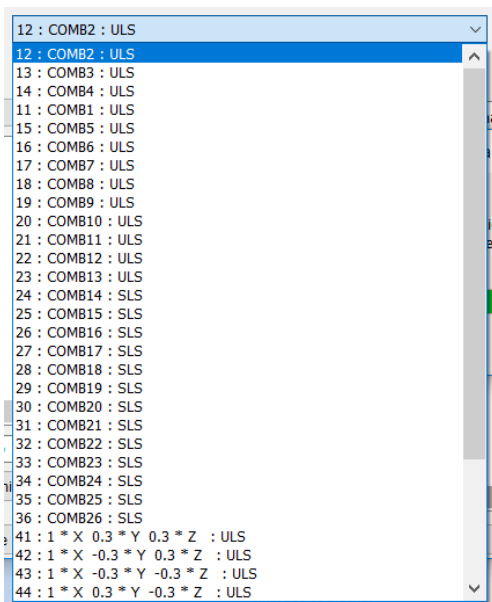


Σχήμα 6.9: Μενού ορισμού φορτίου στην κάθε κατηγορία φόρτισης

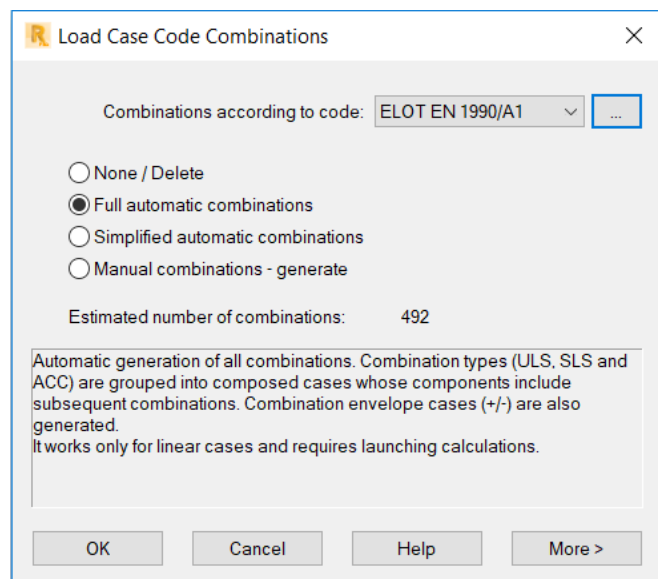
Ακολουθεί ο ορισμός των συνδυασμών φορτίσεων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας με δυο τρόπους. Ο πρώτος είναι χειροκίνητα, από το menu \Rightarrow load \Rightarrow manual combination με τον οποίο ορίζονται 13 συνδυασμοί Ο.Κ.Α. και 13 Ο.Κ.Λ., όπως ορίστηκαν και στο κεφάλαιο (5.2.1) και (5.2.2) και ο δεύτερος είναι αυτόματα, από το menu \Rightarrow load \Rightarrow automatic load definition. (6.10, 6.11, 6.12)



Σχήμα 6.10: Ορισμός συνδυασμού δράσεων



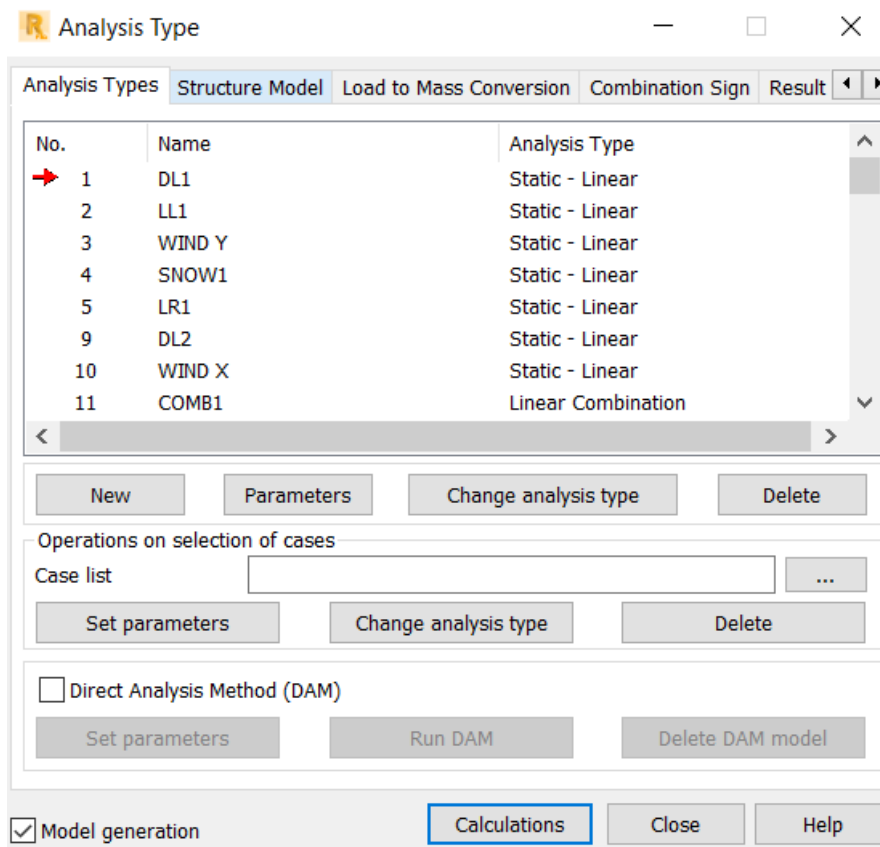
Σχήμα 6.11: Συνδυασμοί δράσεων ορισμένοι με το χέρι



Σχήμα 6.12: Συνδυασμοί δράσεων ορισμένοι με το πρόγραμμα

6.1.4 Δημιουργία πεπερασμένων και ανάλυση φορέα

Σε αυτή την ενότητα θα περαστούν τα στοιχεία που απαιτούνται για να πραγματοποιηθεί η ανάλυση του φορέα. Αρχικά, θα προσδιοριστούν οι τύποι ανάλυσης που είναι επιθυμητό να αναλυθούν από το ROBOT. Αυτό θα γίνει από το menu \Rightarrow Analysis \Rightarrow Analysis Types... μέσω του παρακάτω παραθύρου (Σχήμα 6.13).

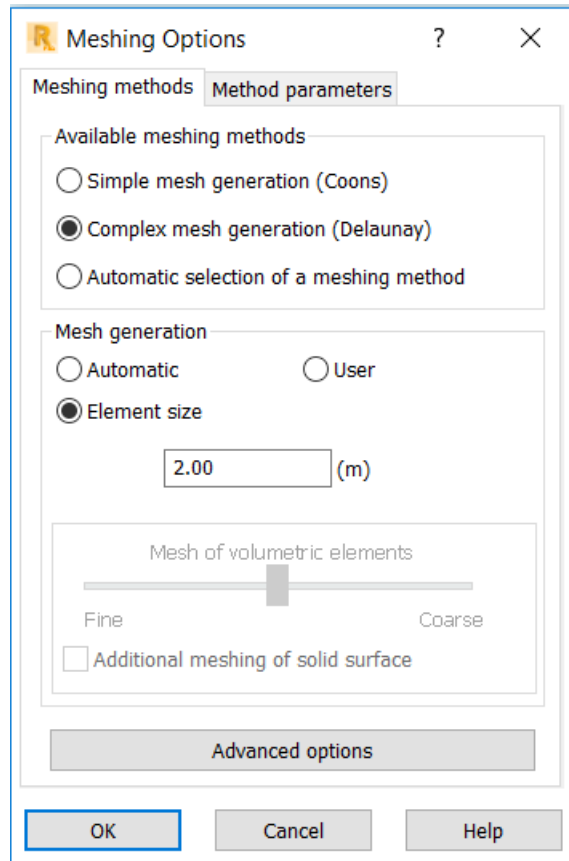


Σχήμα 6.13: Παράθυρο εισαγωγής τύπων ανάλυσης

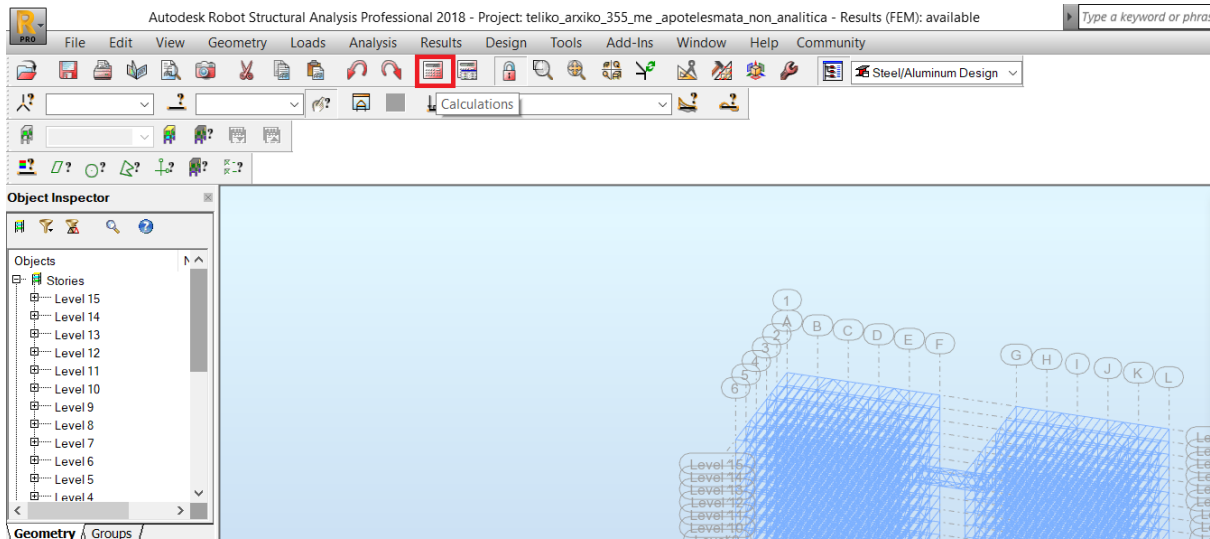
Τα στατικά φορτία ορίζονται αυτόματα από τα load types που αναφέρθηκαν στην ενότητα 6.1.2, ενώ τα σεισμικά θα πρέπει να εισαχθούν αφού προηγουμένως έχει οριστεί η ιδιομορφική ανάλυση (αναφέρεται αναλυτικά στην ενότητα 6.1.5).

Είναι επιτακτικό να χωριστούν οι πλάκες και τα φέροντα στοιχεία, εκτός από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, με μεγαλύτερη ακρίβεια ούτως ώστε να γίνει η καλύτερη δυνατή ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων και να εξαχθούν ορθότερα αποτελέσματα. Για λόγους εξοικονόμησης χρόνου, θα οριστούν αρχικά ανά 2m τα πεπερασμένα και στην συνέχεια θα πυκνωθούν κατάλληλα. Ο ορισμός των πεπερασμένων είναι πολύ απλός με το πρόγραμμα ROBOT και γίνεται μέσα από το menu \Rightarrow Analysis \Rightarrow Meshing \Rightarrow Meshing Options όπως φαίνεται και στο σχήμα 6.14.

Μπορούμε λοιπόν έχοντας ορίσει τα παραπάνω στοιχεία να κάνουμε την ανάλυση του φορέα και στην συνέχεια να πραγματοποιήσουμε οπτικό και τυπικό έλεγχο επαλήθευσης τυχόν ασυνεπειών που μπορεί να έχουν προκύψει, είτε από λάθος ορισμό του φορέα, είτε από λάθος στην αυτόματη μοντελοποίηση που υλοποιείται από το πρόγραμμα όταν εκτελεί calculations. Για την ολοκλήρωση της ανάλυσης πατάμε το εικονίδιο Calculation(6.15) κάτω από το menu:



Σχήμα 6.14 : Μενού ορισμού πεπερασμένων στοιχείων



Σχήμα 6.15 : Εικονίδιο Calculations

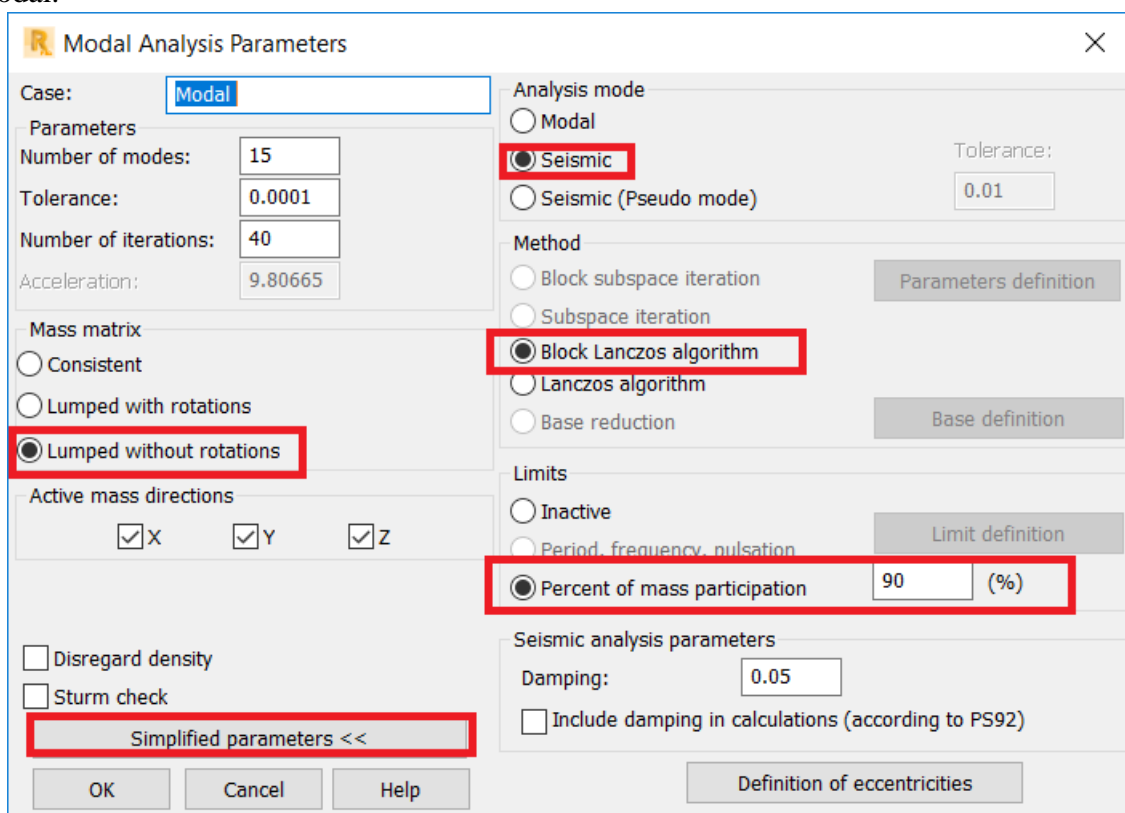
6.1.5 Ιδιομορφική ανάλυση

Στην ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζονται όλες οι ιδιομορφές απόκρισης, δηλαδή οι δυσμενέστερες μετακινήσεις που είναι πιθανό να προκληθούν από τις σεισμικές δράσεις και στην συνέχεια λαμβάνεται ένας συνδυασμός αυτών. Για να πραγματοποιηθεί αυτή η ανάλυση πρέπει να ικανοποιούνται οι ακόλουθες απαιτήσεις:

- Το άθροισμα των ενεργοποιούμενων ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας
- Να εξετάζονται ιδιομορφές με ενεργοποιούμενη μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής

Η ανάλυση θα γίνει σύμφωνα με το φάσμα σχεδιασμού για να υπολογιστεί η μέγιστη ένταση κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού. Έχοντας υπολογίσει τις ιδιομορφές, πρέπει να καθοριστεί η συνεισφορά τους στη μετακίνηση της κατασκευής αφού για πολύ μικρές διαφορές στην ιδιοπερίοδο οι μετακινήσεις μπορεί να είναι παρεμφερείς. Έτσι, για να λαμβάνονται υπόψη τα συνολικά εντατικά μεγέθη για τις k απαιτούμενες ιδιομορφές, θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος CQC, η οποία παρέχει μεγαλύτερη ακρίβεια από οποιαδήποτε άλλη μέθοδο και χρησιμοποιείται για ένα μεγάλο εύρος περιπτώσεων.

Είναι εφικτό λοιπόν να οριστούν οι παράμετροι της ιδιομορφικής ανάλυσης στο ROBOT, όπως φαίνεται στο σχήμα (6.16) από το menu ⇒ Analysis ⇒ Analysis types ⇒ New ⇒ Modal.

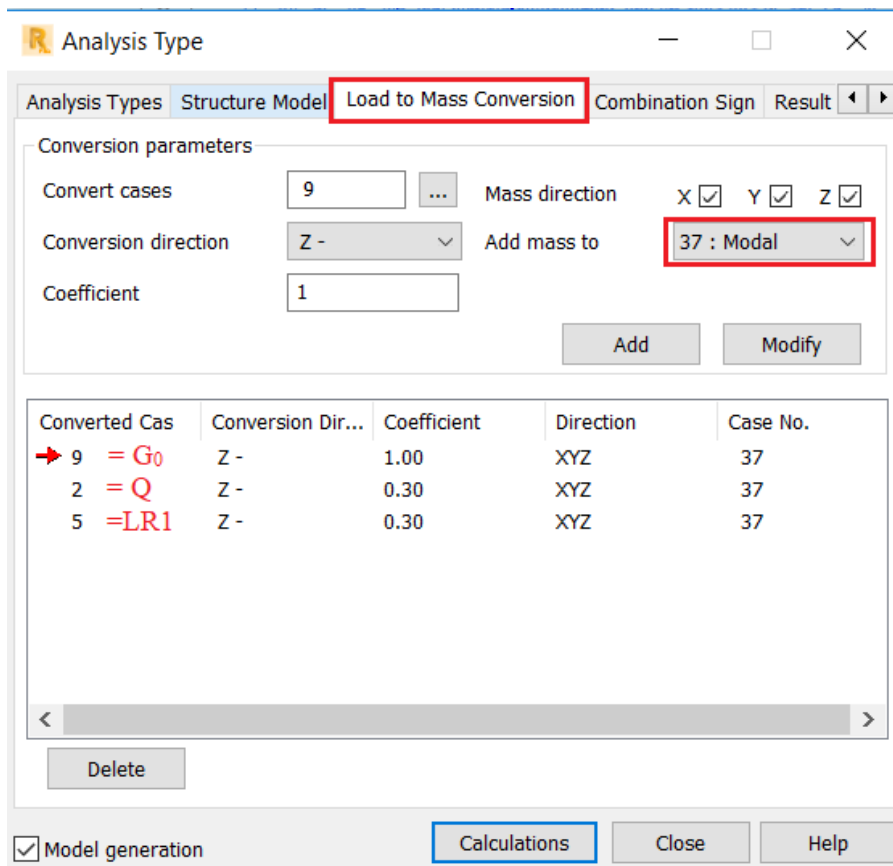


Σχήμα 6.16: Ορισμός ιδιομορφικής ανάλυσης

Τα στοιχεία που θα εισαχθούν στο πρόγραμμα είναι τα εξής (5):

- Mass matrix: lumped without rotations ⇒ Ο διαγώνιος πίνακας δυσκαμψίας χωρίς τους στροφικούς βαθμούς ελευθερίας
- Analysis mode: Seismic ⇒ Σε αυτόν τον τύπο ανάλυσης θα επιλεχθούν n δονήσεις από το πρόγραμμα, σύμφωνα με το ποιες ενεργοποιούν το μεγαλύτερο ποσοστό συνολικής μάζας
- Limits: Percent of mass participation 90% ⇒ Συμμετοχή 90% της συνολικής μάζας

Τέλος, σύμφωνα και με τον Eurocode 8, το φορτίο που θα οριστεί θα είναι σε όρους μάζας και θα είναι ίσο με $1*(G+G_0)+0.3*(Q+LR1)$. Στο ROBOT ορίζεται από το menu \Rightarrow Analysis \Rightarrow Analysis type \Rightarrow Load to mass conversion (το G είναι αυτόματα ορισμένο) (6.17):



Σχήμα 6.17: Μετατροπή φορτίου σε μάζα

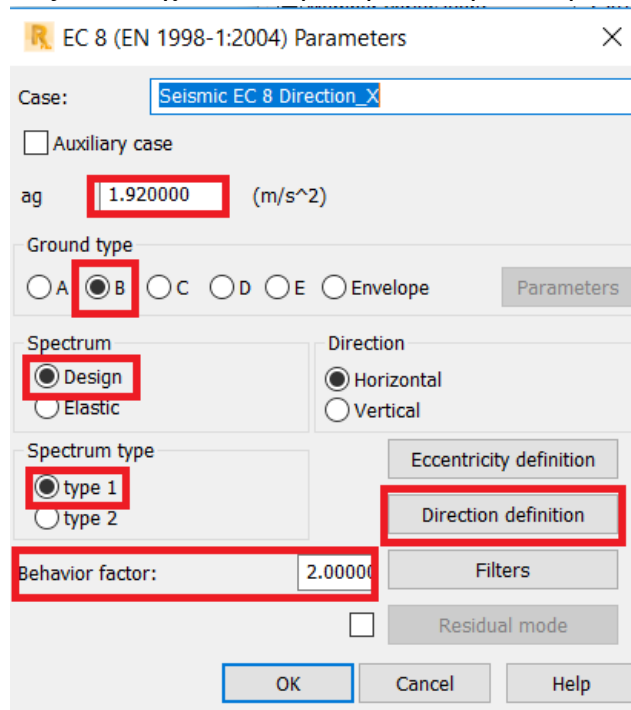
Εκτελώντας το πρόγραμμα προκύπτουν τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, τα οποία παρουσιάζονται στο επόμενο σχήμα (6.18) από το menu \Rightarrow results \Rightarrow Advanced \Rightarrow Modal analysis:

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ΔΙΟΜΟΡΦΗ | ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ (Hz) | ΠΕΡΙΟΔΟΣ (sec) | ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.UX (%) | ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.UY (%) | ΣΧΕΤ.ΜΑΖΑ.UZ (%) | ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.UX (%) | ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.UY (%) | ΤΡΕΧ.ΜΑΖ.UZ (%) | ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ UX (kg) | ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ UY (kg) | ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΜΑΖΑ UZ (kg) |
|--------------------|----------------|----------------|------------------|------------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 37/ 1 | 0.48 | 2.08 | 34.40 | 0.00 | 0.00 | 34.40 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 2 | 0.48 | 2.07 | 72.68 | 0.00 | 0.00 | 38.28 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 3 | 0.54 | 1.85 | 72.68 | 71.17 | 0.00 | 0.00 | 71.17 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 4 | 0.56 | 1.79 | 72.68 | 71.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 5 | 0.70 | 1.43 | 72.68 | 71.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 6 | 0.78 | 1.29 | 72.68 | 71.17 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 7 | 1.46 | 0.68 | 80.03 | 71.17 | 0.00 | 7.35 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 8 | 1.48 | 0.68 | 87.60 | 71.17 | 0.00 | 7.57 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 9 | 1.72 | 0.58 | 87.60 | 86.78 | 0.00 | 0.00 | 15.61 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 10 | 1.72 | 0.58 | 87.60 | 86.80 | 0.00 | 0.00 | 0.02 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 11 | 2.19 | 0.46 | 87.60 | 86.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 12 | 2.19 | 0.46 | 87.60 | 86.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 13 | 2.63 | 0.38 | 89.99 | 86.80 | 0.00 | 2.40 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 14 | 2.63 | 0.38 | 92.52 | 86.80 | 0.00 | 2.53 | 0.00 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |
| 37/ 15 | 3.07 | 0.33 | 92.52 | 91.29 | 0.00 | 0.00 | 4.49 | 0.00 | 36572019.87 | 36572019.87 | 36572037.88 |

Σχήμα 6.18: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

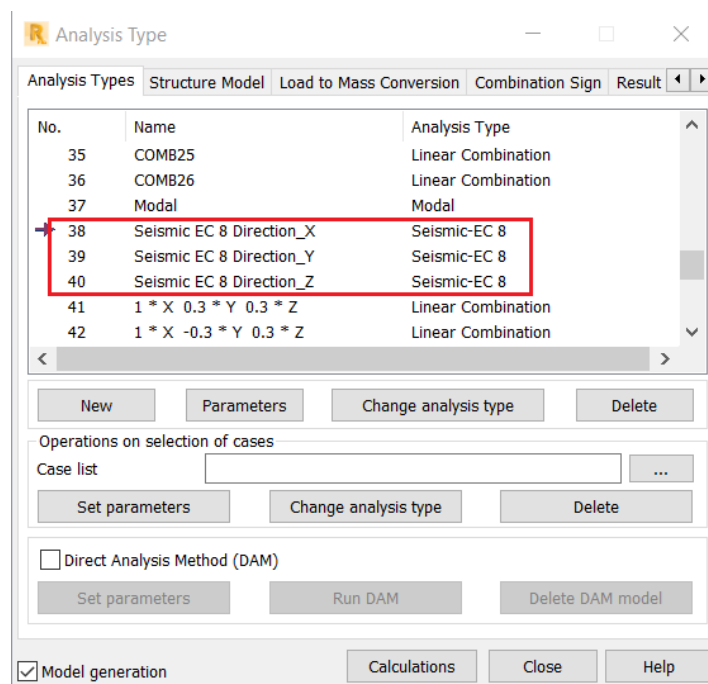
6.1.6 Εισαγωγή σεισμικού φορτίου

Σε αυτό το σημείο, θα περαστούν τα φορτία σεισμού μέσω της αυτοματοποιημένης διαδικασίας δημιουργίας τους, που υπάρχει στο πρόγραμμα ROBOT από το menu \Rightarrow Analysis \Rightarrow Analysis type \Rightarrow New \Rightarrow Seismic όπως στο παράθυρο που φαίνεται στο επόμενο σχήμα (6.19). Περνώντας τα στοιχεία που ορίστηκαν στην ενότητα 4.2 και επιλέγοντας από



Σχήμα 6.19: Ορισμός παραμέτρων σεισμού

το μενού του Direction definition η συνδυαστική ανάλυση για όλες τις κατευθύνσεις X, Y, Z, δημιουργούνται από το πρόγραμμα τα σεισμικά φορτία X, Y, Z, όπως φαίνεται και στο σχήμα (6.20):



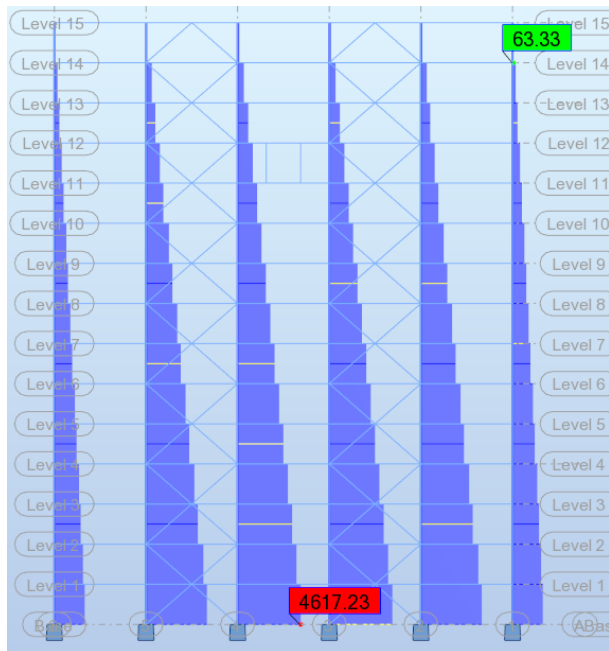
Σχήμα 6.20: Ορισμός συνδυαστικής ανάλυσης

Ο λόγος για τον οποίο λαμβάνονται και οι τρεις κατευθύνσεις και όχι μόνο οι οριζόντιες είναι επειδή δεν αναμένεται να έχει ιδιομορφές ο Z, άρα ούτε και σεισμική ένταση.

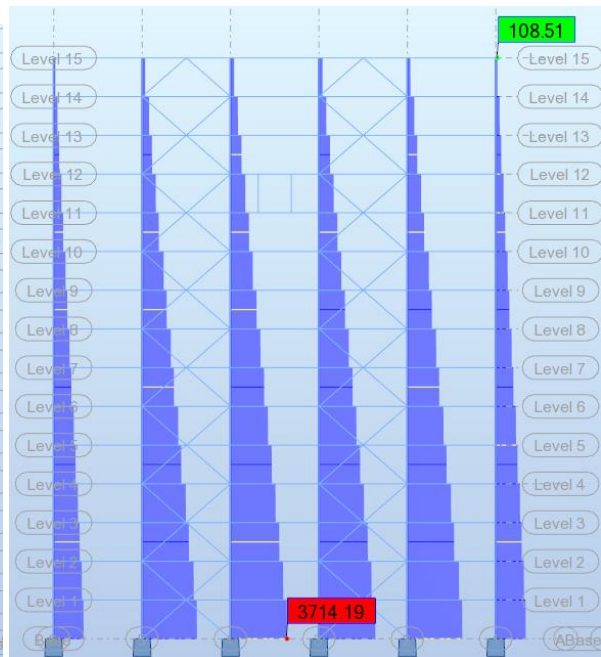
6.2 Αποτελέσματα

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστούν ενδεικτικά κάποια από τα εντατικά μεγέθη από τα βασικά φορτία.

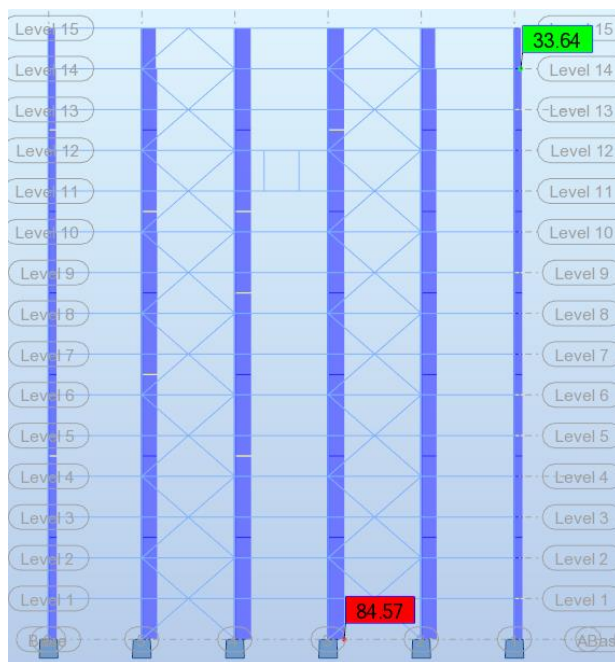
6.2.1 Αξονικές υποστυλωμάτων



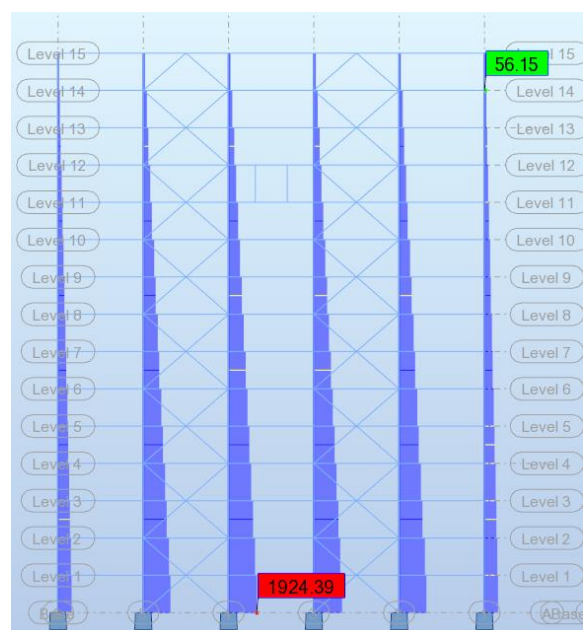
Σχήμα 6.21: Αξονικές υποστυλωμάτων από κινητά Q(LL1+LR1)



Σχήμα 6.22: Αξονικές υποστυλωμάτων από ίδια βάρη G(DL1)

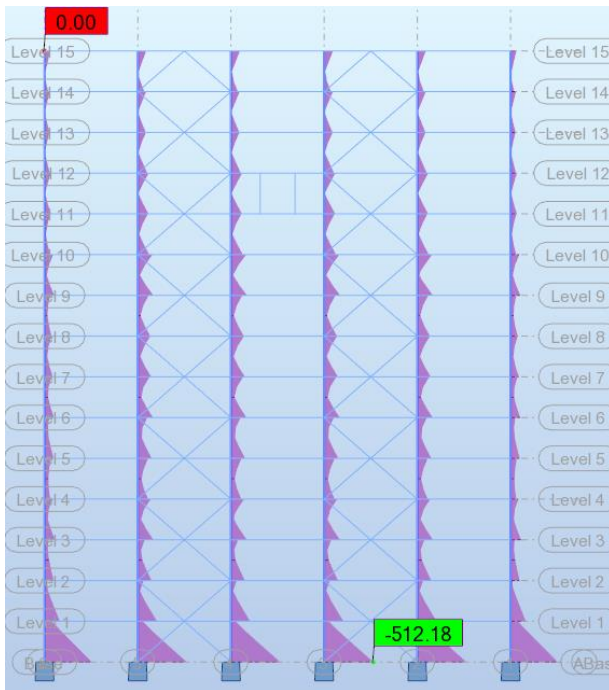


Σχήμα 6.23: Αξονικές υποστυλωμάτων από φορτία χιονιού

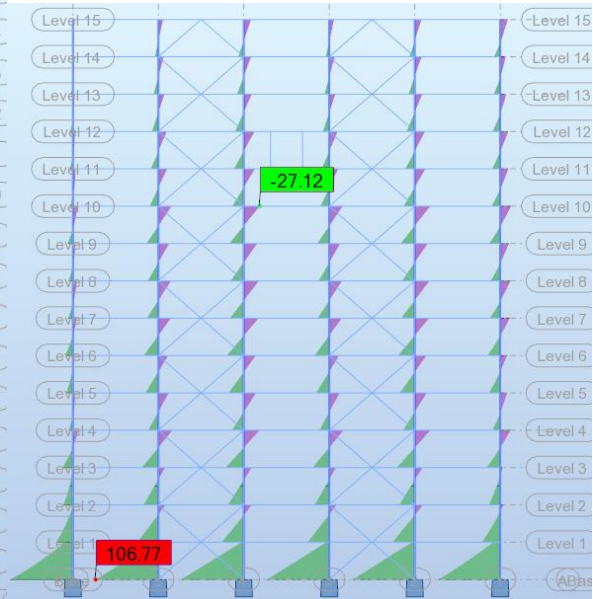


Σχήμα 6.24: Αξονικές υποστυλωμάτων από $G_0(DL2)$

6.2.2 Ροπές Υποστυλωμάτων

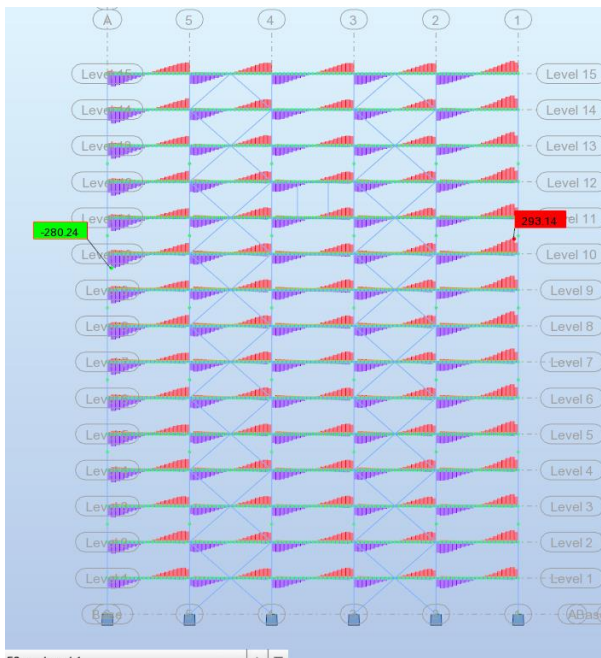


Σχήμα 6.25: Ροπές υποστυλωμάτων από φορτία σεισμού κατά Y

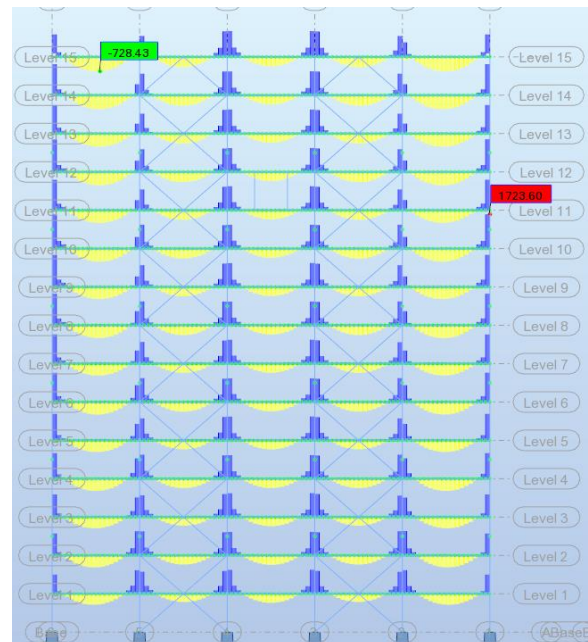


Σχήμα 6.26: Ροπές υποστυλωμάτων από φορτία ανέμου κατά Y

6.2.3 Τέμνουσες και αξονικές δοκών



Εικόνα 6.28: Περιβάλλουσα τέμνουσών δοκών από συνδυασμούς Ο.Κ.Α.



Εικόνα 6.27: Περιβάλλουσα αξονικών δοκών από συνδυασμούς Ο.Κ.Α.

Περισσότερα διαγράμματα θα παρουσιαστούν στο κεφάλαιο της ανάλυσης (7).

7 Ανάλυση και έλεγχος μελών κατασκευής

Έχοντας ολοκληρώσει την εισαγωγή και εκτελώντας την εντολή calculations, το ROBOT αναλύει τα δεδομένα που έχουν δοθεί και επιστρέφει τις εντάσεις της κατασκευής ελέγχοντας συνάμα και την ορθότητα των δεδομένων που του έχουν δοθεί, προειδοποιώντας ή επισημαίνοντας λάθη που έχουν γίνει.

7.1 Έλεγχος επιρροών 2^{ας} τάξεως

Ένας πολύ σημαντικός παράγοντας για την ανάλυση του έργου είναι το κατά πόσο τα φαινόμενα 2^{ας} τάξης επηρεάζουν τον φορέα. Έτσι, σε αυτή την ενότητα θα ελεγχθεί σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.2.2 του EN1998-1 (11), εάν μπορεί να αποφευχθεί η ανάλυση 2^{ας} τάξης. Πιο αναλυτικά, ορίζονται κάποιες απαιτήσεις σχετικά με τον συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου θ :

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0.10 \quad (7.1)$$

όπου

| | |
|-----------|---|
| θ | είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου |
| P_{tot} | είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται |
| d_r | είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου |
| V_{tot} | είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου |
| h | είναι το ύψος του ορόφου, που λαμβάνεται ίσο με 350cm |

Εάν $0.1 < \theta \leq 0.2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$. Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 0.3.

Για τον υπολογισμό των σεισμικών μετακινήσεων του ορόφου d_r , θα χρησιμοποιηθεί το ROBOT επιλέγοντας menu \Rightarrow Results \Rightarrow Stories και από την κάτω μπάρα επιλέγοντας ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ (7.1, 7.2):

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ | UX (cm) | UY (cm) | dr UX (cm) | dr UY (cm) | d UX | d UY | Max UX (cm) | Max UY (cm) | Min UX (cm) | Min UY (cm) |
|----------------------|-----------|----------|------------|------------|------|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 38/ 1 | 0.843477 | 0.002700 | 0.843477 | 0.002700 | 0.00 | 0.00 | 0.904196 | 0.013028 | 0.0 | 0.0 |
| 38/ 2 | 2.075690 | 0.003638 | 1.232212 | 0.000938 | 0.00 | 0.00 | 2.147707 | 0.017219 | 0.810562 | 0.000013 |
| 38/ 3 | 3.448875 | 0.002708 | 1.373185 | -0.000930 | 0.00 | -0.00 | 3.572884 | 0.013612 | 2.006891 | 0.000049 |
| 38/ 4 | 5.013553 | 0.003168 | 1.564678 | 0.000460 | 0.00 | 0.00 | 5.185318 | 0.016470 | 3.317418 | 0.000059 |
| 38/ 5 | 6.582925 | 0.003428 | 1.569372 | 0.000261 | 0.00 | 0.00 | 6.798656 | 0.017073 | 4.856105 | 0.000088 |
| 38/ 6 | 8.071043 | 0.003829 | 1.488118 | 0.000400 | 0.00 | 0.00 | 8.333145 | 0.019921 | 6.356477 | 0.000109 |
| 38/ 7 | 9.550251 | 0.003650 | 1.479208 | -0.000178 | 0.00 | -0.00 | 9.864754 | 0.021525 | 7.808714 | 0.000129 |
| 38/ 8 | 11.043870 | 0.003770 | 1.493618 | 0.000120 | 0.00 | 0.00 | 11.408853 | 0.022657 | 9.228479 | 0.000147 |
| 38/ 9 | 12.556230 | 0.004004 | 1.512361 | 0.000233 | 0.00 | 0.00 | 12.968115 | 0.022924 | 10.688183 | 0.000166 |
| 38/ 10 | 14.102487 | 0.003798 | 1.546257 | -0.000205 | 0.00 | -0.00 | 14.565640 | 0.024891 | 12.138872 | 0.000183 |
| 38/ 11 | 15.659679 | 0.004392 | 1.557192 | 0.000593 | 0.00 | 0.00 | 16.740719 | 0.103005 | 13.664225 | 0.000197 |
| 38/ 12 | 17.182454 | 0.004169 | 1.522774 | -0.000222 | 0.00 | -0.00 | 17.686952 | 0.103005 | 15.164489 | 0.000203 |
| 38/ 13 | 18.718857 | 0.003530 | 1.536404 | -0.000640 | 0.00 | -0.00 | 19.240429 | 0.031547 | 16.715147 | 0.000222 |
| 38/ 14 | 20.074764 | 0.005455 | 1.355907 | 0.001925 | 0.00 | 0.00 | 20.618887 | 0.026645 | 18.218744 | 0.000241 |
| 38/ 15 | 21.269275 | 0.004502 | 1.194511 | -0.000953 | 0.00 | -0.00 | 21.836971 | 0.024006 | 19.550716 | 0.000258 |

Σχήμα 7.1: Μετακινήσεις ορόφων για σεισμό κατά X

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ | UX (cm) | UY (cm) | dr UX (cm) | dr UY (cm) | d UX | d UY | Max UX (cm) | Max UY (cm) | Min UX (cm) | Min UY (cm) |
|----------------------|----------|-----------|------------|------------|------|------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 39/ 1 | 0.004184 | 0.658993 | 0.004184 | 0.658993 | 0.00 | 0.00 | 0.015084 | 0.714660 | 0.0 | 0.0 |
| 39/ 2 | 0.007994 | 1.686892 | 0.003810 | 1.027899 | 0.00 | 0.00 | 0.026733 | 1.739773 | 0.000049 | 0.633863 |
| 39/ 3 | 0.013349 | 2.770322 | 0.005355 | 1.083430 | 0.00 | 0.00 | 0.044655 | 2.841828 | 0.000076 | 1.671009 |
| 39/ 4 | 0.019665 | 3.952284 | 0.006316 | 1.181963 | 0.00 | 0.00 | 0.056966 | 4.026778 | 0.000096 | 2.712156 |
| 39/ 5 | 0.026336 | 5.206395 | 0.006670 | 1.254111 | 0.00 | 0.00 | 0.075749 | 5.295879 | 0.000111 | 3.912771 |
| 39/ 6 | 0.033784 | 6.641976 | 0.007448 | 1.435581 | 0.00 | 0.00 | 0.090820 | 6.727482 | 0.000113 | 5.114048 |
| 39/ 7 | 0.041367 | 8.021842 | 0.007583 | 1.379865 | 0.00 | 0.00 | 0.114727 | 8.126224 | 0.000112 | 6.591199 |
| 39/ 8 | 0.049443 | 9.437626 | 0.008076 | 1.415784 | 0.00 | 0.00 | 0.131881 | 9.568385 | 0.000106 | 7.942472 |
| 39/ 9 | 0.057725 | 10.870892 | 0.008282 | 1.433267 | 0.00 | 0.00 | 0.152821 | 11.032275 | 0.000103 | 9.356656 |
| 39/ 10 | 0.066425 | 12.292326 | 0.008701 | 1.424133 | 0.00 | 0.00 | 0.172650 | 12.482195 | 0.000106 | 10.743839 |
| 39/ 11 | 0.077195 | 13.710717 | 0.010769 | 1.418391 | 0.00 | 0.00 | 0.196553 | 13.942317 | 0.000126 | 12.162763 |
| 39/ 12 | 0.088569 | 15.102715 | 0.011374 | 1.391998 | 0.00 | 0.00 | 0.220929 | 15.347330 | 0.000127 | 13.531846 |
| 39/ 13 | 0.096783 | 16.474037 | 0.008214 | 1.371323 | 0.00 | 0.00 | 0.242481 | 16.740912 | 0.000122 | 14.916401 |
| 39/ 14 | 0.104288 | 17.786156 | 0.007505 | 1.312119 | 0.00 | 0.00 | 0.258394 | 18.065318 | 0.000144 | 16.261368 |
| 39/ 15 | 0.111387 | 18.906529 | 0.007099 | 1.120373 | 0.00 | 0.00 | 0.273019 | 19.184783 | 0.000192 | 17.576632 |

Σχήμα 7.2: Μετακινήσεις ορόφων για σεισμό κατά Y

Ακολουθεί η εύρεση των σεισμικών φορτίων ορόφου, τα οποία, πολλαπλασιάζοντάς τα με την επιτάχυνση της βαρύτητας $g=9.81\text{m/s}^2$, δίνουν τα φορτία ορόφου σε N. Στο ROBOT αυτό αναγράφεται στο results \Rightarrow stories από την καρτέλα TIMEΣ και διαβάζονται κάτω από την στήλη MAZA. Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι μάζες σε kg του κάθε ορόφου έτσι όπως διαβάζονται από το πρόγραμμα. (Σχήμα 7.3)

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ | ΟΝΟΜΑ | MAZA (kg) | G (x,y,z) (m) | R (x,y,z) (m) | Ix (kgm ²) | Iy (kgm ²) | Iz (kgm ²) |
|----------------------|----------|------------|------------------|------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 38/ 1 | Level 1 | 2496283.33 | 50.00 20.00 3.41 | 50.00 20.00 3.34 | 344090553.09 | 2590107485.49 | 2934038414.55 |
| 38/ 2 | Level 2 | 2504340.98 | 50.00 20.00 6.91 | 50.00 20.00 6.83 | 345066561.06 | 2598915063.96 | 2944370984.76 |
| 38/ 3 | Level 3 | 2494783.34 | 50.00 20.00 10.4 | 50.00 20.00 10.3 | 342542704.42 | 2588239449.17 | 2931623958.57 |
| 38/ 4 | Level 4 | 2487513.31 | 50.00 20.00 13.9 | 50.00 20.00 13.8 | 340844985.83 | 2580303225.13 | 2922831380.25 |
| 38/ 5 | Level 5 | 2482601.43 | 50.00 20.00 17.4 | 50.00 20.00 17.3 | 339625047.89 | 2574739763.80 | 2916499411.38 |
| 38/ 6 | Level 6 | 2474355.92 | 50.00 20.00 20.9 | 50.00 20.00 20.8 | 338426543.80 | 2564859707.79 | 2906234813.91 |
| 38/ 7 | Level 7 | 2473335.88 | 50.00 20.00 24.4 | 50.00 20.00 24.3 | 337547794.17 | 2563555736.40 | 2904503852.52 |
| 38/ 8 | Level 8 | 2467910.71 | 50.00 20.00 27.9 | 50.00 20.00 27.8 | 336399902.41 | 2557362275.70 | 2897944394.19 |
| 38/ 9 | Level 9 | 2467272.90 | 50.00 20.00 31.4 | 50.00 20.00 31.3 | 336025969.60 | 2556446032.55 | 2897130462.25 |
| 38/ 10 | Level 10 | 2465886.73 | 50.00 20.00 34.9 | 50.00 20.00 34.8 | 335225657.98 | 2554710214.45 | 2895327478.52 |
| 38/ 11 | Level 11 | 2471294.59 | 50.00 20.00 38.4 | 50.00 20.00 38.3 | 331070281.81 | 2532785334.78 | 2869668594.06 |
| 38/ 12 | Level 12 | 2430581.85 | 49.99 20.00 41.9 | 49.96 20.00 41.9 | 326406898.38 | 2506912715.57 | 2840061689.35 |
| 38/ 13 | Level 13 | 2418131.44 | 50.00 20.00 45.4 | 50.00 20.00 45.4 | 325383932.71 | 2501617260.58 | 2834386541.75 |
| 38/ 14 | Level 14 | 2412674.81 | 50.00 20.00 48.9 | 50.00 20.00 48.9 | 324440214.33 | 2495142069.46 | 2827674176.88 |
| 38/ 15 | Level 15 | 1919382.23 | 50.00 20.00 52.4 | 50.00 20.00 52.4 | 257639613.22 | 1984843112.47 | 2251199946.59 |

Σχήμα 7.3: Μάζα ορόφων στην σεισμικό συνδυασμό

Αντίστοιχα με προηγουμένως, διαβάζονται οι δυνάμεις του ορόφου από το menu \Rightarrow Results \Rightarrow Stories και ΑΠΟΜΕΙΩΜΕΝΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ (Σχήμα 7.4, Σχήμα 7.5):

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ | G (x,y,z) (m) | FX (kN) | FY (kN) | MZ (kNm) | FX ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤ | FX ΤΟΙΧΕΙΟ (kN) | FY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤ | FY ΤΟΙΧΕΙΟ (kN) |
|----------------------|------------------|----------|---------|----------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| 38/ 1 | 50.00 20.00 3.41 | 22434.80 | 0.32 | 189.41 | 22434.80 | 0.00 | 0.32 | 0.00 |
| 38/ 2 | 50.00 20.00 6.91 | 21968.17 | 0.32 | 179.55 | 21968.17 | 0.00 | 0.32 | 0.00 |
| 38/ 3 | 50.00 20.00 10.4 | 20995.33 | 0.30 | 159.14 | 20995.33 | -0.00 | 0.30 | 0.00 |
| 38/ 4 | 50.00 20.00 13.9 | 19661.59 | 0.28 | 127.89 | 19661.59 | 0.00 | 0.28 | 0.00 |
| 38/ 5 | 50.00 20.00 17.4 | 18266.76 | 0.26 | 90.79 | 18266.76 | 0.00 | 0.26 | 0.00 |
| 38/ 6 | 50.00 20.00 20.9 | 16994.55 | 0.24 | 52.28 | 16994.55 | 0.00 | 0.24 | 0.00 |
| 38/ 7 | 50.00 20.00 24.4 | 15971.13 | 0.22 | 35.87 | 15971.13 | 0.00 | 0.22 | 0.00 |
| 38/ 8 | 50.00 20.00 27.9 | 15067.77 | 0.20 | 59.57 | 15067.77 | 0.00 | 0.20 | 0.00 |
| 38/ 9 | 50.00 20.00 31.4 | 14201.33 | 0.19 | 87.75 | 14201.33 | 0.00 | 0.19 | 0.00 |
| 38/ 10 | 50.00 20.00 34.9 | 13309.84 | 0.18 | 107.58 | 13309.84 | 0.00 | 0.18 | 0.00 |
| 38/ 11 | 50.00 20.00 38.4 | 12413.31 | 0.18 | 113.26 | 12413.31 | 0.00 | 0.18 | 0.00 |
| 38/ 12 | 49.99 20.00 41.9 | 11427.50 | 0.26 | 104.58 | 11427.50 | 0.00 | 0.26 | 0.00 |
| 38/ 13 | 50.00 20.00 45.4 | 9952.39 | 0.22 | 83.21 | 9952.39 | 0.00 | 0.22 | 0.00 |
| 38/ 14 | 50.00 20.00 48.9 | 7486.95 | 0.16 | 58.97 | 7486.95 | 0.00 | 0.16 | 0.00 |
| 38/ 15 | 50.00 20.00 52.4 | 3850.34 | 0.17 | 62.56 | 3850.34 | 0.00 | 0.17 | 0.00 |

Σχήμα 7.4: Σεισμικές δυνάμεις ορόφου για σεισμό κατά X

| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ/ ΟΡΟΦΟΣ | G (x,y,z) (m) | FX (kN) | FY (kN) | MZ (kNm) | FX ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤ | FX ΤΟΙΧΕΙΟ (kN) | FY ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤ | FY ΤΟΙΧΕΙΟ (kN) |
|----------------------|------------------|---------|----------|----------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| 39/ 1 | 50.00 20.00 3.41 | 0.32 | 26943.13 | 14039.75 | 0.32 | 0.00 | 26943.13 | 0.00 |
| 39/ 2 | 50.00 20.00 6.91 | 0.31 | 26398.55 | 12427.04 | 0.31 | -0.00 | 26398.55 | 0.00 |
| 39/ 3 | 50.00 20.00 10.4 | 0.29 | 25195.16 | 8904.30 | 0.30 | -0.00 | 25195.16 | -0.00 |
| 39/ 4 | 50.00 20.00 13.9 | 0.27 | 23521.85 | 4003.98 | 0.27 | 0.00 | 23521.85 | 0.00 |
| 39/ 5 | 50.00 20.00 17.4 | 0.24 | 21734.07 | 2148.91 | 0.24 | 0.00 | 21734.07 | 0.00 |
| 39/ 6 | 50.00 20.00 20.9 | 0.21 | 20036.45 | 6805.73 | 0.21 | 0.00 | 20036.45 | 0.00 |
| 39/ 7 | 50.00 20.00 24.4 | 0.19 | 18604.17 | 10019.13 | 0.19 | -0.00 | 18604.17 | 0.00 |
| 39/ 8 | 50.00 20.00 27.9 | 0.18 | 17449.13 | 11144.57 | 0.18 | 0.00 | 17449.13 | 0.00 |
| 39/ 9 | 50.00 20.00 31.4 | 0.18 | 16505.20 | 9726.90 | 0.18 | 0.00 | 16505.20 | 0.00 |
| 39/ 10 | 50.00 20.00 34.9 | 0.18 | 15628.32 | 5965.27 | 0.18 | 0.00 | 15628.32 | -0.00 |
| 39/ 11 | 50.00 20.00 38.4 | 0.17 | 14728.62 | 1132.88 | 0.18 | -0.00 | 14728.62 | 0.00 |
| 39/ 12 | 49.99 20.00 41.9 | 0.16 | 13621.93 | 4670.69 | 0.16 | 0.00 | 13621.93 | 0.00 |
| 39/ 13 | 50.00 20.00 45.4 | 0.20 | 11909.34 | 8327.07 | 0.20 | -0.00 | 11909.34 | -0.00 |
| 39/ 14 | 50.00 20.00 48.9 | 0.27 | 9119.76 | 9235.26 | 0.27 | 0.00 | 9119.76 | -0.00 |
| 39/ 15 | 50.00 20.00 52.4 | 0.25 | 4726.71 | 5842.38 | 0.25 | -0.00 | 4726.71 | 0.00 |

Σχήμα 7.5: Σεισμικές δυνάμεις ορόφου για σεισμό κατά Y

Όμως, οι παραπάνω μετακινήσεις που υπολογίστηκαν από το πρόγραμμα είναι οι ελαστικές d_e ενώ θα πρέπει να υπολογιστούν οι πραγματικές μετακινήσεις d_s , πολλαπλασιάζοντας με τον συντελεστή συμπεριφοράς που έχει ληφθεί ίσος με 2. Οπότε η μετακίνηση των ορόφων δίνεται από την παρακάτω σχέση (7.2)

$$d_s = q * d_e \quad (7.2)$$

Έτσι, μπορούν να υπολογιστούν όλες οι τιμές των σχετικών μετακινήσεων d_r σαν τη διαφορά των παραπάνω μετακινήσεων d_s . Παρουσιάζονται στην συνέχεια οι πίνακες 7.1, 7.2 υπολογισμού του συντελεστή θ με βάση την σχέση (7.1) για σεισμό κατά X και Y.

Πίνακας 7.1: Υπολογισμός συντελεστή θ για σεισμό κατά X

| Σεισμός κατά X | | | | | | |
|----------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|
| | F_x (kN) | Μάζα (kg) | d_e (cm) | d_s (cm) | d_r (cm) | θ |
| level 1 | 21976.20 | 2499502.14 | 0.837 | 1.674 | 1.674 | 0.0053 |
| level 2 | 21518.59 | 2501866.28 | 2.047 | 4.093 | 2.420 | 0.0079 |
| level 3 | 20569.32 | 2491823.91 | 3.394 | 6.787 | 2.694 | 0.0091 |
| level 4 | 19267.87 | 2483465.35 | 4.922 | 9.844 | 3.057 | 0.0110 |
| level 5 | 17910.90 | 2479829.08 | 6.425 | 12.850 | 3.006 | 0.0117 |
| level 6 | 16694.39 | 2473917.96 | 8.026 | 16.053 | 3.203 | 0.0133 |
| level 7 | 15696.24 | 2469492.02 | 9.531 | 19.062 | 3.009 | 0.0133 |
| level 8 | 14810.30 | 2466005.79 | 10.998 | 21.997 | 2.935 | 0.0137 |
| level 9 | 13963.08 | 2465980.27 | 12.476 | 24.953 | 2.956 | 0.0146 |
| level 10 | 13081.98 | 2462485.08 | 14.018 | 28.036 | 3.083 | 0.0163 |
| level 11 | 12172.88 | 2469694.13 | 15.555 | 31.109 | 3.073 | 0.0175 |
| level 12 | 11212.03 | 2429227.24 | 17.061 | 34.122 | 3.013 | 0.0183 |
| level 13 | 9885.82 | 2417697.73 | 18.552 | 37.104 | 2.982 | 0.0204 |
| level 14 | 7781.43 | 2410408.64 | 20.016 | 40.033 | 2.929 | 0.0254 |
| level 15 | 4266.23 | 2114838.21 | 21.250 | 42.500 | 2.468 | 0.0343 |

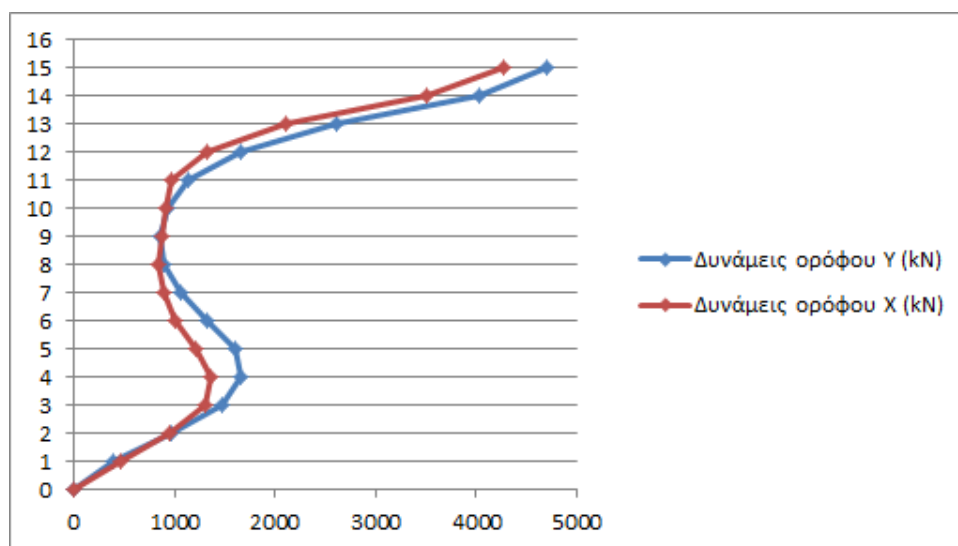
Πίνακας 7.2: Υπολογισμός συντελεστή θ για σεισμό κατά Y

| Σεισμός κατά Y | | | | | | |
|----------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|
| | F_y (kN) | Μάζα (kg) | d_e (cm) | d_s (cm) | d_r (cm) | θ |
| level 1 | 25293.17 | 2499502.14 | 0.562 | 1.125 | 1.125 | 0.0031 |
| level 2 | 24909.65 | 2501866.28 | 1.619 | 3.237 | 2.113 | 0.0059 |
| level 3 | 23942.64 | 2491823.91 | 2.844 | 5.687 | 2.450 | 0.0071 |
| level 4 | 22474.05 | 2483465.35 | 4.205 | 8.410 | 2.723 | 0.0084 |
| level 5 | 20805.99 | 2479829.08 | 5.554 | 11.109 | 2.698 | 0.0090 |
| level 6 | 19196.15 | 2473917.96 | 6.945 | 13.891 | 2.782 | 0.0100 |
| level 7 | 17879.87 | 2469492.02 | 8.417 | 16.834 | 2.944 | 0.0114 |
| level 8 | 16810.07 | 2466005.79 | 9.901 | 19.802 | 2.968 | 0.0122 |
| level 9 | 15917.39 | 2465980.27 | 11.381 | 22.761 | 2.959 | 0.0129 |
| level 10 | 15064.93 | 2462485.08 | 12.910 | 25.820 | 3.059 | 0.0140 |
| level 11 | 14129.02 | 2469694.13 | 14.374 | 28.747 | 2.927 | 0.0143 |
| level 12 | 12993.64 | 2429227.24 | 15.777 | 31.554 | 2.807 | 0.0147 |
| level 13 | 11330.47 | 2417697.73 | 17.131 | 34.261 | 2.707 | 0.0162 |
| level 14 | 8728.09 | 2410408.64 | 18.421 | 36.843 | 2.581 | 0.0200 |
| level 15 | 4703.44 | 2114838.21 | 19.508 | 39.015 | 2.173 | 0.0274 |

Στους παραπάνω πίνακες παρατηρείται ότι για κάθε περίπτωση ο συντελεστής $\theta \leq 0.10$ και επομένως δεν χρειάζεται να ληφθούν υπόψη φαινόμενα 2^{ος} τάξεως. Στην συνέχεια παρατίθεται ένα ενδιαφέρον διάγραμμα (7.6) με τις σεισμικές δυνάμεις καθώς και οι τιμές τους (Πίνακας 7.3).

Πίνακας 7.3: Πίνακας διαφοράς δυνάμεων ορόφων

| Επίπεδο | Δυνάμεις ορόφου Y (kN) | Δυνάμεις ορόφου X (kN) |
|---------|------------------------|------------------------|
| 1 | 383.52 | 457.61 |
| 2 | 967.01 | 949.27 |
| 3 | 1468.59 | 1301.45 |
| 4 | 1668.06 | 1356.97 |
| 5 | 1609.84 | 1216.51 |
| 6 | 1316.28 | 998.15 |
| 7 | 1069.8 | 885.94 |
| 8 | 892.68 | 847.22 |
| 9 | 852.46 | 881.1 |
| 10 | 935.91 | 909.1 |
| 11 | 1135.38 | 960.85 |
| 12 | 1663.17 | 1326.21 |
| 13 | 2602.38 | 2104.39 |
| 14 | 4024.65 | 3515.2 |
| 15 | 4703.44 | 4266.230 |

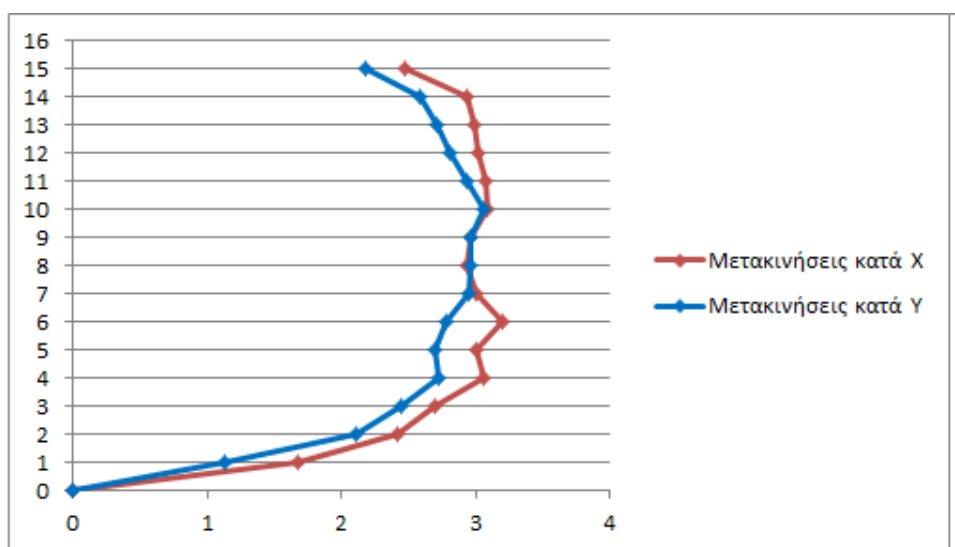


Σχήμα 7.6: Διάγραμμα διαφοράς δυνάμεων ορόφων σε X και Y

Αντίστοιχα και για τη μετακίνηση των ορόφων παρατίθενται το παρακάτω διάγραμμα και οι αντίστοιχοι πίνακές του (7.7, 7.4)

Πίνακας 7.4: Σχετική μετακίνηση ορόφου

| Επίπεδο | Σχετική μετακίνηση ορόφου κατά Χ(cm) | Σχετική μετακίνηση ορόφου κατά Υ(cm) |
|---------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 0 | 0 | 0 |
| 1 | 1.674 | 1.125 |
| 2 | 2.420 | 2.113 |
| 3 | 2.694 | 2.450 |
| 4 | 3.057 | 2.723 |
| 5 | 3.006 | 2.698 |
| 6 | 3.203 | 2.782 |
| 7 | 3.009 | 2.944 |
| 8 | 2.935 | 2.968 |
| 9 | 2.956 | 2.959 |
| 10 | 3.083 | 3.059 |
| 11 | 3.073 | 2.927 |
| 12 | 3.013 | 2.807 |
| 13 | 2.982 | 2.707 |
| 14 | 2.929 | 2.581 |
| 15 | 2.468 | 2.173 |



Σχήμα 7.7: Διάγραμμα σχετικής μετακίνησης ορόφων

7.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας του έργου θα χρησιμοποιηθεί το πρόγραμμα ROBOT μέσω του steel member design, το οποίο λαμβάνει υπόψη τις διατάξεις του EN1993-1-1 (9). Το πρόγραμμα ROBOT ανιχνεύει αυτόματα την καταπόνηση του κάθε μέλους ξεχωριστά και πραγματοποιεί τους δυσμενέστερους ελέγχους από το ευρύτερο φάσμα φορτίων που καθορίζεται από το μενού. Έτσι λοιπόν πραγματοποιούνται οι παρακάτω έλεγχοι για κάθε μέλος ξεχωριστά:

- Υποστυλώματα, Κύριες δοκοί, Διαδοκίδες:
 - Έλεγχος διατομής σε κάμψη
 - Έλεγχος διατομής σε διάτμηση
 - Έλεγχος διατομής σε κάμψη και διάτμηση
 - Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη και θλίψη
 - Έλεγχος διατομής σε καμπτικό λυγισμό
 - Έλεγχος διατομής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό
 - Έλεγχος διατομής σε κάμψη και θλίψη
- Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας
 - Έλεγχος λυγηρότητας $\lambda \leq 2.0$
 - Έλεγχος ομοιογενούς πλαστιμότητας ανά κατεύθυνση $(\Omega_{\max} - \Omega_{\min}) / \Omega_{\min} \leq 0.25$

Όπου:

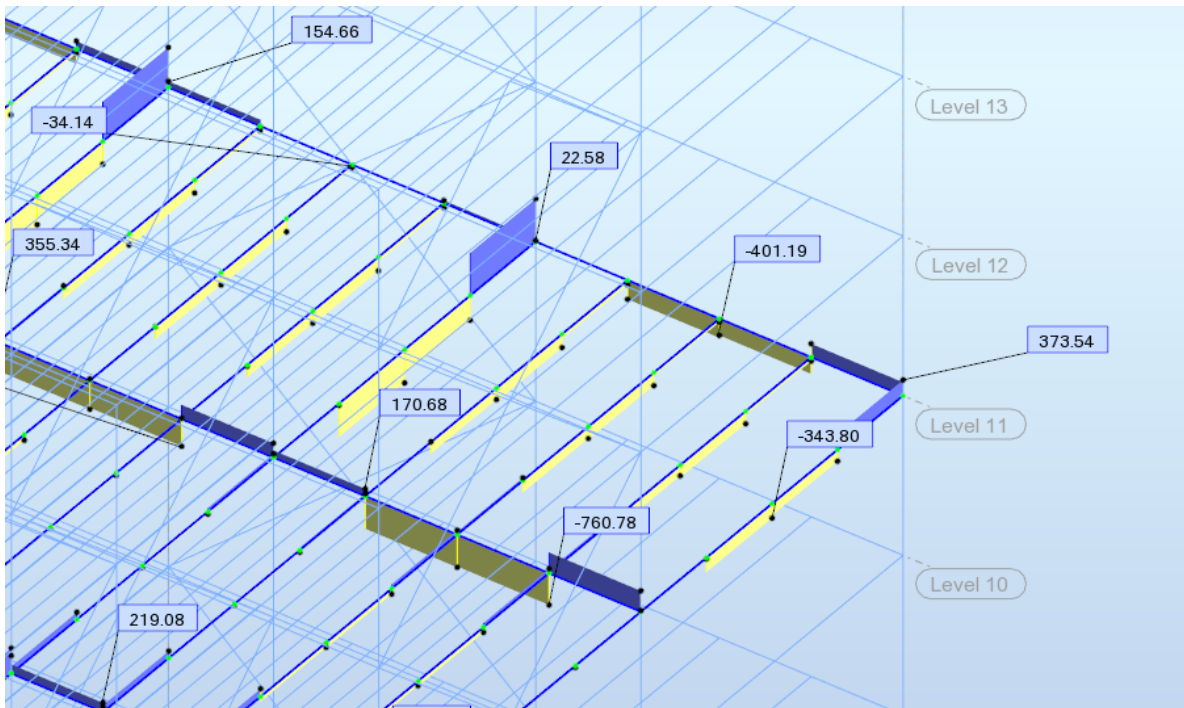
| | |
|-------------|---|
| Ω | η υπεραντοχή ενός μέλους ίση με $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ |
| $N_{pl,Rd}$ | η αντοχή σχεδιασμού του μέλους |
| N_{Ed} | Η τιμή σχεδιασμού του μέλους κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού |

Επίσης, στο πρόγραμμα είναι ορισμένα τα offset (εκκεντρότητες) στις δοκούς, δηλαδή ο άξονας του επιπέδου της δοκού είναι το άνω πέλμα και όχι το κέντρο βάρους. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η πλάκα και η δοκός να αναπτύσσουν και αξονικές δυνάμεις (συνεργάζονται σαν σύμμικτες).

Αντίστοιχα, τα υποστυλώματα σχεδιάζονται με βάση την αξονική καταπόνηση που δέχονται ούτως ώστε να μπορούν να αναλάβουν τις ιδιαίτερα μεγάλες αξονικές φορτίσεις του μόνιμου και κινητού φορτίου. Για παράδειγμα, το κεντρικό υποστύλωμα πρέπει να ανταπεξέλθει σε φόρτιση της τάξεως των 14500kN. Είναι αναγκαίο λοιπόν σε αυτές τις διατομές να επιλεγθούν τύποι όπως CROSS_HEB (σταυρωτή συγκολλητή HEB), όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα 2.3.



Σχήμα 7.8: Εκκεντρότητα δοκών ως προς τον κεντροβαρικό άξονα της πλάκας



Σχήμα 7.9: Αξονικές δυνάμεις δοκών

Πιο αναλυτικά, οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται από το πρόγραμμα και ορίζει ο ευρωκώδικας είναι:

α) Έλεγχος διατομής σε κάμψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη σε ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται στη συνέχεια ανάλογα με την κατηγορία της διατομής:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ για διατομές κατηγορίας 1,2} \quad (7.3)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ για διατομές κατηγορίας 3} \quad (7.4)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ για διατομές κατηγορίας 4} \quad (7.5)$$

Όπου

$W_{el,min}, W_{eff,min}$ Είναι οι ροπές αντίστασης με τις μεγαλύτερες ελαστικές τάσεις

β) Έλεγχος διατομής σε διάτμηση

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (7.6)$$

όπου $V_{c,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα. Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ όπως δίνεται στην (7.7) για απουσία στρέψης:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (7.7)$$

Με A_v να είναι η επιφάνεια διάτμησης

γ) Έλεγχος κάμψης και διάτμησης

- Όταν υπάρχει διατμητική δύναμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής
- Όπου η διατμητική δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αγνοείται, εκτός από εκεί όπου ο λυγισμός λόγω τέμνουσας μειώνει την αντοχή της διατομής
- Διαφορετικά, η μειωμένη ροπή αντοχής πρέπει να λαμβάνεται ως η αντοχή σχεδιασμού της διατομής, υπολογισμένη χρησιμοποιώντας μειωμένη αντοχή

$$(1 - \rho) * f_y \quad (7.8)$$

για την επιφάνεια διάτμησης

όπου:

$$\rho = \left(2 * \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2 \quad \text{και } V_{pl,Rd} \text{ λαμβάνεται από την (7.7) για απουσία στρέψης}$$

δ) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και θλίψη

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής. Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (7.9)$$

Όπου :

$M_{N,Rd}$ είναι η απομειωμένη πλαστική ροπή αντοχής λόγω της αξονικής δύναμης N_{Ed}

Για μια τετραγωνική συμπαγή διατομή χωρίς οπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} * \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}\right)^2\right] \quad (7.10)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y, όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0.25 * N_{pl,Rd} \quad (7.11)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.12)$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7.13)$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = \min \left\{ M_{pl,y,Rd} * \frac{1-n}{1-0.5*a}; M_{pl,Rd} \right\} \quad (7.14)$$

$$\text{Για } n \leq a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} \quad (7.15)$$

$$\text{Για } n > a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,y,Rd} * \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (7.16)$$

Όπου:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad (7.17)$$

$$a = \min \left\{ \frac{A - 2 * b * t_f}{A}; 0.5 \right\} \quad (7.18)$$

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^a + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^b \leq 1 \quad (7.19)$$

στο οποίο α και β είναι σταθερές, που συντηρητικά μπορούν να λαμβάνονται ως μονάδα, ή αλλιώς ως εξής για διατομές I και H :

$$\alpha = 2 \quad (7.20)$$

$$\beta = \max\{5 * n; 1\} \quad (7.21)$$

ε) Έλεγχος σε καμπτικό λυγισμό

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού από την παρακάτω σχέση (7.22):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (7.22)$$

όπου :

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης
 $N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται από τη σχέση

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2 και 3} \quad (7.23)$$

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

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$, πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση (7.24):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1.0 \quad (7.24)$$

όπου:
$$\Phi = 0.5 \left[1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (7.25)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} * \frac{1}{\lambda_1} \quad (7.26)$$

όπου:

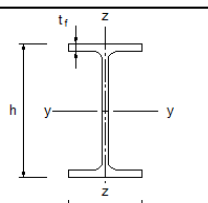
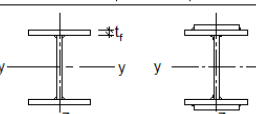

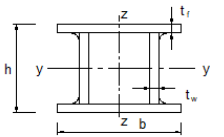
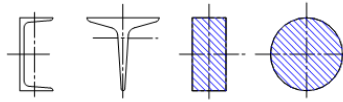
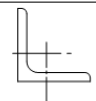
α είναι ένας συντελεστής ατελειών
 N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής
 L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού
 i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 * \varepsilon, \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Πίνακας 7.5: συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού (EN1993-1(9) Πίνακας 6.1)

| Καμπύλη λυγισμού | a_0 | a | b | c | d |
|-------------------------------|-------|------|------|------|------|
| Συντελεστής ατελειών α | 0.13 | 0.21 | 0.34 | 0.49 | 0.76 |

Πίνακας 7.6: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή (EN1993-1(9))

| Διατομή | Όρια | Λυγισμός περί των άξονα | Καμπύλη λυγισμού | |
|---|--|--------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| | | | S 235 S 275 S 355 S 420 | S 460 |
|  Ελατές διατομές | $h/b > 1.2$ | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | a a ₀ |
| | | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ | y-y z-z | b a |
| | $h/b \leq 1.2$ | $t_f \leq 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | b a |
| | | $t_f > 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | d c |
|  Συγκολλητές I-διατομές | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | b c | |
| | $t_f > 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | c d | |
|  Κοιλές Διατομές | Εν θερμό ελαση | Κάθε | a | |
| | Ψυχρή ελαση | Κάθε | c | |
|  Συγκολλητές κβηλοποιήσεις | Γενικά (εκτός των κατωτέρω) | Κάθε | b | |
| | Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$ | Κάθε | c | |
|  U-, T- και συμπαγείς | | Κάθε | c | |
|  L-διατομές | | Κάθε | b | |

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0.2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0.04$ οι επιδράσεις του λυγισμού

μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

στ) Έλεγχος μέλους σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμφωνα με την σχέση (7.27):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (7.27)$$

όπου $M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται από την σχέση 7.28:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} * W_{pl,y} * \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1 ή 2} \quad (7.28)$$

όπου χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

Για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT}^2$ δίνεται από τη σχέση (7.29):

$$\text{Αν } \chi_{LT} \leq 1.0 \quad \chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad (7.29)$$

$$\text{όπου} \quad \Phi_{LT} = 0.5 * \left[1 + a_{LT} * (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (7.30)$$

a_{LT} είναι συντελεστής ατελειών σύμφωνα με τους Πίνακες (7.7),(7.8)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y * f_y}{M_{cr}}} \quad (7.31)$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού
Για διατομές με δύο άξονες συμμετρίας όπως I,H:

$$M_{cr} = C_1 * \frac{\pi^2 * E * I_z}{(k * L)^2} * \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 * \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k * L)^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z} + (C_2 * z_g)^2 \right]^{0.5} - C_2 * z_g \right\} \quad (7.32)$$

Πίνακας 7.7: Συντελεστής ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (EN 1993-1 (9) Πίν.6.3).

| Καμπύλη λυγισμού | a | b | c | d |
|-------------------------------|------|------|------|------|
| Συντελεστής ατελειών a_{LT} | 0.21 | 0.34 | 0.49 | 0.76 |

Πίνακας 7.8: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού (EN1993-1(9) Πίν. 6.4).

| 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 |

ζ) Έλεγχος μέλους υπό κάμψη και θλίψη

Μέλη που υπόκεινται σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη πρέπει να ικανοποιούν την παρακάτω σχέση

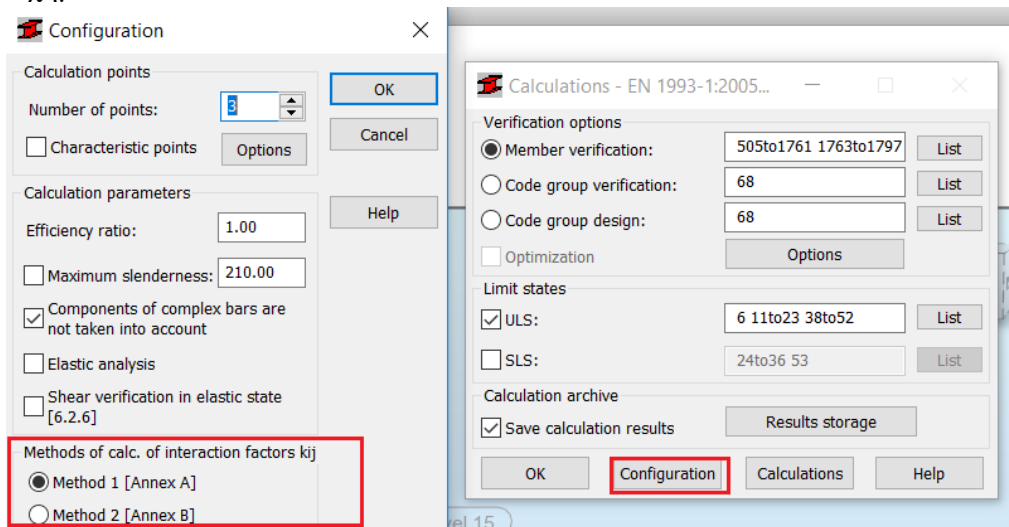
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}} + k_{yy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Ed}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} * \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (7.33)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y * N_{Rk}} + k_{zy} * \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Ed}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} * \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (7.34)$$

όπου:

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

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί. Τιμές για αυτούς τους συντελεστές μπορεί να λαμβάνονται από το Παράρτημα Α (εναλλακτική μέθοδος 1) ή από το Παράρτημα Β (εναλλακτική μέθοδος 2). Στο πρόγραμμα υπολογίζονται αυτόματα όταν χρειάζονται και επιλέγεται να υπολογίζεται με την μέθοδο 1 από το Calculations ⇒ Configuration όπως φαίνεται και στο σχήμα 7.10:



Σχήμα 7.10: Ορισμός Configuration

Στην συνέχεια παρατίθενται οι πίνακες υπολογισμού του k_{ij} από τον ευρωκώδικα

Πίνακας 7.9: Συντελεστής αλληλεπίδρασης k_{ij}

| Συντελεστές αλληλεπίδρασης | Παραδοχές σχεδιασμού | |
|----------------------------|--|--|
| | ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4 | πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2 |
| k_{yy} | $C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ | $C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$ |
| k_{yz} | $C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ | $C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0.6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$ |
| k_{zy} | $C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ | $C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0.6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$ |

| | | |
|---|---|---|
| k_{zz} | $C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ | $C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$ |
| Βοηθητικοί συντελεστές | | |
| $\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$ $\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$ $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1.5$ $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1.5$ $n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$ $C_{my} \text{ (βλέπε Πίνακα 7.11)}$ $a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$ | $C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_y} C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ $\text{με } b_{LT} = 0.5 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{\chi_{LT}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}}$ $C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_z^5} \right) n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ $\text{με } c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{-2}}{5 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$ $C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - 14 \frac{C_{my}^2 \bar{\lambda}_{max}^{-2}}{w_y^5} \right) n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0.6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$ $\text{με } d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}} \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} M_{pl,z,Rd}}$ $C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[\left(2 - \frac{1.6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{mz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right) n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$ $\text{με } e_{LT} = 1.7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0}{0.1 + \bar{\lambda}_z^{-4}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \chi_{LT} M_{pl,y,Rd}}$ | |

Πίνακας 7.10: Συντελεστής αλληλεπίδρασης k_{ij}

| | |
|---|---|
| $\bar{\lambda}_{max} = \max \begin{cases} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{cases}$ | |
| $\bar{\lambda}_0$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής, δηλ. | |
| $\psi_y = 1.0$ στον Πίνακα (7.11) | |
| $\bar{\lambda}_{LT}$ = | ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό |
| Για $\bar{\lambda}_0 = 0$: | $C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ |

$$C_{mLT} = 1.0$$

Για $\bar{\lambda}_0 > 0$:

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$$

$$C_{mz} = C_{mz,0}$$

$$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

$N_{crit,y}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα y-y

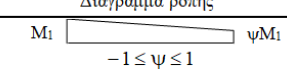
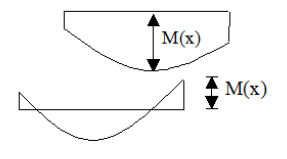
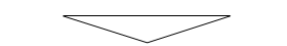

$N_{crit,z}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z-z

$N_{crit,T}$ = ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού

I_T = σταθερά στρέψης St. Venant

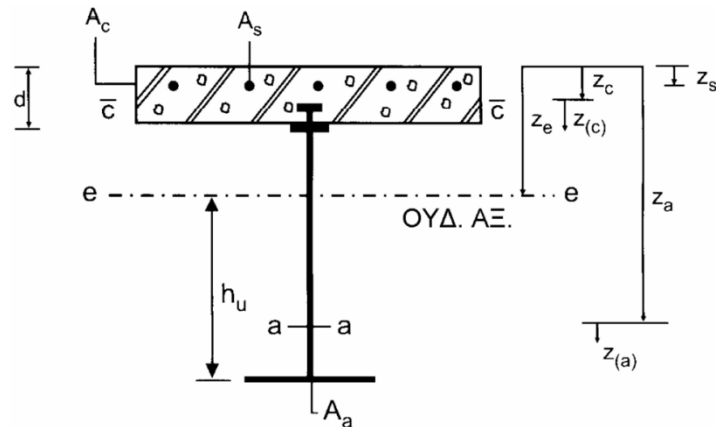
I_y = ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα y-y

Πίνακας 7.11: Συντελεστές $C_{mi,0}$ ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

| Διάγραμμα ροπής | $C_{mi,0}$ |
|---|---|
|  | $C_{mi,0} = 0,79 + 0,21\psi_i + 0,36(\psi_i - 0,33) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ |
|  | $C_{mi,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_x }{L^2 M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ <p>$M_{i,Ed}(x)$ είναι η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed}$ ή $M_{z,Ed}$ δ_x είναι η μέγιστη μετατόπιση του μέλους κατά το μήκος του</p> |
|  | $C_{mi,0} = 1 - 0,18 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ |
|  | $C_{mi,0} = 1 + 0,03 \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ |

7.2.1 Κύριες δοκοί

Οι δοκοί του κτιρίου είναι σύμμικτες, άρα θα χρειαστεί να ελεγχθούν οι τάσεις στις ακραίες ίνες με τη σειρά που εφαρμόζονται τα φορτία. Για τις δοκούς HEA 450 ισχύει ο παρακάτω πίνακας (7.12) σύμφωνα με το σχήμα 7.11:



Σχήμα 7.11: Στοιχεία σύμμικτης διατομής

Πίνακας 7.12: Ροπή αντοχής σύμμικτης διατομής HEA 450

| Ροπή αντοχής | | | | | | |
|--|----------|-------------------------|------------|-----------|-------|------------|
| α) Ουδέτερος άξονας εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$ | | | | | | |
| b(m) | 2 | z_0 (m) | 0.22051765 | H(m) | 0.45 | HEA 450 |
| d(m) | 0.1 | f_{cd} (MPa) | 14.1666667 | z_a (m) | 0.325 | |
| f_{yd} (MPa) | 355 | A_a (m ²) | 0.0176 | | | |
| Θλιπτική δύναμη (kN) | 6.248 | | | | | |
| Εφελκυστική δύναμη (kN) | 6.248 | | | | | |
| Πλαστική ροπή (kNm) | 1341.70> | M_{ed} (kNm) | = 848 | | | |

Όπου:

- d Το πάχος της πλάκας σκυροδέματος (εδώ λαμβάνεται το συμπαγές μόνο)
- b Το συνεργαζόμενο πλάτος λαμβάνεται ίσο με 2m όσο και η απόσταση μεταξύ διαδοκίδων
- A_a Το εμβαδό της μεταλλικής διατομής
- f_{yd}, f_{cd} Οι αντοχές σχεδιασμού του χάλυβα και του σκυροδέματος αντίστοιχα
- H(m) Το ύψος της μεταλλικής διατομής
- z_a (m) Η απόσταση της άνω ίνας σκυροδέματος από το κέντρο βάρους της μεταλλικής διατομής
- z_0 Η απόσταση του κέντρου βάρους της σύμμικτης διατομής από την άνω ίνα σκυροδέματος

Επομένως, είναι βέβαιο ότι η HEA 450, ακόμα και αν φορτιστεί με όλο το φορτίο των διαδοκίδων αριστερά και δεξιά, μπορεί να το παραλάβει. Είναι αναγκαίο έπειτα να γίνει έλεγχος των τάσεων, για να είναι βέβαιο ότι κανένα υλικό τις σύνθετης διατομής δεν υπερβαίνει τις επιτρεπόμενες τάσεις. Παρουσιάζονται στη συνέχεια τα γεωμετρικά στοιχεία της σύμμικτης διατομής (Πίνακας 7.13).

Πίνακας 7.13: Γεωμετρικά στοιχεία

| | | | | |
|--------------------|-------------|-------------|-------|--------|
| | Y | Z | E_a | 210000 |
| A_e | 0.031885714 | | E_c | 15000 |
| Z_e | 0.201792115 | | n | 14 |
| $I_a(\text{cm}^4)$ | 63720 | 9470 | A_a | 0.0176 |
| $I_c(\text{cm}^4)$ | 16666.66667 | 6666666.667 | A_c | 0.2 |

| | |
|-------|-----------|
| I_y | 124543.1 |
| I_z | 6676136.7 |
| I_t | 200555.66 |

Όπου

| | |
|-----------------|---|
| A_e | Συνολικό εμβαδό σύμμικτης διατομής |
| Z_e | Απόσταση κέντρου βάρους διατομής από την άνω ίνα σύμμικτης διατομής |
| I_a | Ροπή αδράνειας μεταλλικής διατομής σε X,Y άξονες |
| I_c | Ροπή αδράνειας πλάκας σκυροδέματος σε X, Y άξονες |
| E_a | Μέτρο ελαστικότητας μεταλλικής διατομής |
| E_c | Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος (λαμβάνεται το μισό του υλικού λόγω ρηγματώσεων) |
| A_a | Εμβαδό χαλύβδινης διατομής |
| A_c | Εμβαδό διατομής σκυροδέματος |
| I_y, I_z, I_t | Ροπή αδράνειας σύμμικτης διατομής με ως προς Y,Z, X(t=εγκάρσιος) |
| n | Λόγος μέτρων ελαστικότητας E_a/E_c |

Για να υπολογιστούν οι τάσεις των υλικών θα εφαρμοστεί αρχικά το φορτίο σκυροδέματος και χαλυβδόφυλλου στην σύμμικτη διατομή (Στάδιο 1) και στην συνέχεια θα εφαρμοστεί το μόνιμο και τα κινητά φορτία (Στάδιο 2), όλα σε οριακή κατάσταση αντοχής (με συντελεστές ασφαλείας) (Πίνακας 7.14, Πίνακας 7.15, Πίνακας 7.16, Πίνακας 7.17).

Πίνακας 7.14: Φορτία σταδίου 1

| | |
|--|--------|
| Μόνιμο (χωρίς πρόσθετα μόνιμα) (kN/m^2) | 2.26 |
| Μόνιμο (χωρ.προσθ.μόνιμα)*1.35(kN/m^2) | 3.05 |
| $M_{ed}(\text{kNm})$ | 195.33 |

Πίνακας 7.15: Φορτία σταδίου 2

| | |
|---|--------|
| Κινητά και πρόσθετα μόνιμα (kN/m) | 10.2 |
| Κινητά και πρόσθετα μόνιμα ($Q \cdot 1.5 + G_0 \cdot 1.35$)(kN/m) | 13.25 |
| M_{ed} | 652.68 |

Πίνακας 7.16 Τάσεις σταδίου 1

| W | Ανάλυση τάσεων | Μόνιμο (χωρίς πρόσθετα μόνιμα) |
|-------|-------------------------|--------------------------------|
| 0 | Άνω πέλμα σκυροδέματος | |
| 0 | Κάτω πέλμα σκυροδέματος | |
| -2832 | Άνω πέλμα δοκού | -68.97 |
| 2832 | Κάτω πέλμα δοκού | 68.97 |

Πίνακας 7.17: Τάσεις σταδίου 2

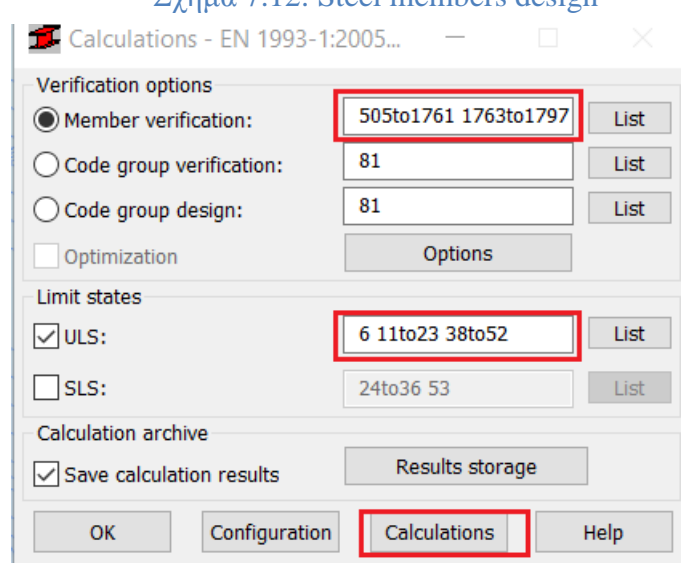
| Ανάλυση τάσεων | w' | κινητά και πρόσθετα μόνιμα | Τελικές τάσεις σε οκα | Έλεγχος τάσεων |
|-------------------------|-----------|----------------------------|-----------------------|----------------------|
| Άνω πέλμα σκυροδέματος | -86405.92 | -7.55 | -7.55 | $> -14.167 = f_{cd}$ |
| Κάτω πέλμα σκυροδέματος | -171290.6 | -3.81 | -3.81 | $> -14.167 = f_{cd}$ |
| Άνω πέλμα δοκού | -12235.04 | -53.35 | -122.32 | $> -355 = f_{yd}$ |
| Κάτω πέλμα δοκού | 3576.69 | 182.48 | 251.45 | $< 355 = f_{yd}$ |

Όπου:

– θλιπτικές τάσεις και + εφελκυστικές.

Επομένως, η διατομή HEA 450 αντέχει τα φορτία που της επιβάλλονται. Ένας ακόμα δυσμενέστερος έλεγχος που γίνεται είναι μέσω του προγράμματος ROBOT από το menu \Rightarrow design \Rightarrow Steel members design. Επιλέγονται τα μέλη, οι αριθμοί των φορτίσεων και εκτελώντας το έχουμε τα παρακάτω αποτελέσματα (Σχήμα 7.12).

Σχήμα 7.12: Steel members design



Οι φορτίσεις που επιλέγονται να ελεγχθούν είναι οι συνδυασμοί σε οριακή κατάσταση αστοχίας που ορίστηκαν με το manual combinations, οι αυτόματοι συνδυασμοί με το automatic load combinations και οι συνδυασμοί σεισμού μαζί με τη συνδυαστική ανάλυση των συνιστώσεών τους για τη καθαρή μεταλλική διατομή (Σχήμα 7.13).

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|------------------|---------|-------|-------|--------|-------|-----------|
| 1636 RevitGirder | HEA 450 | S355 | 42.29 | 109.72 | 0.68 | 15 COMB5 |
| 1626 RevitGirder | HEA 450 | S355 | 42.29 | 109.72 | 0.67 | 15 COMB5 |
| 1681 RevitGirder | HEA 450 | S355 | 42.29 | 109.72 | 0.67 | 15 COMB5 |
| 1876 RevitGirder | HEA 450 | S355 | 42.29 | 109.72 | 0.67 | 15 COMB5 |
| 1696 RevitGirder | HEA 450 | S355 | 42.29 | 109.72 | 0.67 | 15 COMB5 |
| 1866 RevitGirder | HEA 450 | S355 | 42.29 | 109.72 | 0.66 | 15 COMB5 |
| 1921 RevitGirder | HEA 450 | S355 | 42.29 | 109.72 | 0.66 | 15 COMB5 |
| 1621 RevitGirder | HEA 450 | S355 | 42.29 | 109.72 | 0.66 | 15 COMB5 |

Σχήμα 7.13 έλεγχος HEA 450 με το πρόγραμμα

Παρατηρείται από τα αποτελέσματα ότι ο μέγιστος λόγος είναι 0.68 στην περίπτωση του συνδυασμού 15. Ο λόγος αφορά την καταπόνηση μόνο της μεταλλικής διατομής, ελαφρώς προσαυξημένος με τα ορισμένα offset. Στη συνέχεια παρουσιάζεται η καταπόνηση του μέλους 1636 και ο έλεγχός του από το ROBOT με καθοριστικό τον έλεγχο σε θλίψη και κάμψη (Σχήμα 7.14).

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 1636 RevitGirder_1636
 Point / Coordinate: 3 / x = 0.25 L = 2.00 m
 Load case: 15 COMB5 (1+9)*1.35+(2+5)*1.50+3*0.90

HEA 450

DIATOMH OK

OK

Change

Simplified results Detailed results

FORCES

| | | | |
|--------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| N _{Ed} = 1145.84 kN | My _{Ed} = 364.07 kN*m | Mz _{Ed} = -0.90 kN*m | Vy _{Ed} = 0.45 kN |
| N _{c,Rd} = 6319.99 kN | My _{Ed,max} = 364.07 kN*m | Mz _{Ed,max} = -0.90 kN*m | Vy _{c,Rd} = 2838.03 kN |
| N _{b,Rd} = 2318.83 kN | My _{c,Rd} = 1141.70 kN*m | Mz _{c,Rd} = 342.77 kN*m | Vz _{Ed} = 180.15 kN |
| | MN _{y,Rd} = 1094.67 kN*m | MN _{z,Rd} = 342.77 kN*m | Vz _{c,Rd} = 1348.28 kN |

ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 2

LATERAL BUCKLING

XLT = 1.00

BUCKLING y

| | |
|----------------------------|-------------------------|
| Ly = 8.00 m | Lam _y = 0.55 |
| L _{cr,y} = 8.00 m | Xy = 0.91 |
| Lam _y = 42.29 | kzy = 0.57 |

BUCKLING z

| | |
|----------------------------|-------------------------|
| Lz = 8.00 m | Lam _z = 1.44 |
| L _{cr,z} = 8.00 m | Xz = 0.37 |
| Lam _z = 109.72 | kzz = 1.40 |

ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00 (6.2.4.(1))
 Vz_{Ed}/Vz_{c,Rd} = 0.13 < 1.00 (6.2.6.(1))

MEMBER STABILITY CHECK

Lam_y = 42.29 < Lam_{max} = 210.00 Lam_z = 109.72 < Lam_{max} = 210.00 ΣΤΑΘΕΡΟ

N_{Ed}/(Xz*N_{c,Rd}/gM1) + kzy*My_{Ed,max}/(XLT*My_{c,Rd}/gM1) + kzz*Mz_{Ed,max}/(Mz_{c,Rd}/gM1) = 0.68 < 1.00 (6.3.3.(4))

Forces

Detailed

Calc. Note

Parameters

Help

Σχήμα 7.14: Έλεγχος μέλους HEA 450 από το ROBOT

7.2.2 Διαδοκίδες

Για τον έλεγχο των διαδοκίδων θα χρησιμοποιηθεί η ίδια διαδικασία με την κύρια δοκό, δηλαδή θα ελεγχθούν οι τάσεις αρχικά σε φάση κατασκευής και έπειτα σε φάση πλήρους φόρτισης, στάδιο 1 και 2 αντίστοιχα. Έτσι, για τις δοκούς IPE 360 ισχύει ο παρακάτω πίνακας (7.18):

Πίνακας 7.18: Ροπή αντοχής σύμμικτης IPE 360

| Ροπή αντοχής | | | | | | |
|--|---------|--------------------|-------------|-------|------|---------|
| α) Ουδέτερος άξονας εντός του πέλματος του σκυροδέματος $z_0 \leq d$ | | | | | | |
| b | 2 | z_0 | 0.0910887 | h | 0.36 | IPE 360 |
| d | 0.17 | f_{cd} | 14.16666667 | z_a | 0.35 | |
| f_{yd} | 355 | A_α | 0.00727 | | | |
| Θλιπτική δύναμη (kN) | 2.58085 | | | | | |
| Εφελκυστική δύναμη (kN) | 2.58085 | | | | | |
| Πλαστική ροπή (kNm) | 785.76 | $>M_{ed}(kNm)=212$ | | | | |

Άρα, η διατομή IPE 360 υπολογισμένη σαν σύμμικτη μπορεί να παραλάβει επαρκώς την δρώσα ροπή $M_{ed}(kNm)=212$. Πρέπει και εδώ να ελεγχθεί ότι οι τάσεις στις IPE 360 δεν υπερβαίνουν την επιτρεπόμενη αντοχή. Παρακάτω παρατίθενται τα στοιχεία της σύμμικτης διατομής (7.19) καθώς και η τυπική διατομή η οποία φαίνεται στο σχήμα 7.11.

Πίνακας 7.19: Στοιχεία σύμμικτης διατομής IPE 360

| | Y | Z | | |
|--------------------|------------|-------------|-------|---------|
| A_e | 0.03155571 | | E_a | 210000 |
| Z_e | 0.14605233 | | E_c | 15000 |
| $I_a(\text{cm}^4)$ | 16270 | 1040 | n | 14 |
| $I_c(\text{cm}^4)$ | 15211.2167 | 11333333.33 | A_a | 0.00727 |
| | | | A_c | 0.34 |

| | |
|-------|------------|
| I_y | 56648.05 |
| I_z | 11334373.3 |
| I_t | 182638.28 |

Πίνακας 7.20: Φορτία πριν την σκυροδέτηση (Στάδιο 1)

| | |
|--|-------|
| Μόνιμο (χωρίς πρόσθετα μόνιμα) (kN/m^2) | 2.26 |
| Μόνιμο (χωρ.προσθ.μόνιμα)*1.35(kN/m^2) | 3.05 |
| $M_{ed}(\text{kNm})$ | 48.83 |

Πίνακας 7.21:Πρόσθετα φορτία μετά την σκυροδέτηση (Στάδιο 2)

| | |
|--|--------|
| Κινητά και πρόσθετα μόνιμα (kN/m) | 10.2 |
| Κινητά και πρόσθετα μόνιμα ($Q*1.5+G_0*1.35$)(kN/m) | 13.25 |
| $M_{ed}(\text{kNm})$ | 163.17 |

Πίνακας 7.22: Τάσεις πριν την σκυροδέτηση (Στάδιο 1)

| W | Ανάλυση τάσεων | Μόνιμο (χωρίς πρόσθετα μόνιμα) |
|---------|-------------------------|--------------------------------|
| 0 | Άνω πέλμα σκυροδέματος | |
| 0 | Κάτω πέλμα σκυροδέματος | |
| -903.89 | Άνω πέλμα δοκού | -54.02 |
| 903.89 | Κάτω πέλμα δοκού | 54.02 |

Πίνακας 7.23 Τάσεις μετά την σκυροδέτηση (Στάδιο 2)

| Ανάλυση τάσεων | w' | κινητά και πρόσθετα μόνιμα | Τελικές τάσεις σε οκα | Ελεγχος τάσεων |
|-------------------------|-----------|----------------------------|-----------------------|-------------------|
| Άνω πέλμα σκυροδέματος | -54300.59 | -3.00 | -3.00 | $>-14.167=f_{cd}$ |
| Κάτω πέλμα σκυροδέματος | 331169.11 | 0.49 | 0.49 | $>-14.167=f_{cd}$ |
| Άνω πέλμα δοκού | 23654.94 | 6.90 | -47.13 | $>-355=f_{yd}$ |
| Κάτω πέλμα δοκού | 1475.41 | 110.59 | 164.62 | $<355=f_{yd}$ |

Όπου:

– θλιπτικές τάσεις και + εφελκυστικές.

Άρα, και σε αυτή την περίπτωση η διατομή IPE 360 αντέχει τα φορτία που της επιβάλλονται. Ο δεύτερος δυσμενέστερος έλεγχος που γίνεται για τη καθαρή μεταλλική διατομή, είναι μέσω του προγράμματος ROBOT από το Steel members design. Επιλέγονται τα μέλη, οι αριθμοί των φορτίσεων και τρέχοντας τις calculations έχουμε τα παρακάτω

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|-----------------|---------|-------|-------|--------|-------|-----------|
| 3178 RevitJoist | IPE360 | S355 | 53.49 | 211.21 | 1.00 | 15 COMB5 |
| 3253 RevitJoist | IPE360 | S355 | 53.49 | 211.21 | 1.00 | 15 COMB5 |
| 3283 RevitJoist | IPE360 | S355 | 53.49 | 211.21 | 1.00 | 11 COMB1 |
| 3208 RevitJoist | IPE360 | S355 | 53.49 | 211.21 | 1.00 | 11 COMB1 |
| 3223 RevitJoist | IPE360 | S355 | 53.49 | 211.21 | 0.98 | 15 COMB5 |
| 3298 RevitJoist | IPE360 | S355 | 53.49 | 211.21 | 0.98 | 15 COMB5 |
| 3238 RevitJoist | IPE360 | S355 | 53.49 | 211.21 | 0.98 | 11 COMB1 |
| 3163 RevitJoist | IPE360 | S355 | 53.49 | 211.21 | 0.98 | 11 COMB1 |

Σχήμα 7.15: Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης IPE 360 σε ΟΚΑ

Παρατηρείται από τα αποτελέσματα ότι ο έλεγχος ικανοποιείται οριακά αφού ο μέγιστος λόγος είναι 1.00 στην περίπτωση του συνδυασμού 15. Ο λόγος αφορά την καταπόνηση μόνο της μεταλλικής διατομής ελαφρώς προσαυξημένος με τα ορισμένα offset. Στην συνέχεια παρουσιάζεται το calculation note του μέλους 3178.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΑΙ ΑΝΤΟΧΕΣ:

| | | | |
|---------------------------------|--|--|-----------------------------------|
| $N_{,Ed} = 291.36 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = 51.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,Ed} = -0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,Ed} = 0.00 \text{ kN}$ |
| $N_{c,Rd} = 2581.89 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed,max} = 51.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,Ed,max} = -0.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,c,Rd} = 1001.05 \text{ kN}$ |
| $N_{b,Rd} = 299.29 \text{ kN}$ | $M_{y,c,Rd} = 361.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,c,Rd} = 67.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,Ed} = 24.80 \text{ kN}$ |
| | $MN_{y,Rd} = 361.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $MN_{z,Rd} = 67.84 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,c,Rd} = 720.17 \text{ kN}$ |
| ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1 | | | |



ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΛΥΓΙΣΜΟΥ:

| | | | |
|-----------------------------|-------------------|-----------------------------|-------------------|
| | ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ y: | | ΠΕΡΙ ΤΟΝ ΑΞΟΝΑ z: |
| $L_y = 8.00 \text{ m}$ | $Lam_y = 0.70$ | $L_z = 8.00 \text{ m}$ | $Lam_z = 2.76$ |
| $L_{cr,y} = 8.00 \text{ m}$ | $X_y = 0.85$ | $L_{cr,z} = 8.00 \text{ m}$ | $X_z = 0.12$ |
| $Lam_y = 53.49$ | $kzy = 0.18$ | $Lam_z = 211.21$ | $kzz = 1.77$ |

ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΕΛΕΓΧΟΥ:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΗΚΟΥΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$
 $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^2 = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

ΟΛΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΘΕΡΟΤΗΤΑΣ ΜΕΛΟΥΣ:

$Lambda_y = 53.49 < Lambda_{max} = 210.00 \quad Lambda_z = 211.21 > Lambda_{max} = 210.00 \quad \text{ΑΣΤΑΘΕΣ}$
 $N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$
 $N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 1.00 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

ΔΙΑΤΟΜΗ ΟΚ !!!

Σχήμα 7.16: Έλεγχος μέλους IPE 360 από το ROBOT

7.2.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα θα ελεγχθούν μέσα από το ROBOT αρχικά για τα φορτία εκτός του σεισμικού συνδυασμού μέσω του steel members design και στο κεφάλαιο με την ικανοτική απαίτηση από τα χιαστί θα ελεγχθεί και ο σεισμός σε κάμψη και θλίψη. Όπως παρουσιάζεται στην συνέχεια (7.17), (7.18), οι μέγιστες καταπονήσεις ενός τυπικού μέλους είναι:

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|------------------|---------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| 419 RevitColGrav | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.94 | 12 COMB2 |
| 413 RevitColGrav | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.94 | 12 COMB2 |
| 383 RevitColGrav | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.94 | 12 COMB2 |
| 377 RevitColGrav | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.94 | 12 COMB2 |
| 374 RevitColGrav | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.93 | 15 COMB5 |
| 389 RevitColGrav | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.92 | 12 COMB2 |
| 407 RevitColGrav | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.92 | 12 COMB2 |
| 425 RevitColGrav | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.92 | 12 COMB2 |

Σχήμα 7.17: Έλεγχος υποστυλωμάτων σε ΟΚΑ εκτός σεισμού

Στα σχήματα 7.17, 7.18 παρατηρείται ότι το μέλος καταπονείται από ένα ισχυρό θλιπτικό φορτίο 4684.41kN και ροπές κάμψης στους y-y και z-z άξονες 10.60kNm και 11.79kNm αντίστοιχα. Άρα το μέλος ελέγχεται σε κάμψη και θλίψη στον άξονα y-y.

RESULTS - Code - EN 1993-1:2005/A1:2014

Bar: 419 RevitColGravity_419
 Point / Coordinate: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Load case: 12 COMB2 (1+9)*1.35+(2+5)*1.50+10*0.90+4*0.75

HEB 400

ΔΙΑΤΟΜΗ OK

Simplified results Detailed results

FORCES

| | | | |
|---------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| $N_{,Ed} = 4684.41 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = -10.60 \text{ kN*m}$ | $M_{z,Ed} = -11.79 \text{ kN*m}$ | $V_{y,Ed} = -31.71 \text{ kN}$ |
| $N_{c,Rd} = 7021.12 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed,max} = -56.78 \text{ kN*m}$ | $M_{z,Ed,max} = 43.71 \text{ kN*m}$ | $V_{y,T,Rd} = 3229.08 \text{ kN}$ |
| $N_{b,Rd} = 5808.18 \text{ kN}$ | $M_{y,c,Rd} = 1147.33 \text{ kN*m}$ | $M_{z,c,Rd} = 391.94 \text{ kN*m}$ | $V_{z,Ed} = -26.39 \text{ kN}$ |
| | $M_{N,y,Rd} = 441.93 \text{ kN*m}$ | $M_{N,z,Rd} = 276.42 \text{ kN*m}$ | $V_{z,T,Rd} = 1434.26 \text{ kN}$ |
| | | | $T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN*m}$ |
| | | | ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1 |

LATERAL BUCKLING

XLT = 1.00

BUCKLING y

| | |
|-----------------------------|-----------------------|
| $L_y = 3.50 \text{ m}$ | $\text{Lam}_y = 0.27$ |
| $L_{cr,y} = 3.50 \text{ m}$ | $X_y = 0.98$ |
| $\text{Lam}_y = 20.49$ | $k_{zy} = 0.56$ |

BUCKLING z

| | |
|-----------------------------|-----------------------|
| $L_z = 3.50 \text{ m}$ | $\text{Lam}_z = 0.62$ |
| $L_{cr,z} = 3.50 \text{ m}$ | $X_z = 0.83$ |
| $\text{Lam}_z = 47.32$ | $k_{zz} = 0.98$ |

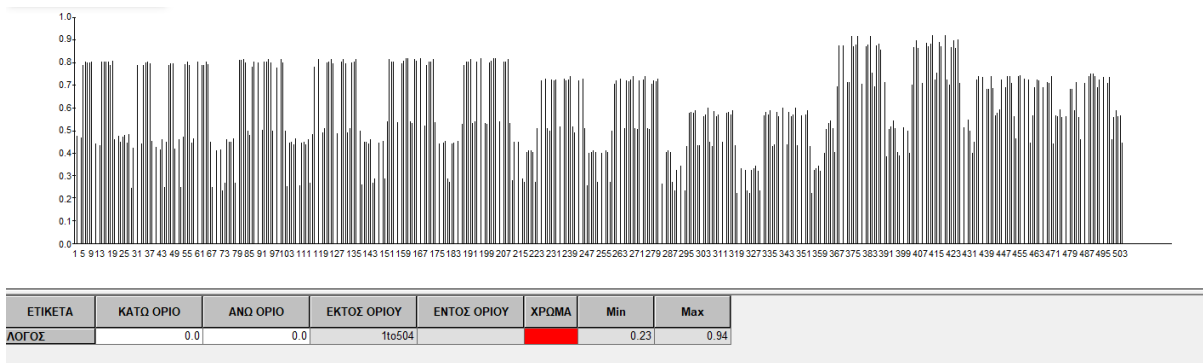
ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.67 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.6-7)

MEMBER STABILITY CHECK

$\text{Lam}_y = 20.49 < \text{Lam}_{,max} = 210.00$ $\text{Lam}_z = 47.32 < \text{Lam}_{,max} = 210.00$ ΣΤΑΘΕΡΟ
 $N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.94 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Σχήμα 7.18: Έλεγχος μέλους 419 από το ROBOT



Σχήμα 7.19: Ελάχιστος και μέγιστος λόγος αξιοποίησης υποστλωμάτων

7.2.4 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θα ελεγχθούν σε δύο καταπονήσεις

- 1) Στα σεισμικά φορτία, στα οποία θα διασφαλιστούν οι απαιτήσεις του EN1998-1 (11)
- 2) Στα φορτία κατασκευής σε οριακή κατάσταση αστοχίας, στα οποία θα εξασφαλιστεί ότι η καταπόνηση λόγω στατικών φορτίσεων δεν υπερβαίνει την αντοχή των μελών

Πρώτα θα ελεγχθεί ότι οι υπεραντοχές Ω κάθε μέλους σε κάθε κατεύθυνση δεν απέχει πάνω από το 25% (διασφάλιση ομογενούς πλαστιμότητας), καθώς και η ανηγμένη λυγηρότητα των μελών είναι μικρότερη του 2, ή αλλιώς η λυγηρότητα μικρότερη του 152.8 όπως φαίνεται και στην σχέση (7.37):

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 * \varepsilon = 93.9 * 0.8136 = 76.397 \quad (7.35)$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.8136 \quad (7.36)$$

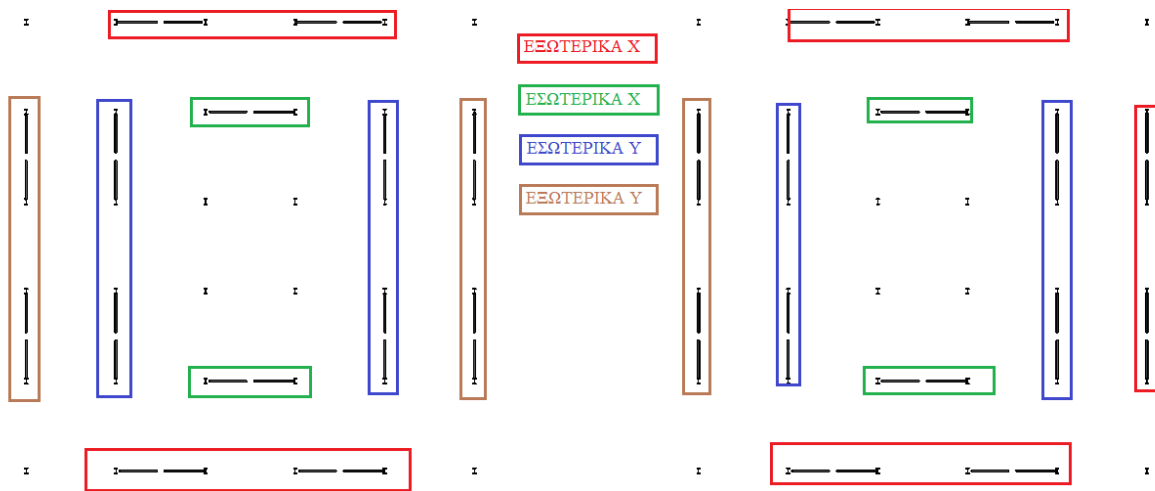
$$\bar{\lambda}_{max} = 2 \Rightarrow \frac{L_{cr}}{i} * \frac{1}{\lambda_1} = 2 \Rightarrow \lambda_{max} * \frac{1}{76.397} = 2 \Rightarrow \lambda_{max} = 152.8 \quad (7.37)$$

Έτσι, εισάγοντας από τα configuration του steel members design την μέγιστη επιτρεπόμενη λυγηρότητα, τους μέγιστους λόγους υπεραντοχής και τις ομάδες βελτιστοποίησης και έλεγχου των διατομών, γίνεται ο έλεγχος στις σεισμικές απαιτήσεις με την βοήθεια του ROBOT.

Διευκρινίζεται ότι οι ομάδες που δημιουργούνται ούτως ώστε τα στοιχεία να έχουν κοινούς λόγους είναι οι παρακάτω:

1. Εσωτερικά χιαστί κατεύθυνσης X ανά όροφο (15 ομάδες)
2. Εσωτερικά χιαστί κατεύθυνσης Y ανά όροφο (15 ομάδες)
3. Εξωτερικά χιαστί κατεύθυνσης X ανά όροφο (15 ομάδες)
4. Εξωτερικά χιαστί κατεύθυνσης Y ανά όροφο (15 ομάδες)

Συνολικά θα χρησιμοποιηθούν 60 κοινές ομάδες κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας διατομής KH στις οποίες θα ελεγχθεί ότι σε κάθε κατεύθυνση x-x και y-y ισχύει ότι $(\Omega_{max} - \Omega_{min}) / \Omega_{min} \leq 0.25$ με λόγο εκμετάλλευσης $= 1/\Omega$ για τους σεισμικούς συνδυασμούς $G+G_0+0.3*Q+E_x+0.3*E_y$ και $G+G_0+0.3*Q+E_y+0.3*E_x$.



Σχήμα 7.20: Διάταξη ομάδων χιαστί

Στην συνέχεια παρατίθενται η εισαγωγή των παραμέτρων και τα αποτελέσματα του steel members design (Σχήμα 7.21)

Σχήμα 7.21: Εισαγωγή παραμέτρων λυγηρότητας, φορτίων και ομάδας μελών

Πρώτα εξετάζεται η κατεύθυνση X, της οποίας οι λόγοι εκμετάλλευσης φαίνονται στην συνέχεια (Σχήμα 7.22).

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|-------|---------------------------|-------|-------|-------|-------|---------------------|
| 2880 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.65 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2790 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.65 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2773 | RevitBracin KH 168.3x5 | S355 | 92.10 | 92.10 | 0.65 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2683 | RevitBracin KH 168.3x5 | S355 | 92.10 | 92.10 | 0.65 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2885 | RevitBracin KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.65 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2849 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.65 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2819 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.65 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2795 | RevitBracin KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.65 | 80 σεισμικός συνδια |

Σχήμα 7.22: Ελάχιστος λόγος εκμετάλλευσης των χιαστί της κατεύθυνσης X

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | |
|-------|-------------|---------------|------|-------|-------|-----------|---------------------|
| 2734 | RevitBracin | KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.80 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2704 | RevitBracin | KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.80 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2763 | RevitBracin | KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.80 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2673 | RevitBracin | KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.80 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2764 | RevitBracin | KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.80 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2674 | RevitBracin | KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.80 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2733 | RevitBracin | KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.79 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2703 | RevitBracin | KH 168.3x12.5 | S355 | 96.20 | 96.20 | 0.79 | 80 σεισμικός συνδια |

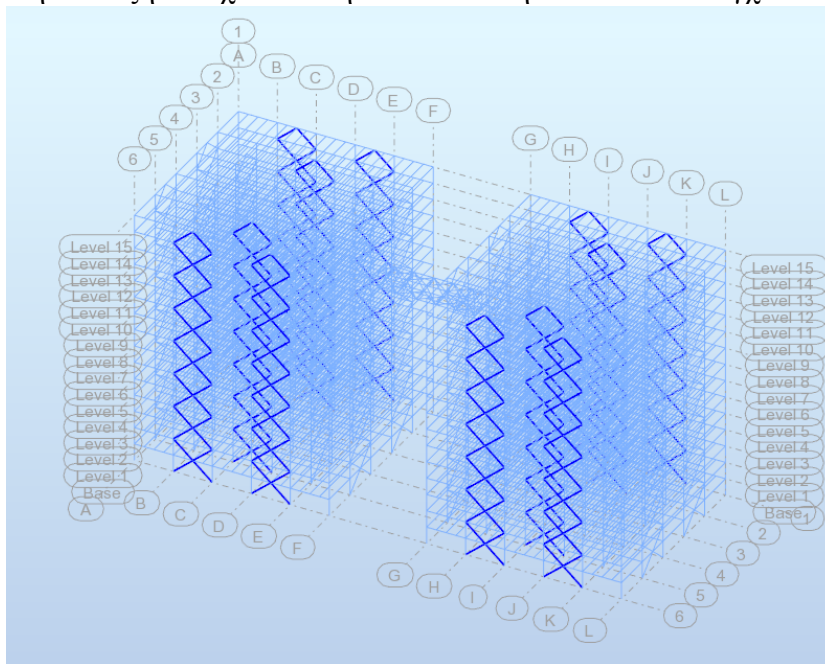
Σχήμα 7.23: Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης των χιαστί της κατεύθυνσης X

Άρα

$$\Omega_{max} = \frac{1}{0.65} = 1.54 \qquad \Omega_{min} = \frac{1}{0.80} = 1.25$$

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = \frac{1.54 - 1.25}{1.25} = 23.2\% \leq 25\%$$

Άρα ικανοποιείται οριακά ο έλεγχος. Στη συνέχεια παρουσιάζονται η μέγιστη λυγηρότητα και η διάταξη των χιαστί στην κατεύθυνση X τα οποία ελέγχονται (Σχήμα 7.25).

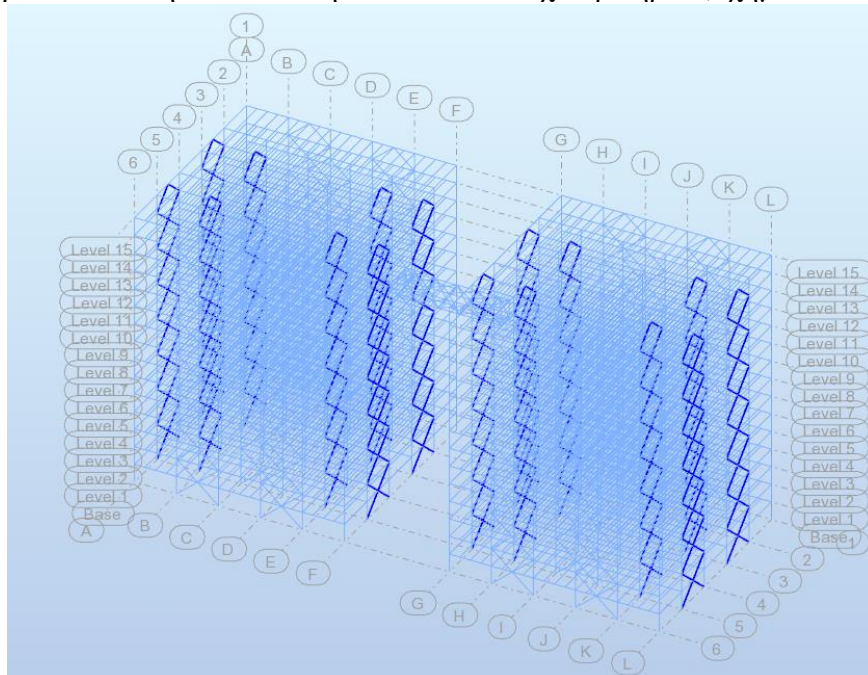


Σχήμα 7.24: Χιαστί κατεύθυνσης X

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | |
|-------|-------------|--------------|------|--------|--------|-----------|---------------------|
| 2368 | RevitBracin | KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.74 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2476 | RevitBracin | KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.74 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2904 | RevitBracin | KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.75 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2366 | RevitBracin | KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.75 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2903 | RevitBracin | KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.75 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2365 | RevitBracin | KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.75 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2475 | RevitBracin | KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.74 | 80 σεισμικός συνδια |
| 2367 | RevitBracin | KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.74 | 80 σεισμικός συνδια |

Σχήμα 7.25: Έλεγχος μέγιστης λυγηρότητας των χιαστί της κατεύθυνσης X

Παρατηρείται ότι και αυτό το κριτήριο πληρείται αφού $112.53 < 152.8$. Αντίστοιχα ελέγχεται παρακάτω και η κατεύθυνση Y στα αντίστοιχα κριτήρια (Σχήμα 7.27, Σχήμα 7.28).



Σχήμα 7.26: Χιαστί κατεύθυνσης Y

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 2361to2364 2369to2424 2477to2656 2905to...

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗΝΥΜΑΤΑ

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|-------|--------------------------|-------|--------|--------|-------|---------------------|
| 2610 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.66 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2641 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.66 | 81 σεισμικός συνδια |
| 3050 | RevitBracin KH 139.7x6.3 | S355 | 112.53 | 112.53 | 0.66 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2609 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.66 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2642 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.66 | 81 σεισμικός συνδια |
| 3140 | RevitBracin KH 139.7x6.3 | S355 | 112.69 | 112.69 | 0.66 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2378 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.66 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2409 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.66 | 81 σεισμικός συνδια |

Calc. Note Close Help

Ratio Analysis Map

Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Σχήμα 7.27: Ελάχιστος λόγος εκμετάλλευσης κατεύθυνσης Y

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 2361to2364 2369to2424 2477to2656 2905to...

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗΝΥΜΑΤΑ

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|-------|---------------------------|-------|--------|--------|-------|---------------------|
| 2974 | RevitBracin KH 139.7x12.5 | S355 | 117.68 | 117.68 | 0.81 | 81 σεισμικός συνδια |
| 3003 | RevitBracin KH 139.7x12.5 | S355 | 117.68 | 117.68 | 0.81 | 81 σεισμικός συνδια |
| 3047 | RevitBracin KH 139.7x12.5 | S355 | 117.68 | 117.68 | 0.79 | 81 σεισμικός συνδια |
| 3135 | RevitBracin KH 139.7x12.5 | S355 | 117.51 | 117.51 | 0.79 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2511 | RevitBracin KH 139.7x8 | S355 | 113.96 | 113.96 | 0.79 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2504 | RevitBracin KH 139.7x8 | S355 | 113.96 | 113.96 | 0.79 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2392 | RevitBracin KH 139.7x8 | S355 | 113.96 | 113.96 | 0.78 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2399 | RevitBracin KH 139.7x8 | S355 | 113.96 | 113.96 | 0.78 | 81 σεισμικός συνδια |

Calc. Note Close Help

Ratio Analysis Map

Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Σχήμα 7.28: Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης κατεύθυνσης Y

Επομένως, οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στην κατεύθυνση Y έχουν μέγιστο λόγο εκμετάλλευσης 0.81 και ελάχιστο 0.66.

$$\Omega_{max} = \frac{1}{0.66} = 1.52$$

$$\Omega_{min} = \frac{1}{0.81} = 1.24$$

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = \frac{1.52 - 1.24}{1.24} = 22.6\% \leq 25\%$$

Άρα ικανοποιείται και στην κατεύθυνση Y η απαίτηση ομογενούς πλαστιμότητας και έτσι ελέγχεται και η λυγνρότητα η οποία ικανοποιείται επίσης αφού $139.17 < 152.8$ (Σχήμα 7.29).

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|-------|--------------------------|-------|--------|--------|-------|---------------------|
| 3142 | RevitBracin KH 114.3x6.3 | S355 | 139.17 | 139.17 | 0.73 | 81 σεισμικός συνδια |
| 3082 | RevitBracin KH 114.3x6.3 | S355 | 138.98 | 138.98 | 0.70 | 81 σεισμικός συνδια |
| 3112 | RevitBracin KH 114.3x6.3 | S355 | 138.98 | 138.98 | 0.70 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2905 | RevitBracin KH 114.3x6.3 | S355 | 138.98 | 138.98 | 0.73 | 81 σεισμικός συνδια |
| 3053 | RevitBracin KH 114.3x6.3 | S355 | 138.98 | 138.98 | 0.69 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2965 | RevitBracin KH 114.3x6.3 | S355 | 138.98 | 138.98 | 0.76 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2906 | RevitBracin KH 114.3x6.3 | S355 | 138.98 | 138.98 | 0.73 | 81 σεισμικός συνδια |
| 2995 | RevitBracin KH 114.3x6.3 | S355 | 138.98 | 138.98 | 0.71 | 81 σεισμικός συνδια |

Σχήμα 7.29: Μέγιστος λόγος λυγνρότητας

Συνεχίζονται οι έλεγχοι των χιαστί με την ανάλυση τους σε οριακή κατάσταση αστοχίας (Σχήμα 7.30, Σχήμα 7.31).

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|-------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| 2306 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.65 | 12 COMB2 |
| 2426 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.65 | 12 COMB2 |
| 2454 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.65 | 12 COMB2 |
| 2338 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.65 | 12 COMB2 |
| 2425 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.60 | 15 COMB5 |
| 2305 | RevitBracin KH 219.1x8 | S355 | 71.19 | 71.19 | 0.59 | 15 COMB5 |
| 2434 | RevitBracin KH 219.1x10 | S355 | 71.82 | 71.82 | 0.55 | 17 COMB7 |
| 2314 | RevitBracin KH 219.1x10 | S355 | 71.82 | 71.82 | 0.55 | 17 COMB7 |

Σχήμα 7.30: Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης σε ΟΚΑ κατεύθυνσης X

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|-------|-------------------------|-------|--------|--------|-------|-----------|
| 2565 | RevitBracin KH 139.7x5 | S355 | 111.58 | 111.58 | 0.69 | 20 COMB10 |
| 2505 | RevitBracin KH 139.7x5 | S355 | 111.58 | 111.58 | 0.69 | 20 COMB10 |
| 2393 | RevitBracin KH 139.7x5 | S355 | 111.58 | 111.58 | 0.68 | 20 COMB10 |
| 2594 | RevitBracin KH 193.7x16 | S355 | 84.11 | 84.11 | 0.68 | 15 COMB5 |
| 2534 | RevitBracin KH 193.7x16 | S355 | 84.11 | 84.11 | 0.68 | 15 COMB5 |
| 2508 | RevitBracin KH 139.7x5 | S355 | 111.58 | 111.58 | 0.68 | 12 COMB2 |
| 2625 | RevitBracin KH 139.7x5 | S355 | 111.58 | 111.58 | 0.68 | 20 COMB10 |
| 2422 | RevitBracin KH 193.7x16 | S355 | 84.11 | 84.11 | 0.68 | 15 COMB5 |

Σχήμα 7.31: Μέγιστος λόγος εκμετάλλευσης σε ΟΚΑ κατεύθυνσης Y

Πράγματι, οι λόγοι εκμετάλλευσης είναι 0.65 και 0.69 για τις κατευθύνσεις X και Y αντίστοιχα.

7.2.5 Έλεγχος μελών γέφυρας

Με την χρήση του προγράμματος ROBOT ελέγχονται τα μέλη της γέφυρας σε φορτία Ο.Κ.Α. όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.32:

EN 1993-1:2005/A1:2014 - ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕΛΟΥΣ (ULS) 3145 3146 3148to3153 3155 5437 5445to548...

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗΝΥΜΑΤΑ

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|---------------|------------|-------|--------|--------|-------|---------------------|
| 5482 ΑΠΛΗ ΡΑΒ | IPE 140 | S355 | 52.26 | 181.42 | 0.86 | 38 Seismic EC 8 Di |
| 5437 ΑΠΛΗ ΡΑΒ | IPE 160 | S355 | 53.21 | 189.81 | 0.76 | 41 1 * X 0.3 * Y 0. |
| 5487 ΑΠΛΗ ΡΑΒ | IPE 160 | S355 | 53.21 | 189.81 | 0.76 | 41 1 * X 0.3 * Y 0. |
| 5445 | KH 114.3x8 | S355 | 105.70 | 105.70 | 0.75 | 12 COMB2 |
| 5455 | KH 114.3x8 | S355 | 105.70 | 105.70 | 0.75 | 12 COMB2 |
| 5488 ΑΠΛΗ ΡΑΒ | IPE 160 | S355 | 53.21 | 189.81 | 0.72 | 41 1 * X 0.3 * Y 0. |
| 3155 ΑΠΛΗ ΡΑΒ | IPE 160 | S355 | 53.21 | 189.81 | 0.72 | 41 1 * X 0.3 * Y 0. |
| 5483 ΑΠΛΗ ΡΑΒ | IPE 140 | S355 | 52.26 | 181.42 | 0.66 | 38 Seismic EC 8 Di |

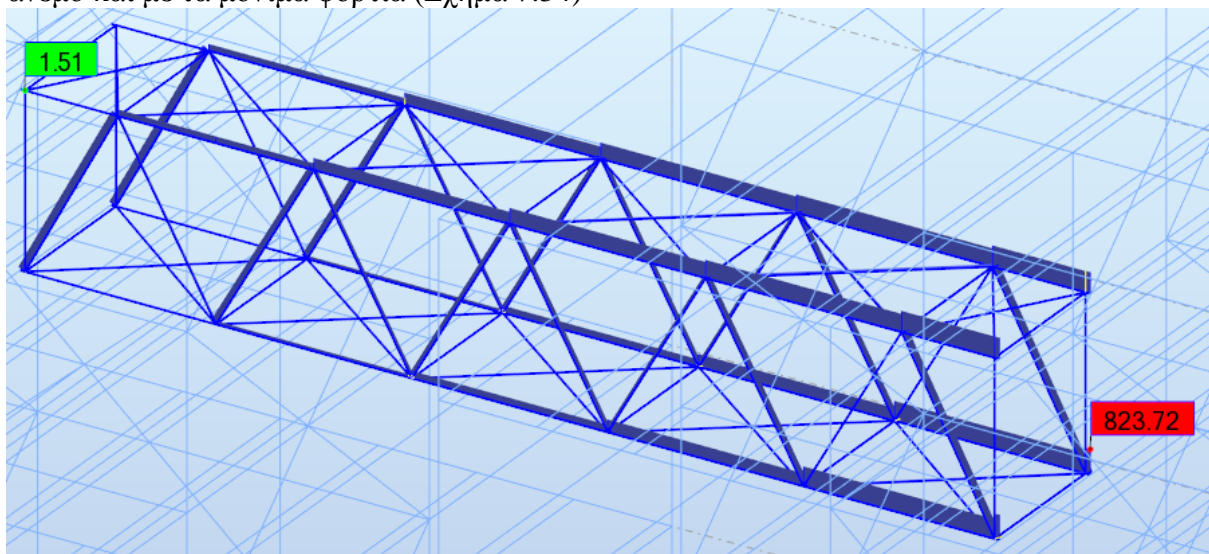
Calc. Note Close Help

Ratio Analysis Map

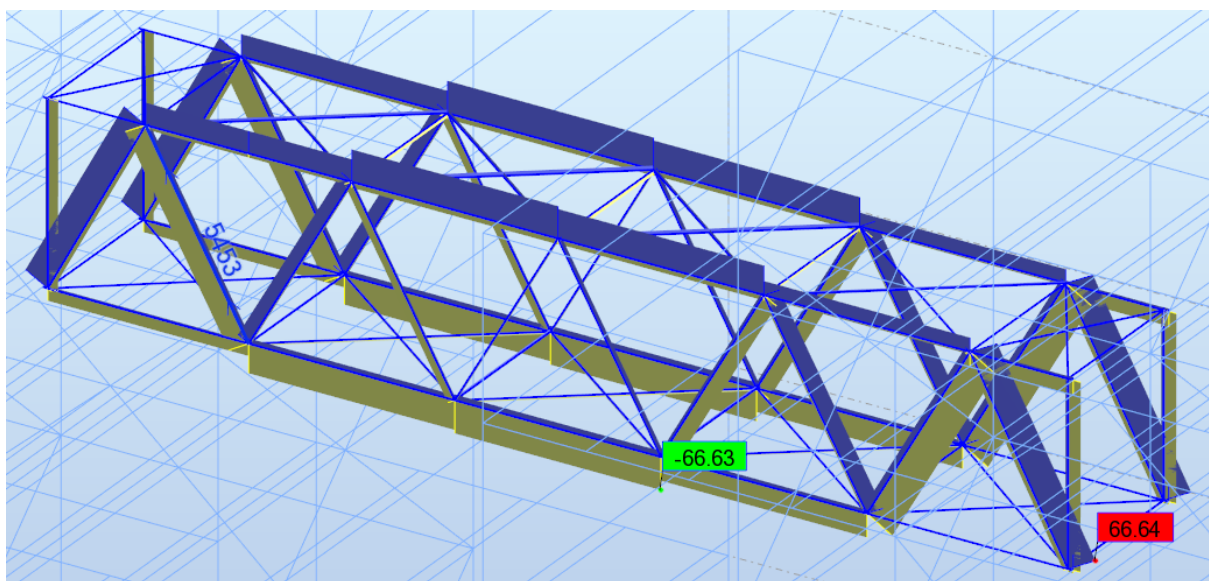
Calculation points
Division: n = 3
Extremes: none
Additional: none

Σχήμα 7.32: Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας μελών γέφυρας

Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι αξονικές δυνάμεις των μελών της γέφυρας από το σεισμικό συνδυασμό κατά X (Σχήμα 7.33) που κρίνεται κρίσιμος και από τον προς τα πάνω άνεμο και με τα μόνιμα φορτία (Σχήμα 7.34)



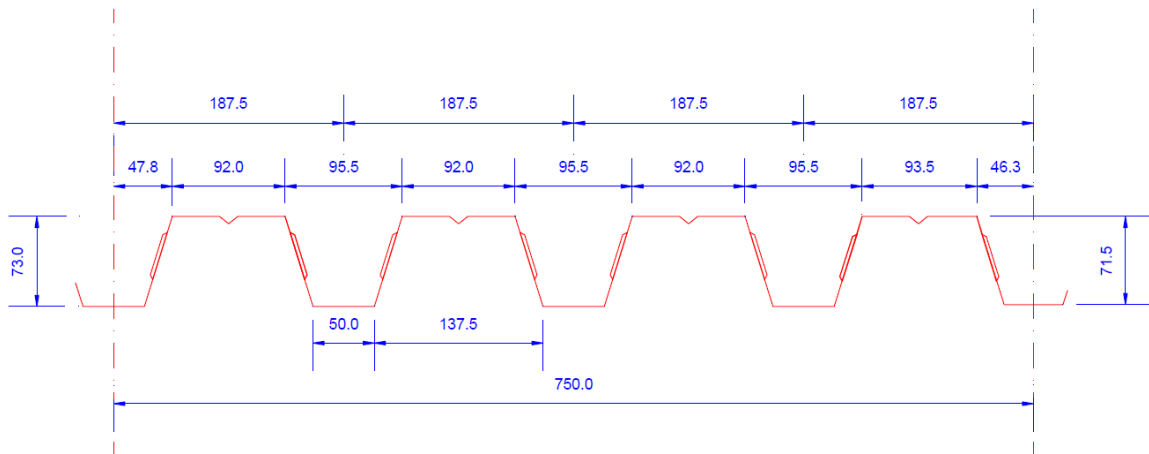
Σχήμα 7.33: Αξονική μελών γέφυρας από σεισμικό συνδυασμό κατά X



Σχήμα 7.34: Αξονική από κατακόρυφα ανοδικά φορτία ανέμου και μόνιμων

7.2.6 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου

Στο κεφάλαιο αυτό θα διαστασιολογηθεί η σύμμικτη πλάκα πάχους 17cm, ξεκινώντας από την διαστασιολόγηση του χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 (Σχήμα 7.35) σε φάση κατασκευής δηλαδή μόνο με φορτία σκυροδέματος και ένα κατασκευαστικό φορτίο ίσο με 1kN/m^2 . Το φορτίο σκυροδέματος υπολογίζεται με βάση την διατομή και πολλαπλασιάζοντας με το ειδικό βάρος $\gamma=25\text{kN/m}^3$ (Πίνακας 7.24).



Σχήμα 7.35: Διατομή τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

Πίνακας 7.24: Ίδιο βάρος σύμμικτης πλάκας

| | |
|--|--------|
| Εμβαδό ανά φάτνωμα($\text{m}^2/0.1875\text{m}$) | 0.016 |
| Εμβαδό ανά μέτρο πλάκας(m^2/m) | 0.0853 |
| Ειδικό βάρος σκυροδέματος(kN/m^3) | 25.00 |
| Βάρος σκυροδέματος το τετραγωνικό(kN/m^2) | 2.13 |
| Βάρος χαλυβδόφυλλου το τετραγωνικό(kN/m^2) | 0.10 |
| Βάρος σύμμικτης πλάκας το τετραγωνικό(kN/m^2) | 2.24 |

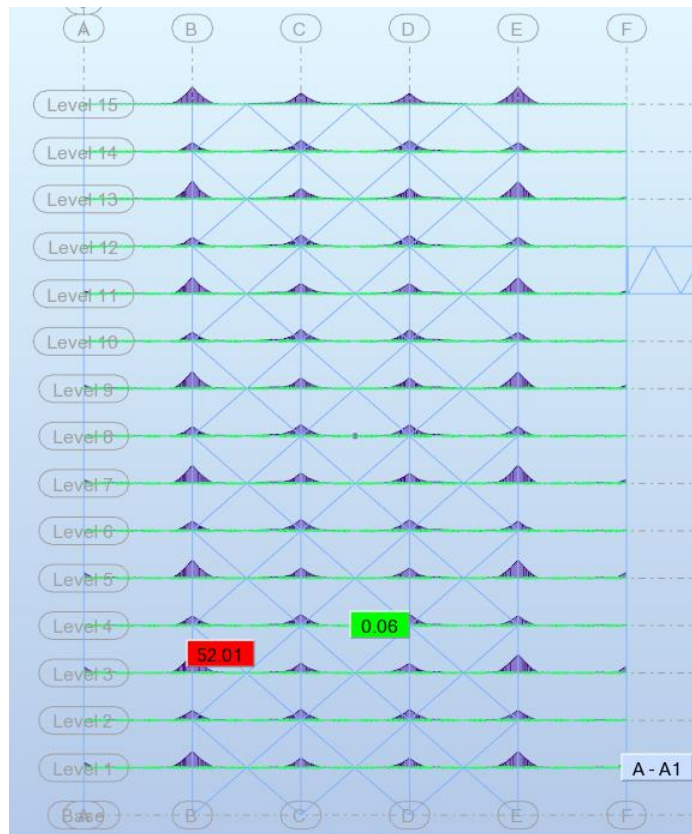
Άρα, το χαλυβδόφυλλο θα φορτιστεί με φορτίο $2.24+1=3.24\text{kN/m}^2$. Για το υπό εξέταση τμήμα 2m μεταξύ των δοκών, θα αναπτυχθεί ροπή ίση με $q \cdot L^2/8=4.37 \cdot 2^2/8=2.19\text{kNm}$ λόγω του ότι το σύστημα θα θεωρηθεί αμφιέρειστο. Η ροπή αντοχής του χαλυβδόφυλλου δίνεται από την παρακάτω σχέση (7.38)(7.37):

$$M_{b,Rd} = W_y \cdot f_y = 29.48 \cdot \frac{32}{100} = 9.43\text{kNm} \gg 2.19\text{kNm} \quad (7.38)$$

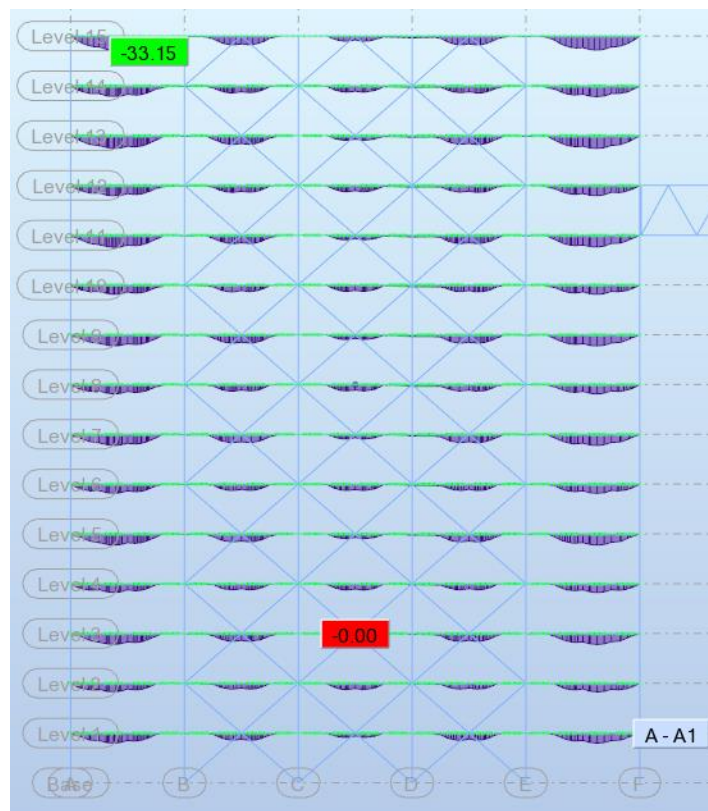
Άρα δεν απαιτείται επιπλέον στήριξη του χαλυβδόφυλλου αφού μπορεί να παραλάβει μόνο του το κατασκευαστικό φορτίο και το φορτίο σκυροδέματος.

7.2.7 Έλεγχος Σύμμικτης πλάκας σε ΟΚΑ

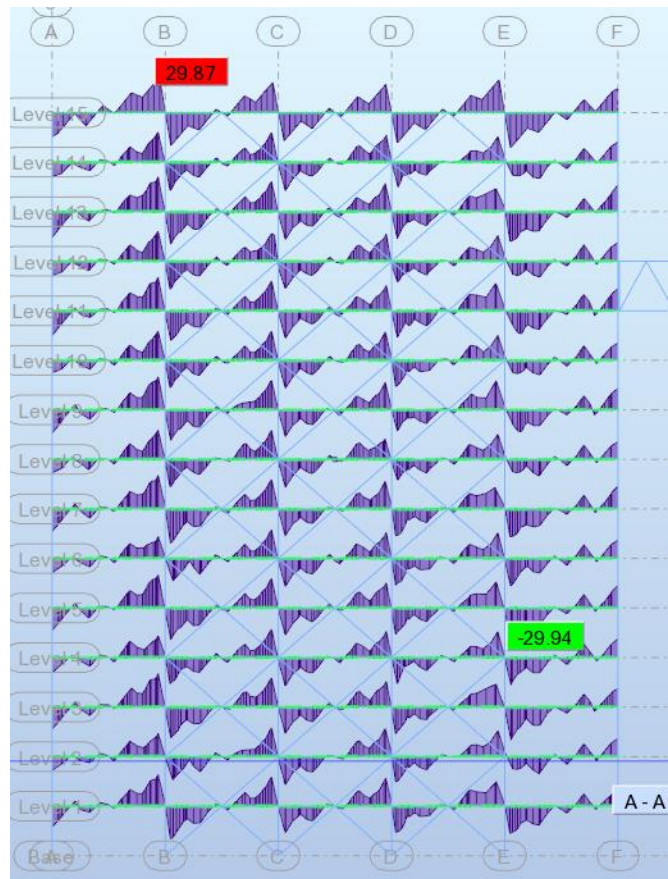
Για τον έλεγχο της σύμμικτης πλάκας σε οριακή κατάσταση αστοχίας θα χρησιμοποιηθεί το ROBOT, στο οποίο έχουν πυκνωθεί κατάλληλα τα πεπερασμένα στοιχεία ούτως ώστε να βρεθούν από το πρόγραμμα τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την πλάκα. Στη συνέχεια θα χρησιμοποιηθεί το πρόγραμμα SYMDECK DESIGNER 2 για να βρεθούν οι αντοχές της πλάκας και να γίνει ο έλεγχος με τις δυσμενέστερες φορτίσεις. Πιο αναλυτικά, στο πρόγραμμα ROBOT έχουμε τα εξής αποτελέσματα ροπών και τεμνουσών από την ανάλυση (Σχήμα 7.36, Σχήμα 7.37).



Σχήμα 7.36: Ροπές στήριξης πλάκας

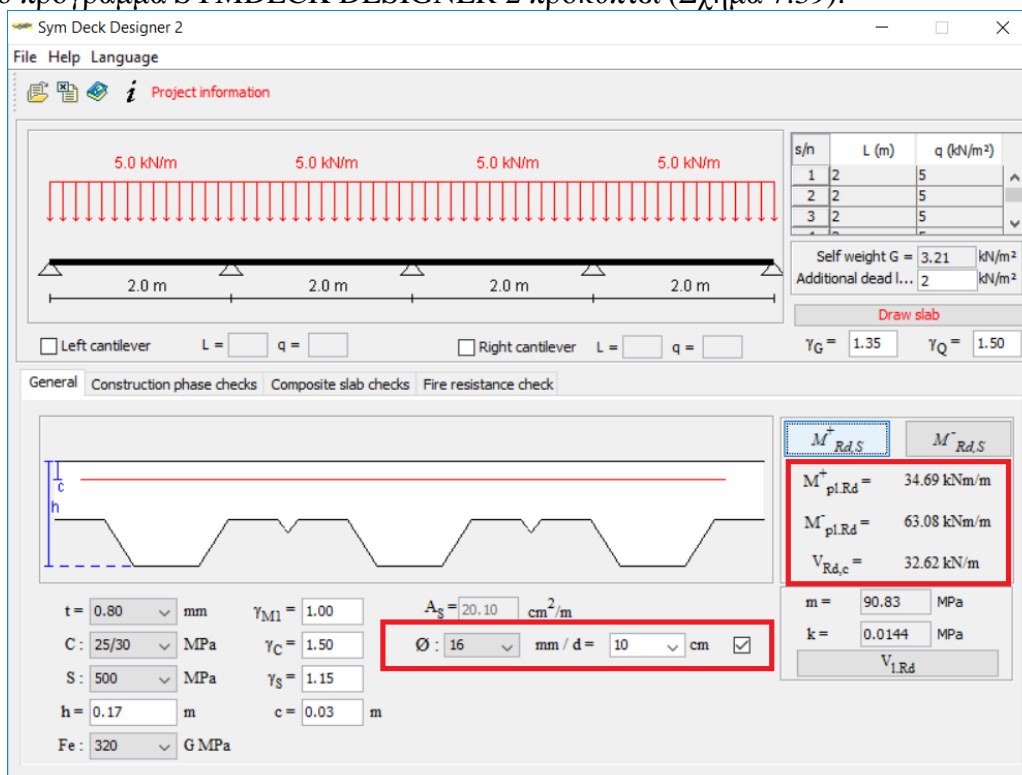


Σχήμα 7.37: Ροπές ανοίγματος πλάκας



Σχήμα 7.38: Τέμνουσα δύναμη πλάκας

Από το πρόγραμμα SYMDECK DESIGNER 2 προκύπτει (Σχήμα 7.39):



Σχήμα 7.39 Αντοχή πλάκας από SYMDECK DESIGNER 2

Εισάγονται τα στοιχεία της σύμμικτης πλάκας, τα φορτία της και τα χαρακτηριστικά των υλικών της καθώς και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά. Επιλέγεται ο οπλισμός της (Φ16 ανά 10) και επιστρέφονται οι πλαστικές ροπές άνω και κάτω ίνας καθώς και η διατμητική αντοχή της πλάκας. Παρατηρείται ότι οι έλεγχοι ικανοποιούνται αφού:

- Έλεγχος σε κάμψη:

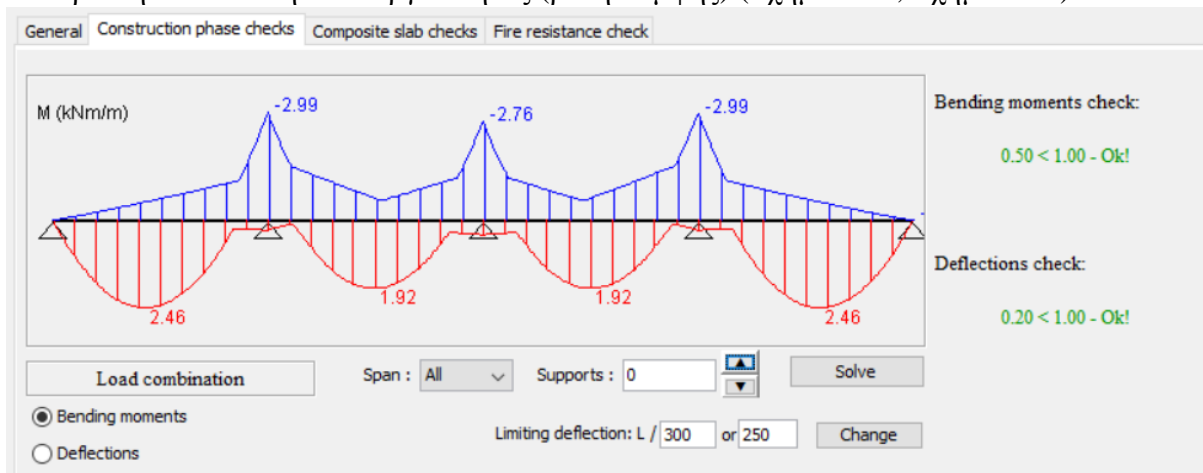
Για κάτω ίνα: $M_{pl,Rd} = 34.69 \geq 33.15$

Για άνω ίνα: $M_{pl,Rd} = 63.08 \geq 52.01$

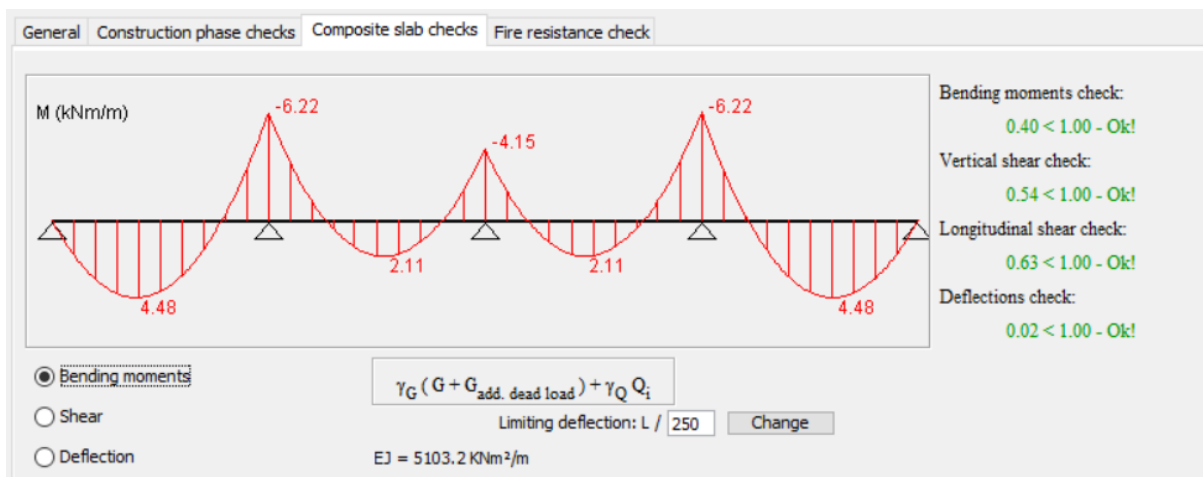
- Έλεγχος σε διάτμηση:

$$V_{Rd,c} = 32.62 \geq 29.94kN$$

Για επαλήθευση παρουσιάζονται και οι έλεγχοι του προγράμματος σε κάμψη, διάτμηση και οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (βέλη κάμψης) (Σχήμα 7.40, Σχήμα 7.41).



Σχήμα 7.40: Έλεγχος ροπής και βέλους σε φάση κατασκευής



Σχήμα 7.41: Έλεγχος σύμμικτης πλάκας σε κάμψη, διάτμηση και βέλη σε OKA

Αξίζει να σημειωθεί ότι παρατηρείται διαφορά στα αποτελέσματα των δύο προγραμμάτων ROBOT και SYMDECK DESIGNER 2, αφού λύνοντας με το ROBOT, με πεπερασμένα στοιχεία, διαπιστώνεται ότι οι εσωτερικές διαδοκίδες IPE 360 δεν αποτελούν πλήρη στήριξη για την πλάκα.

7.2.8 Διατμητικοί ήλοι

Η διαμήκης διάτμηση προκύπτει από τη συνθήκη ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων σε ένα κρίσιμο μήκος της δοκού (απόσταση ανάμεσα σε διατομές, όπου συμβαίνει μηδενισμός τέμνουσας). Στη συγκεκριμένη περίπτωση αυτή η απόσταση είναι $L/2=8/2=4\text{m}$ και για την δοκό και για την διαδοκίδα. Ακολουθεί ο υπολογισμός της διαμήκουσ διάτμησης:

Για την διαδοκίδα IPE 360:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{ad} * A_a = 35.5 * 72.7 = 2580.85\text{kN} \quad (7.39)$$

$$D_{c,pl,Rd} = D = \left(0.85 * \frac{f_{ck}}{1.5}\right) * b * h_c = \left(0.85 * \frac{2.5}{1.5}\right) * 200 * 9.7 = 2748.33\text{kN} \quad (7.40)$$

$$V_I = \min(N_{pl,a,Rd}, D_{c,pl,Rd}) = \min(2580.85, 2748.33) = 2580.85\text{kN} \quad (7.41)$$

Για την δοκό HEA 450:

$$N_{pl,a,Rd} = f_{ad} * A_a = 35.5 * 178 = 6319\text{kN} \quad (7.42)$$

$$D_{c,pl,Rd} = D = \left(0.85 * \frac{f_{ck}}{1.5}\right) * b * h_c = \left(0.85 * \frac{2.5}{1.5}\right) * 200 * 9.7 = 2748.33\text{kN} \quad (7.43)$$

$$V_I = \min(N_{pl,a,Rd}, D_{c,pl,Rd}) = \min(6319, 2748.33) = 2748.33\text{kN} \quad (7.44)$$

Το μέγιστο φορτίο με το οποίο μπορούν να καταπονηθούν οι δοκοί δίνεται στον πίνακα 7.25:

Πίνακας 7.25: Ροπές σχεδιασμού μελών

| Διαδοκίδα IPE 360 | | Δοκός HEA 450 | |
|------------------------------|-------|------------------------------|-------|
| Φορτίο(kN/m ²) | 13.25 | Φορτίο(kN/m ²) | 13.25 |
| Επ.φόρτισης(m ²) | 16 | Επ.φόρτισης(m ²) | 64 |
| q (kN/m) | 26.5 | q (kN/m) | 106 |
| <hr/> | | <hr/> | |
| M _{ed} (kNm) | 212 | M _{ed} (kNm) | 848 |

Για την IPE 360:

$$M_{pl,Rd}=785.75\text{kNm} \text{ και } M_{pl,a,Rd}=W_{pl,y} * f_y=1019 * 35.5/100=361.75\text{kNm}$$

Για την HEA 450:

$$M_{pl,Rd}=1341.7\text{kNm} \text{ και } M_{pl,a,Rd}=W_{pl,y} * f_y=3216 * 35.5/100=1141.68\text{kNm}$$

Η ομοιόμορφη πλαστική κατανομή επιτρέπεται υπό τις ακόλουθες συνθήκες:

- 1) Να χρησιμοποιούνται όλκιμοι ήλοι κεφαλής ($16\text{mm} \leq d \leq 22\text{mm}$ και $h \geq 4 * d$)
- 2) Οι διατομές να είναι κατηγορίας 1 ή 2 (είναι και η IPE 360 και η HEA 450)
- 3) $M_{pl,Rd}/M_{pl,a,Rd} \leq 2.5$
 - i) Για την IPE 360: $785.75/361.75=2.2 < 2.5$
 - ii) Για την HEA 450: $1341.7/1141.68=1.2 < 2.5$

Έστω ήλοι Φ22, S355 $d \leq 22\text{mm}$ και

Έστω $h=150\text{mm} \rightarrow h/d=150/22=6.82 > 4 \rightarrow \alpha=1$ και $h=150\text{mm} \geq 4 * 22=88\text{mm}$

$$P_{rd} = \min \left(\frac{0.8 * f_u * \pi * \frac{d^2}{4}}{\gamma_v}, 0.29 * a * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v} \right) \quad (7.45)$$

$$P_{rd} = \min \left(\frac{0.8 * 50 * \pi * \frac{2.2^2}{4}}{1.25}, 0.29 * 1 * 2.2^2 * \frac{\sqrt{2.5 * 3050}}{1.25} \right) =$$

$$= \min(124.01, 98.05) = 98.05\text{kN}$$

επειδή όμως υπάρχει χαλυβδόφυλλο κάθετα στην δοκό υπάρχει μειωτικός συντελεστής που δίνεται από την σχέση:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} * \frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (7.46)$$

όπου:

N_r είναι ο αριθμός των διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση
 b_0 είναι το μέγιστο πλάτος της αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου
 h_p είναι το ύψος της αυλάκωσης του χαλυβδόφυλλου
 h είναι το ύψος του διατμητικού ήλου

Άρα η εξίσωση (7.46) γίνεται

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{2}} * \frac{95.5}{73} * \left(\frac{150}{73} - 1 \right) = 0.683$$

οπότε η αντοχή του ήλου είναι $P_{rd}=66.97\text{kN}$

Για την διατομή IPE 360 το απαιτούμενο πλήθος ήλων: $n_f=2580.85/66.97=38.53$

Στο μήκος όμως των 4m χωράνε $2*4000\text{mm}/187.5\text{mm}=42$ ήλοι >38.53 οι οποίοι και θα υλοποιηθούν.

Για την διατομή HEA 450 το απαιτούμενο πλήθος ήλων $n_f=2748.33/66.97=41.038 < 42$ των 42 ήλων που θα υλοποιηθούν και εδώ.

Για τις δοκούς HEA 450 που έχουν παράλληλα το χαλυβδόφυλλο ο μειωτικός συντελεστής είναι:

$$k_t = 0.6 * \frac{b_0}{h_p} * \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \Rightarrow 0.6 * \frac{95.5}{73} * \left(\frac{150}{73} - 1 \right) = 0.83 > 0.683 \quad (7.47)$$

που σημαίνει ότι θα υλοποιηθούν 42 και σε αυτές τις δοκούς.

Τέλος ελέγχονται οι κατασκευαστικές απαιτήσεις του EC4.1.1 (12).

– Διαμήκη απόσταση μεταξύ ήλων $e_L=187.5\text{mm}$

Πρέπει $5*d \leq e_L \leq 6*h_c \Rightarrow 5*22=110\text{mm} < 187.5 < 6*97\text{mm}=582\text{mm}$

– Εγκάρσια απόσταση μεταξύ ήλων e_t

Πρέπει $e_t > 2.5*d = 2.5*22=55\text{mm}$

Επιλέγεται $e_t=100\text{mm}$

Υπολογισμός μεταβιβαζόμενης διαμήκους διάτμησης για M22/187,5

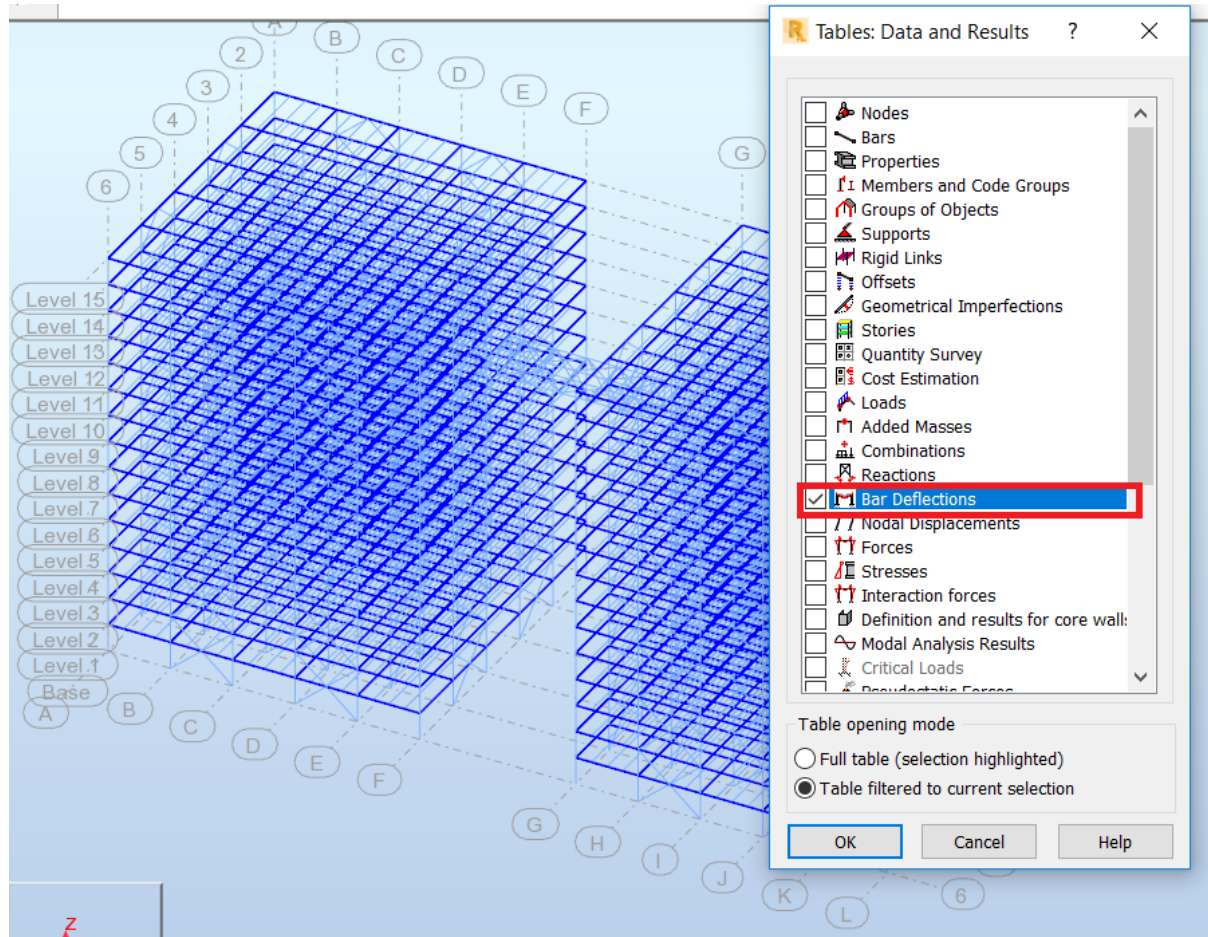
$V_{1,Rd} = P_{Rd}/e_L = 66.97/0.1875 = 357.17\text{kN}$

7.3 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, θα ελεγχθεί ότι το βέλος κάμψης των οριζόντιων στοιχείων καταπονούμενο από τα κατάλληλα φορτία λειτουργικότητας δεν υπερβαίνει το $L/250$, με L το μήκος ανοίγματος.

7.3.1 Κύριες δοκοί

Αρχικά θα διαβαστούν από το πρόγραμμα οι εκτροπές των ράβδων και θα σημειωθούν τα μέγιστα. Αυτό μπορεί να γίνει επιλέγοντας την διατομή HEA 450 από το sections, όχι μόνο τα ορισμένα αλλά και τα αυτοματοποιημένα φορτία από το πρόγραμμα, κάνοντας δεξιά κλικ και επιλέγοντας τα Tables και bar deflections όπως φαίνεται και στο σχήμα 7.42.



Σχήμα 7.42: Επιλογή μελών και Bar Deflections

| | UX (cm) | UY (cm) | UZ (cm) |
|------------------|-----------|-----------|-----------|
| MAX | 0.084261 | 0.139614 | -0.008264 |
| ΡΑΒΔΟΣ | 2200 | 2303 | 861 |
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | 26 (C) | 26 (C) | SLS/34 |
| MIN | -0.084374 | -0.140007 | -0.866876 |
| ΡΑΒΔΟΣ | 2256 | 2219 | 2236 |
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | 26 (C) | SLS/3 | SLS/16 |

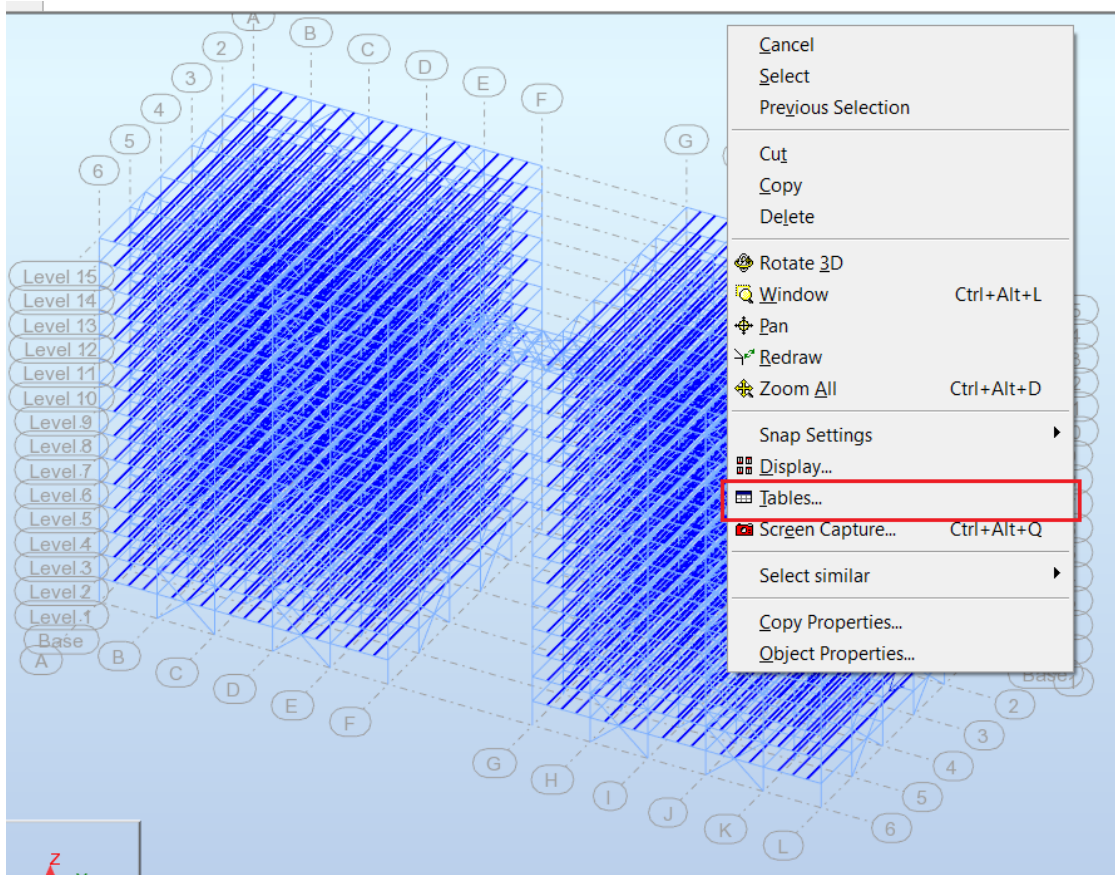
Σχήμα 7.43 Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση μελών HEA 450

Από το σχήμα 7.43 παρατηρείται ότι η μέγιστη κατακόρυφη καθίζηση είναι 0.87cm. Αφού ισχύει ότι:

$$L=800\text{cm} \quad \frac{L}{250} = \frac{800}{250} = 3.2\text{cm} > 0.87\text{cm} \quad (7.48)$$

7.3.2 Διαδοκίδες

Αντίστοιχα με τις κύριες δοκούς, οι διαδοκίδες διατομής IPE 360 θα ελεγχθούν μέσω της ίδιας διαδικασίας. Στην συνέχεια παρατίθεται η επιλογή των διατομών (Σχήμα 7.44).



Σχήμα 7.44: Επιλογή μελών IPE 360

| | UX (cm) | UY (cm) | UZ (cm) |
|------------------|-----------|-----------|-----------|
| MAX | 0.083199 | 0.084959 | -0.012443 |
| ΡΑΒΔΟΣ | 5326 | 5403 | 3474 |
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | 25 (C) | SLS/5 | SLS/25 |
| MIN | -0.083952 | -0.085041 | -0.867118 |
| ΡΑΒΔΟΣ | 5260 | 5318 | 4763 |
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | SLS/3 | SLS/3 | 25 (C) |

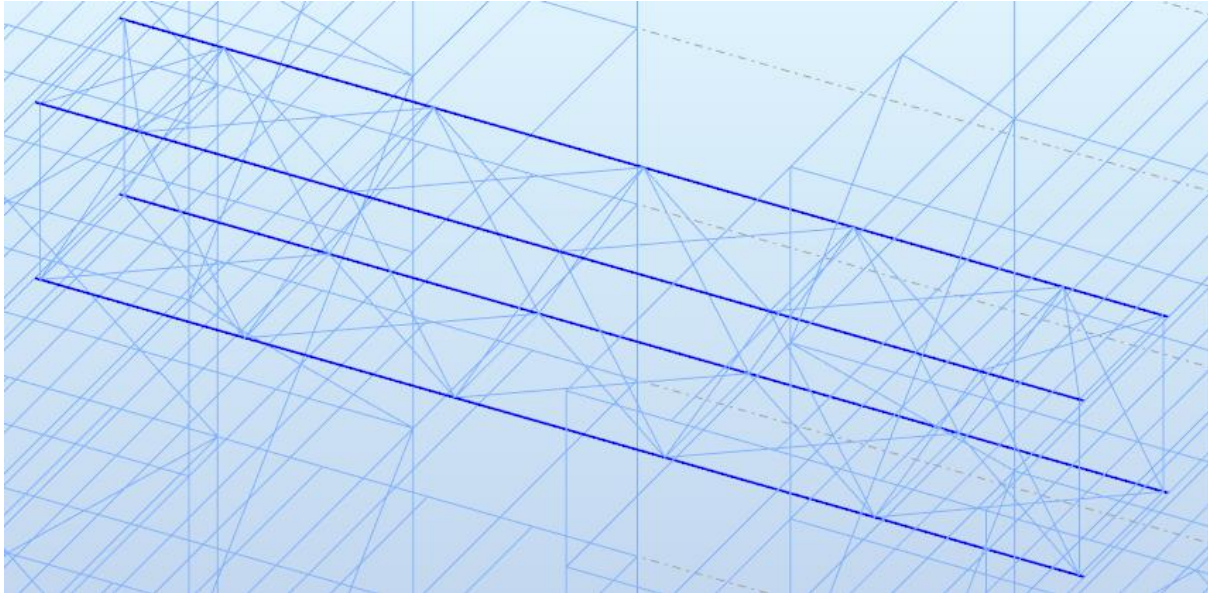
Σχήμα 7.45: Μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση μελών IPE 360

Από το σχήμα (7.45) παρατηρείται ότι η μέγιστη κατακόρυφη καθίζηση είναι 0.87cm. Αφού ισχύει ότι:

$$L=800\text{cm} \quad \frac{L}{250} = \frac{800}{250} = 3.2\text{cm} > 0.87\text{cm} \quad (7.49)$$

7.3.3 Δοκοί γέφυρας ζεύξης

Όπως και πριν, έτσι και εδώ, επιλέγεται αρχικά η γέφυρα (7.46) και έπειτα βρίσκονται οι μέγιστες μετακινήσεις από το Tables \Rightarrow Bars Deflections:



Σχήμα 7.46: Επιλογή μελών γέφυρας ζεύξης

| | UX (cm) | UY (cm) | UZ (cm) |
|------------------|-----------|-----------|-----------|
| MAX | 0.098489 | 0.032590 | -0.264992 |
| ΡΑΒΔΟΣ | 3145 | 3145 | 3146 |
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | SLS/8 | SLS/26 | SLS/27 |
| MIN | -1.064156 | -0.219339 | -0.658246 |
| ΡΑΒΔΟΣ | 3148 | 3145 | 3148 |
| ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ | SLS/20 | SLS/20 | SLS/10 |

Σχήμα 7.47: Μετακινήσεις Δοκών HEA 300

Έτσι και εδώ από το Σχήμα 7.47: Μετακινήσεις Δοκών HEA 300 παρατηρείται ότι η μετακίνηση είναι $0.66\text{cm} < 8\text{cm}$ άρα ικανοποιείται ο έλεγχος.

7.4 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται, εάν, υπό σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την σεισμική δράση σχεδιασμού που αντιστοιχεί στην απαίτηση μη-κατάρρευσης, οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με την παράγραφο 4.4.3 του EN1998-1 (11). Για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα πρέπει να επαληθεύεται η σχέση (7.50):

$$d_r * \nu \leq 0.005 * h \quad (7.50)$$

- d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου, όπως ορίζεται στην σχέση
- h είναι το ύψος του ορόφου
- ν είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών

Η τιμή του συντελεστή μείωσης ν μπορεί επίσης να εξαρτάται από την κατηγορία σπουδαιότητας του κτιρίου (Πίνακας 7.26). Για κατηγορία σπουδαιότητας III: ($\gamma_i = 0.4$).

Πίνακας 7.26: Έλεγχος περιορισμού βλαβών

| Σεισμός κατά Y | | | | Σεισμός κατά X | | | |
|----------------|-------|----------|-------------------------|----------------|-------|----------|-------------------------|
| d_r (cm) | ν | h (cm) | $d_r * \nu < 0.005 * h$ | d_r (cm) | ν | h (cm) | $d_r * \nu < 0.005 * h$ |
| 1.125 | 0.4 | 350 | TRUE | 1.674 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.113 | 0.4 | 350 | TRUE | 2.420 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.450 | 0.4 | 350 | TRUE | 2.694 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.723 | 0.4 | 350 | TRUE | 3.057 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.698 | 0.4 | 350 | TRUE | 3.006 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.782 | 0.4 | 350 | TRUE | 3.203 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.944 | 0.4 | 350 | TRUE | 3.009 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.968 | 0.4 | 350 | TRUE | 2.935 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.959 | 0.4 | 350 | TRUE | 2.956 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 3.059 | 0.4 | 350 | TRUE | 3.083 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.927 | 0.4 | 350 | TRUE | 3.073 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.807 | 0.4 | 350 | TRUE | 3.013 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.707 | 0.4 | 350 | TRUE | 2.982 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.581 | 0.4 | 350 | TRUE | 2.929 | 0.4 | 350 | TRUE |
| 2.173 | 0.4 | 350 | TRUE | 2.468 | 0.4 | 350 | TRUE |

Παρατηρείται ότι για κάθε περίπτωση ισχύει $d_r * \nu < 0.005 * h$, άρα ο έλεγχος περιορισμών βλαβών ικανοποιείται.

7.5 Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων και κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.7.4 του EN1998-1 (11), απαιτείται για δοκούς και υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,G} + 1.1 * \gamma_{ov} * \Omega * N_{Ed,E} \quad (7.51)$$

Όπου

- $N_{pl,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993 (9), η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση

| | |
|---------------|--|
| $N_{Ed,G}$ | σχεδιασμού είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού |
| $N_{Ed,E}$ | είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστύλωμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού |
| γ_{ov} | είναι ο συντελεστής υπεραντοχής ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.25 |
| Ω | είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου |
| $N_{pl,Rd,i}$ | είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγώνιου i |
| $N_{Ed,i}$ | είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού |

Ο έλεγχος του μέλους πραγματοποιείται στα υποστυλώματα με την βοήθεια του προγράμματος ROBOT, από όπου ορίζονται από το manual combinations 2 συνδυασμοί 80 και 81 $G+0.3 \cdot G_0+1.1 \cdot 1.25 \cdot \Omega_{x,y} \cdot E_{x,y}+0.3 \cdot E_{y,x}$. Έτσι, το πρόγραμμα εξετάζει όλους τους ελέγχους μελών σύμφωνα με την καταπόνηση από τα φορτία και παρουσιάζει τον λόγο εκμετάλλευσης από τον δυσμενέστερο έλεγχο, που στις περισσότερες περιπτώσεις είναι η κάμψη και θλίψη. Κάθε κατεύθυνση εξετάζεται διαφορετικά με τα εκάστοτε Ω να έχουν τιμές (7.52):

$$\Omega_x = \frac{1}{0.80} = 1.25 \quad \Omega_y = \frac{1}{0.81} = 1.24 \quad (7.52)$$

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | ΥΛΙΚΟ | Lay | Laz | ΛΟΓΟΣ | ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ |
|-----------|-------------------|-------|-------|-------|-------|----------------------|
| 64 Revit | CROSS HEB 800-500 | S355 | 13.76 | 23.17 | 0.94 | 78 ικανοτικός κατά x |
| 50 Revit | CROSS HEB 800-500 | S355 | 13.76 | 23.17 | 0.94 | 78 ικανοτικός κατά x |
| 36 Revit | CROSS HEB 800-500 | S355 | 13.76 | 23.17 | 0.93 | 78 ικανοτικός κατά x |
| 14 Revit | CROSS HEB 800-500 | S355 | 13.76 | 23.17 | 0.93 | 78 ικανοτικός κατά x |
| 63 Revit | CROSS HEB 800-500 | S355 | 13.76 | 23.17 | 0.92 | 78 ικανοτικός κατά x |
| 46 Revit | CROSS HEB 800-500 | S355 | 13.76 | 23.17 | 0.92 | 78 ικανοτικός κατά x |
| 425 Revit | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.92 | 78 ικανοτικός κατά x |
| 371 Revit | HEB 400 | S355 | 20.49 | 47.32 | 0.92 | 78 ικανοτικός κατά x |
| 35 Revit | CROSS HEB 800-500 | S355 | 13.76 | 23.17 | 0.92 | 78 ικανοτικός κατά x |

Σχήμα 7.48: Έλεγχος ικανοτικού σεισμικού συνδυασμού κατά X και Y

Η συνθήκη αυτή ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους και σε όλες τις κατεύθυνσης αφού $0.94 < 1.00$ όπως φαίνεται για τον δυσμενέστερο έλεγχο στα σχήματα (7.48), (7.49), (7.50):

| FORCES | | | |
|----------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| $N_{Ed} = 12833.33 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = -160.31 \text{ kN*m}$ | $M_{z,Ed} = 626.94 \text{ kN*m}$ | $V_{y,Ed} = 254.55 \text{ kN}$ |
| $N_{c,Rd} = 19838.47 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed,max} = -160.31 \text{ kN*m}$ | $M_{z,Ed,max} = 626.94 \text{ kN*m}$ | $V_{y,T,Rd} = 5377.72 \text{ kN}$ |
| $N_{b,Rd} = 18796.74 \text{ kN}$ | $M_{y,c,Rd} = 3987.96 \text{ kN*m}$ | $M_{z,c,Rd} = 2240.24 \text{ kN*m}$ | $V_{z,Ed} = 44.35 \text{ kN}$ |
| | $MN_{y,Rd} = 1877.58 \text{ kN*m}$ | $MN_{z,Rd} = 1054.73 \text{ kN*m}$ | $V_{z,T,Rd} = 6076.02 \text{ kN}$ |
| | | | $T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$ |
| | | | ΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ = 1 |

Σχήμα 7.49: Φορτία και αντοχές μέλους 64 σε ικανοτικό σχεδιασμό κατά X

| ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ | |
|--|--|
| $(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.68 < 1.00$ | (6.2.9.1.(6)) |
| $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.05 < 1.00$ | (6.2.6.(1)) |
| MEMBER STABILITY CHECK | |
| $Lam_y = 13.76 < Lam_{y,max} = 152.80$ | $Lam_z = 23.17 < Lam_{z,max} = 152.80$ ΣΤΑΘΕΡΟ |
| $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(Mz_{Rk}/gM1) = 0.94 < 1.00$ (6.3.3.(4)) | |

Σχήμα 7.50: Κρίσιμος έλεγχος μέλους 64 σε ικανοτικό σχεδιασμό κατά X

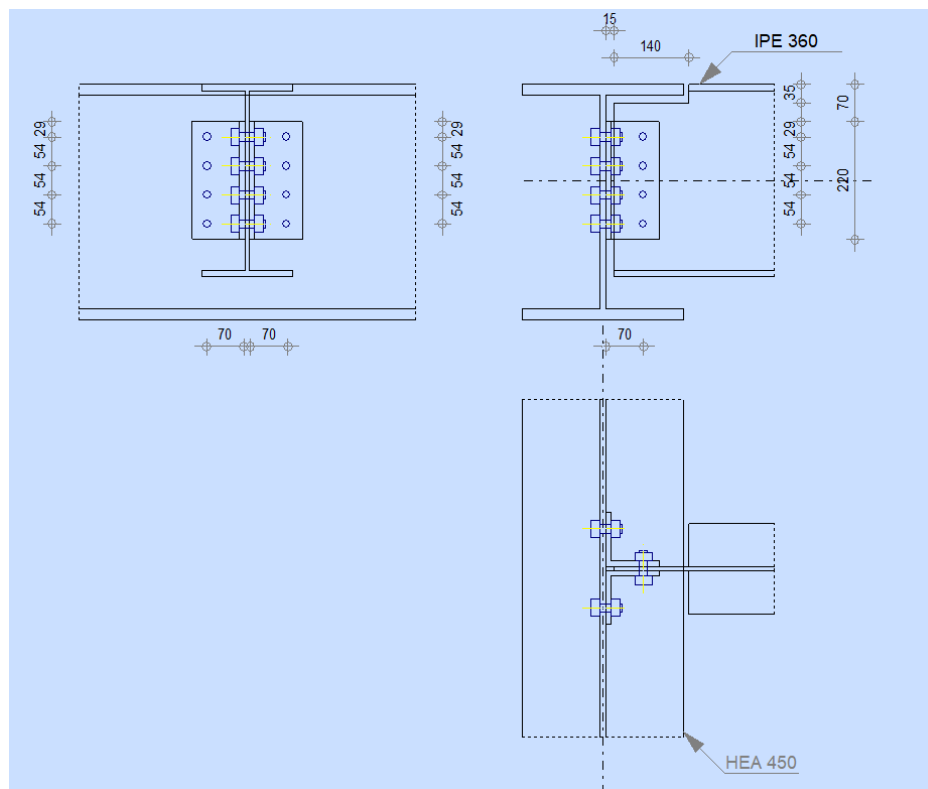
8 Συνδέσεις

Οι συνδέσεις του φορέα γίνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 (9). Πιο αναλυτικά, θα χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας A για τις συνδέσεις τέμνουσας του κτιρίου με την βοήθεια του προγράμματος ROBOT το οποίο μπορεί να σχεδιάσει και να ελέγξει σχεδόν όλες τις διατομές του κτιρίου. Για τις συνδέσεις των χιαστί θα χρησιμοποιηθούν συνδέσεις κατηγορίας C με κρίσιμο τον έλεγχο σε ολίσθηση. Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι συνδέσεις μεταξύ των μελών:

- Διαδοκίδας και κύριας δοκού
- Κύριας δοκού και υποστύλωματος
- Κατακόρυφου συνδέσμου με κύρια δοκό

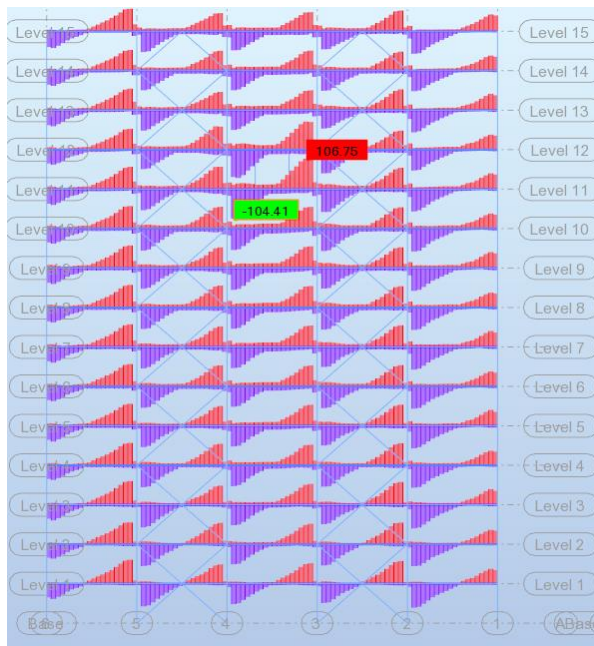
8.1 Σύνδεση Διαδοκίδας και κύριας δοκού

Για την σύνδεση της δοκού HEA 450 με την διαδοκίδα IPE 360 θα χρησιμοποιηθεί το πρόγραμμα ROBOT. Η σύνδεση η οποία θα ελεγχθεί υλοποιείται με κοχλίες M16 ποιότητας 8.8, έλασμα 100x100x10 ποιότητας S355 και αποτελεί σύνδεση τέμνουσας (8.1).

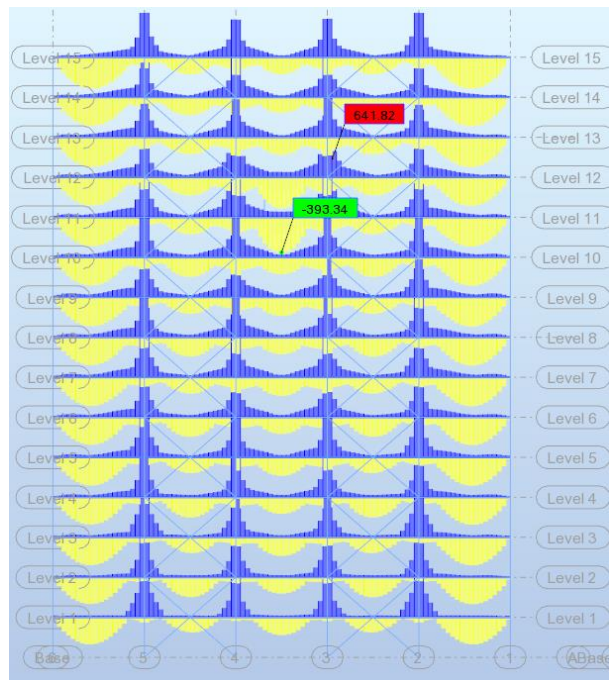


Σχήμα 8.1: Σύνδεση IPE360 με HEA 450

Οι δυνάμεις οι οποίες θα ελεγχθούν είναι η τέμνουσα $V_{ed}=106.75\text{kN}$ και ένα δυσμενές εφελκυστικό αξονικό φορτίο $N_{ed}=200\text{kN}$, τα οποία λαμβάνονται από τα διαγράμματα των περιβαλλουσών δυνάμεων των φορτίων οριακής κατάστασης αστοχίας στο ROBOT. Από τα διαγράμματα παρατηρείται ότι το αξονικό φορτίο είναι θλιπτικό κοντά στη στήριξη λόγω των εκκεντροτήτων, εκτός από τα φορτία σεισμού για τα οποία είναι εφελκυστικό .



Σχήμα 8.2: Περιβάλλουσα Τεμνουσών IPE 360



Σχήμα 8.3: Περιβάλλουσα Αξονικών IPE360

Ακολουθεί η ανάλυση της σύνδεσης του ROBOT

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 77.21$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd} = 90.43$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 1.00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1.00 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 180.32$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0.75$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.75 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 135.24$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0.56$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0.56 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 87.11$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0.54$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0.54 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$$F_{b,Rd2z} = 84.21 \text{ [kN]} \quad \text{ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ}$$

$$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

| | | |
|---------------------------------|--|---|
| $e = 74 \text{ [mm]}$ | ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ | |
| $M_0 = 3.95 \text{ [kN*m]}$ | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ | $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$ |
| $F_{Vz} = 13.34 \text{ [kN]}$ | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ | $F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} = 21.94 \text{ [kN]}$ | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ | $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$ |
| $F_{x,Ed} = 21.94 \text{ [kN]}$ | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} = 13.34 \text{ [kN]}$ | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Ed} = 25.68 \text{ [kN]}$ | ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{Rdx} = 87.11 \text{ [kN]}$ | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x | $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 84.21 \text{ [kN]}$ | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 21.94 < 87.11$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.25) | |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 13.34 < 84.21$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.16) | |
| $F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$ | $25.68 < 84.21$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.33) | |

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

| | | |
|---------------------------------|---|--|
| $e = 76 \text{ [mm]}$ | ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ | |
| $M_{0t} = 4.04 \text{ [kN*m]}$ | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ | $M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$ |
| $F_{t,Ed} = 47.46 \text{ [kN]}$ | ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$ |
| $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ | $47.46 < 90.43$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.52) | |

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

| | | |
|--|-----------------------------------|---|
| $F_{V,Ed} = 25.68 \text{ [kN]}$ | ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{V,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ | $0.71 < 1.00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.71) | |

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{V,Rd} = 154.42 \text{ [kN]} \quad \text{Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt} \quad F_{V,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

| | | |
|------------------------------------|---|--|
| Διεύθυνση x | | |
| $k_{1x} = 2.50$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | |
| $\alpha_{bx} = 1.00$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $1.00 > 0.00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | |
| $F_{b,Rd1x} = 125.44 \text{ [kN]}$ | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$ |
| Διεύθυνση z | | |
| $k_{1z} = 2.50$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | |
| $\alpha_{bz} = 0.75$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0.75 > 0.00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | |
| $F_{b,Rd1z} = 94.08 \text{ [kN]}$ | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$ |

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

| | | |
|-----------------|---|--|
| Διεύθυνση x | | |
| $k_{1x} = 2.50$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | |

| | | |
|----------------------------|---|---|
| $\alpha_{bx} = 0.56$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0.56 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $F_{b,Rd2x} = 174.22$ [kN] | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |
| Διεύθυνση z | | |
| $k_{1z} = 2.50$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $\alpha_{bz} = 0.54$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0.54 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $F_{b,Rd2z} = 168.41$ [kN] | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

| | | |
|---------------------------|---|---|
| $e = 76$ [mm] | ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ | |
| $M_0 = 8.09$ [kN*m] | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ | $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$ |
| $F_{Nx} = 50.00$ [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ | $F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Vz} = 26.69$ [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ | $F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} = 44.92$ [kN] | Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction | $F_{Mx} = M_0 * z_i / \sqrt{x_i^2 + z_i^2}$ |
| $F_{Mz} = 0.00$ [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Z ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ | $F_{Mz} = M_0 * x_i / \sqrt{x_i^2 + z_i^2}$ |
| $F_{x,Ed} = 94.92$ [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} = 26.69$ [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Ed} = 98.60$ [kN] | ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{Rdx} = 125.4$ [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x | $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} = 94.08$ [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 94.92 < 125.44$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.76) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 26.69 < 94.08$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.28) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | $98.60 < 154.42$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.64) |

Verification of the section due to block tearing (axial force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

| | | |
|-------------------------------------|---|--|
| $A_{nt} = 10.80$ [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} = 4.20$ [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} = 509.4$ [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 100.00 < 509.44$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.20) |

ΔΟΚΟΣ

| | | |
|------------------------------------|---|--|
| $A_{nt} = 8.64$ [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} = 7.36$ [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} = 489.5$ [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 200.00 < 489.54$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.41) |

Verification of the section due to block tearing (shear force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

| | |
|-------------------------------------|--------------------------------------|
| $A_{nt} = 2.10$ [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ |
| $A_{nv} = 12.80$ [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ |

ΓΩΝΙΑΚΟ

$$A_{nt} = 2.10 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$
$$V_{effRd} = 303.5 \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ}$$
$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0} \quad (0.18)$$
$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |53.38| < 303.51 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

ΔΟΚΟΣ

$$A_{nt} = 3.68 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$
$$A_{nv} = 13.04 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$
$$V_{effRd} = 339.3 \text{ [kN]} \text{ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ}$$
$$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$$
$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |106.75| < 339.39 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ} \quad (0.31)$$

ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$$A_t = 20.98 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ}$$
$$A_{t,net} = 13.78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$
$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.59 < 0.91$$
$$W_{net} = 56.63 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$
$$M_{c,Rdnet} = 20.10 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ}$$
$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0} \quad (0.20)$$
$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |4.04| < 20.10 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$
$$A_v = 22.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$
$$A_v = I_a \cdot t_a$$
$$V_{pl,Rd} = 450.91 \text{ [kN]} \text{ Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση}$$
$$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \quad (0.00)$$
$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |53.38| < 450.91 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

$$A_t = 26.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ}$$
$$A_{t,net} = 20.24 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ}$$
$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0.70 < 0.91$$
$$W_{net} = 126.94 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ}$$
$$M_{c,Rdnet} = 45.06 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \text{ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ}$$
$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0} \quad (0.18)$$
$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |8.09| < 45.06 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$
$$A_v = 26.00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$
$$A_{v,net} = 20.24 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ}$$
$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$
$$V_{pl,Rd} = 532.89 \text{ [kN]} \text{ Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση}$$
$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \quad (0.20)$$
$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |106.75| < 532.89 \quad \text{ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ}$$

Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ ΛΟΓΟΣ | 0.76

8.2 Κύρια δοκός και υποστύλωμα

8.2.1 Σύνδεση δοκού σε κορμό υποστυλώματος

Για την σύνδεση της κύριας δοκού HEA 450 με ένα τυπικό υποστύλωμα θα διαβαστούν οι τέμνουσες και αξονικές και αντιστοίχως με προηγούμενως θα μελετηθεί η σύνδεση. Υλοποιείται και αυτή η σύνδεση σαν σύνδεση τέμνουσας με γωνιακά ελάσματα 130x130x12 ποιότητας S355 και κοχλίες M24 ποιότητας 6.8. Οι δυνάμεις με τις οποίες θα υπολογιστεί η σύνδεση είναι τέμνουσα δύναμη $V_{ed}=341.35\text{kN}$ και αξονική δύναμη $N_{ed}=200\text{kN}$ εφελκυστική.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 130.29$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt
 $F_{t,Rd} = 152.50$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 1.96$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $1.96 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 1.00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1.00 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 249.13$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0.62$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0.62 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 197.43$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 1.96$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $1.96 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0.64$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0.64 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 141.96$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0.45$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0.45 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2z} = 126.65$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 86$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 14.62$ [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 34.10$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 43.00$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 43.00$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 34.10$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 54.88$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 141.96$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x $F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$

$F_{Rdz} = 126.65$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z $F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|43.00| < 130.29$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0.30)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|34.10| < 126.65$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0.27)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $54.88 < 130.29$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0.42)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 87$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

$M_{0t} = 14.79$ [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

$F_{t,Ed} = 63.50$ [kN] ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ

$$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$$
$$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $63.50 < 152.50$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0.42)

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Ed} = 54.88$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ $F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$
 $F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0.72 < 1.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0.72)

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 260.58$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 1.96$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $1.96 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0.83$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0.83 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1x} = 176.85$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0.62$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0.62 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd1z} = 168.18$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 1.96$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $1.96 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bx} = 0.64$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0.64 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2x} = 283.91$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$\alpha_{bz} = 0.45$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0.45 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**

$F_{b,Rd2z} = 253.29$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 87$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

| | | | |
|---------------------------|---------------------|--|---|
| $e =$ | 87 [mm] | ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ | |
| $M_0 =$ | 29.58 [kN*m] | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ | $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$ |
| $F_{Nx} =$ | 40.00 [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ | $F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Vz} =$ | 68.20 [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ | $F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} =$ | 87.01 [kN] | Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction | $F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{Mz} =$ | 0.00 [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ | $F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{x,Ed} =$ | 127.01 [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} =$ | 68.20 [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Ed} =$ | 144.16 [kN] | ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{Rdx} =$ | 176.85 [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x | $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} =$ | 168.18 [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 127.01 < 176.85$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.72) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 68.20 < 168.18$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.41) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | $144.16 < 260.58$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.55) |

Verification of the section due to block tearing (axial force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

| | | | |
|-----------------------------------|--------------------------|---|--|
| $A_{nt} =$ | 20.16 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} =$ | 8.88 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} =$ | 972.28 [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 100.00 < 972.28$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.10) |

ΔΟΚΟΣ

| | | | |
|-----------------------------|--------------------------|---|--|
| $A_{nt} =$ | 19.32 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} =$ | 11.96 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} =$ | 1002.48 [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 200.00 < 1002.48$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.20) |

Verification of the section due to block tearing (shear force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

| | | | |
|-----------------------------------|--------------------------|---|--|
| $A_{nt} =$ | 4.44 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} =$ | 22.80 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} =$ | 554.33 [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 170.50 < 554.33$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.31) |

ΔΟΚΟΣ

| | | | |
|-----------------------------|--------------------------|---|--|
| $A_{nt} =$ | 5.98 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} =$ | 27.48 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} =$ | 680.54 [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 341.00 < 680.54$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.50) |

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

| | | | |
|--|---------------------------|--------------------------------------|--|
| $A_t =$ | 28.43 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ | |
| $A_{t,net} =$ | 19.07 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ | $0.60 < 0.91$ | | |
| $W_{net} =$ | 208.45 [cm ³] | ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ | |
| $M_{c,Rdnet} =$ | 74.00 [kN*m] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ | $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$ |
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ | $ 14.79 < 74.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.20) |

| | |
|---|--|
| $A_v = 41.04 \text{ [cm}^2\text{]}$ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | $A_v = I_a \cdot t_{fa}$ |
| $V_{pl,Rd} = 841.15 \text{ [kN]}$ Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ |
| $ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ $ 170.50 < 841.15$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.00) |

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

| | |
|--|--|
| $A_t = 37.84 \text{ [cm}^2\text{]}$ ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ | |
| $A_{t,net} = 22.89 \text{ [cm}^2\text{]}$ ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0.54 < 0.91$ | |

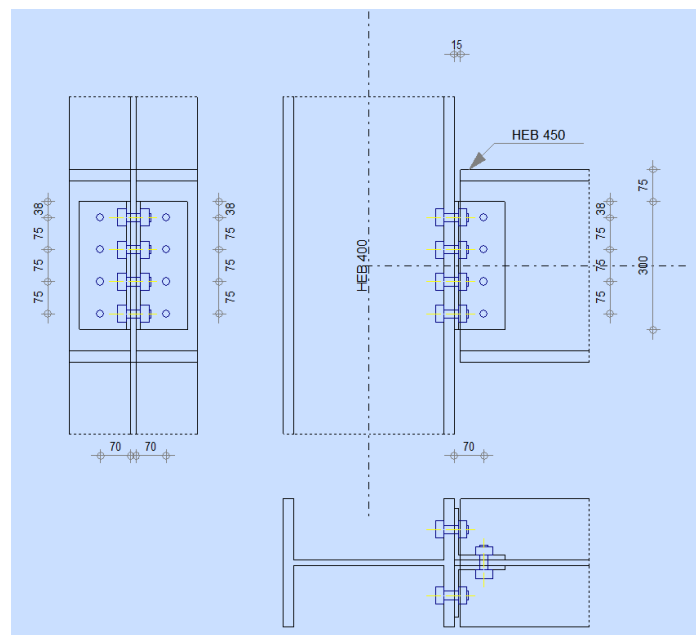
| | |
|--|--|
| $W_{net} = 314.01 \text{ [cm}^3\text{]}$ ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ | |
| $M_{c,Rdnet} = 111.47 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ | $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$ |
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ $ 29.58 < 111.47$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.27) |

| | |
|--|--|
| $A_v = 50.60 \text{ [cm}^2\text{]}$ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{pl,Rd} = 1037.09 \text{ [kN]}$ Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ |
| $V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ $ 341.00 < 1037.09$ ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.00) |

| | |
|---|---------------------|
| Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ | ΛΟΓΟΣ 0.72 |
|---|---------------------|

8.2.2 Σύνδεση δοκού σε πέλμα υποστυλώματος

Για την σύνδεση της κύριας δοκού HEB 450 με ένα τυπικό υποστύλωμα θα διαβαστούν οι τέμνουσες και αξονικές και αντιστοίχως με προηγουμένως θα μελετηθεί η σύνδεση. Υλοποιείται και αυτή η σύνδεση σαν σύνδεση τέμνουσας με γωνιακά ελάσματα 120x120x10 ποιότητας S355 και κοχλίες M20 ποιότητας 6.8. Οι δυνάμεις με τις οποίες θα υπολογιστεί η σύνδεση είναι τέμνουσα δύναμη $V_{ed}=192\text{kN}$ και αξονική δύναμη $N_{ed}=300\text{kN}$ εφελκυστική.



Σχήμα 8.7: Διάταξη σύνδεσης πέλματος υποστυλώματος και κύριας δοκού

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΜΕ ΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 90.48$ [kN] Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt
 $F_{t,Rd} = 105.84$ [kN] ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΠΕΛΜΑ ΤΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**
 $\alpha_{bx} = 1.00$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1.00 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**
 $F_{b,Rd1x} = 470.40$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**
 $\alpha_{bz} = 0.89$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0.89 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**
 $F_{b,Rd1z} = 416.95$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

Διεύθυνση x

$k_{1x} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**
 $\alpha_{bx} = 0.76$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0.76 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**
 $F_{b,Rd2x} = 148.48$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Διεύθυνση z

$k_{1z} = 2.50$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2.50 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**
 $\alpha_{bz} = 0.57$ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0.57 > 0.00$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ**
 $F_{b,Rd2z} = 111.36$ [kN] ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t_i / \gamma_{M2}$

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΓΩΝΙΑΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

$e = 77$ [mm] ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΤΗΣ ΟΜΑΔΟΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΤΟΥ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ

$M_0 = 7.39$ [kN*m] ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 24.00$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 29.57$ [kN] ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 29.57$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 24.00$ [kN] Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 38.08$ [kN] ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$

$F_{Rdx} = 148.48$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 111.36$ [kN] Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|29.57| < 148.48$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0.20)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|24.00| < 111.36$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0.22)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $38.08 < 90.48$ **ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ** (0.42)

ΕΦΕΛΚΥΣΜΟΣ ΚΟΧΛΙΑ

| | | |
|--------------------------|---|--|
| $e = 82$ [mm] | ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ | |
| $M_{0t} = 7.87$ [kN*m] | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ | $M_{0t} = 0.5 * V_{b,Ed} * e$ |
| $F_{t,Ed} = 68.99$ [kN] | ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ ΣΤΟΝ ΑΚΡΙΑΝΟ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum Z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$ |
| $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ | $68.99 < 105.84$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.65) |

ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΔΡΑΣΗ ΜΙΑΣ ΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΚΑΙ ΜΙΑΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΘΡΑΥΣΕΩΣ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ

| | | |
|--|--------------------------------|---|
| $F_{v,Ed} = 38.08$ [kN] | ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ | $0.89 < 1.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.89) |

ΚΟΧΛΙΕΣ ΠΟΥ ΕΝΩΝΟΥΝ ΤΟ ΔΟΚΑΡΙ ΜΕ ΤΟ ΕΛΑΣΜΑ ΤΥΠΟΥ L

ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΚΟΧΛΙΑ

| | | |
|--------------------------|---|---|
| $F_{v,Rd} = 180.96$ [kN] | Shear bolt resistance in the unthreaded portion of a bolt | $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$ |
|--------------------------|---|---|

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΗ ΔΟΚΟ

| | | |
|----------------------------|---|--|
| Διεύθυνση x | | |
| $k_{1x} = 2.50$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $\alpha_{bx} = 0.83$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0.83 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $F_{b,Rd1x} = 228.67$ [kN] | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |

| | | |
|----------------------------|---|--|
| Διεύθυνση z | | |
| $k_{1z} = 2.50$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $\alpha_{bz} = 0.89$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0.89 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $F_{b,Rd1z} = 243.22$ [kN] | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |

ΑΝΤΟΧΗ ΚΟΧΛΙΑ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ

| | | |
|----------------------------|---|--|
| Διεύθυνση x | | |
| $k_{1x} = 2.50$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1x} > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $\alpha_{bx} = 0.76$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0.76 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $F_{b,Rd2x} = 296.97$ [kN] | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |

| | | |
|----------------------------|---|--|
| Διεύθυνση z | | |
| $k_{1z} = 2.50$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1z} > 0.0$ | $2.50 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $\alpha_{bz} = 0.57$ | ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟ ΤΗΣ $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0.57 > 0.00$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ |
| $F_{b,Rd2z} = 222.73$ [kN] | ΦΕΡΟΥΣΑ ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΟΣ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$ |

ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΟ ΓΩΝΙΑΚΟ - ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ

ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΚΟΧΛΙΑ

| | | | |
|---------------------------|---------------------|---|---|
| $e =$ | 82 [mm] | ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΟΜΑΔΑΣ ΤΩΝ ΚΟΧΛΙΩΝ ΚΑΙ ΤΟΥ ΚΕΝΤΡΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ | |
| $M_0 =$ | 15.74 [kN*m] | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΗ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ | $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$ |
| $F_{Nx} =$ | 75.00 [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ | $F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Vz} =$ | 48.00 [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ | $F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$ |
| $F_{Mx} =$ | 62.98 [kN] | Component force in a bolt due to influence of the moment on the x direction | $F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{Mz} =$ | 0.00 [kN] | ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΔΥΝΑΜΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ ΛΟΓΩ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΡΟΠΗΣ ΣΤΗΝ Ζ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ | $F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$ |
| $F_{x,Ed} =$ | 137.98 [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση y | $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$ |
| $F_{z,Ed} =$ | 48.00 [kN] | Συνολική σχεδιαστική δύναμη κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$ |
| $F_{Ed} =$ | 146.09 [kN] | ΠΡΟΚΥΠΤΟΥΣΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΣΕ ΚΟΧΛΙΑ | $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$ |
| $F_{Rdx} =$ | 228.67 [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση x | $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$ |
| $F_{Rdz} =$ | 222.73 [kN] | Ενεργός αντοχή σχεδιασμού κοχλία στη διεύθυνση z | $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$ |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 137.98 < 228.67$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.60) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 48.00 < 222.73$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.22) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | $146.09 < 180.96$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.81) |

Verification of the section due to block tearing (axial force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

| | | | |
|-----------------------------------|--------------------------|---|--|
| $A_{nt} =$ | 15.90 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} =$ | 7.80 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} =$ | 783.15 [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 150.00 < 783.15$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.19) |

ΔΟΚΟΣ

| | | | |
|-----------------------------|--------------------------|--|--|
| $A_{nt} =$ | 22.26 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} =$ | 12.32 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} =$ | 1125.10 [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕ | $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 300.00 < 1125.10$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.27) |

Verification of the section due to block tearing (shear force)

ΓΩΝΙΑΚΟ

| | | | |
|-----------------------------------|--------------------------|---|--|
| $A_{nt} =$ | 3.90 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} =$ | 18.55 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} =$ | 456.64 [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 96.00 < 456.64$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.21) |

ΔΟΚΟΣ

| | | | |
|-----------------------------|--------------------------|---|--|
| $A_{nt} =$ | 6.16 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $A_{nv} =$ | 36.47 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $V_{effRd} =$ | 868.22 [kN] | ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΟΠΕΣ | $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 192.00 < 868.22$ | ΕΠΑΛΗΘΕΥΕΤΑΙ | (0.22) |

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΓΩΝΙΑΚΗΣ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

| | | |
|---------------|--------------------------|--------------------------------------|
| $A_t =$ | 29.29 [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ |
| $A_{t,net} =$ | 20.49 [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ |

| | | |
|--|---|--|
| $0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ | $0.63 < 0.91$ | |
| $W_{net} = 108.51$ [cm ³] | ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ | |
| $M_{c,Rdnet} = 38.52$ [kN*m] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ | $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$ |
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ | $ 7.87 < 38.52$ | ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.20) |
| $A_v = 30.00$ [cm ²] | ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | $A_v = I_a \cdot t_{fa}$ |
| $V_{pl,Rd} = 614.88$ [kN] | Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ |
| $ 0.5 \cdot V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ | $ 96.00 < 614.88$ | ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.00) |

ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΣΗ ΚΑΘΑΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΔΟΚΑΡΙΟΥ ΧΩΡΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΑ

| | | |
|--|--|--|
| $A_t = 63.00$ [cm ²] | ΕΜΒΑΔΟ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ | |
| $A_{t,net} = 50.68$ [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ | |
| $0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ | $0.72 < 0.91$ | |
| $W_{net} = 430.36$ [cm ³] | ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ | |
| $M_{c,Rdnet} = 152.78$ [kN*m] | ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ | $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$ |
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ | $ 15.74 < 152.78$ | ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.10) |
| $A_v = 63.00$ [cm ²] | ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | |
| $A_{v,net} = 50.68$ [cm ²] | ΚΑΘΑΡΟ ΕΝΕΡΓΟ ΕΜΒΑΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΙΑ ΔΙΑΤΜΗΣΗ | $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$ |
| $V_{pl,Rd} = 1291.24$ [kN] | Σχεδιαστική πλαστική αντοχή σε διάτμηση | $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ |
| $V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ | $ 192.00 < 1291.24$ | ΕΠΑΛΛΗΘΕΥΕΤΑΙ (0.15) |

| | | |
|---|--------------|-------------|
| Η ΣΥΝΔΕΣΗ ΕΙΝΑΙ ΣΥΜΦΩΝΗ ΜΕ ΤΟΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ | ΛΟΓΟΣ | 0.89 |
|---|--------------|-------------|

8.2.3 Σύνδεση κατακόρυφου συνδέσμου και δοκού

Η σύνδεση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας θα γίνει με υπολογισμούς στο χέρι του δυσμενέστερου πλαισίου του 3^{ου} ορόφου εσωτερικού στην κατεύθυνση Y με διατομή ΚΗ 244.5x10. Η δύναμη με την οποία θα σχεδιαστεί η σύνδεση είναι η ικανοτική της διατομής προσαυξημένη σύμφωνα με την παρακάτω σχέση (8.1).

$$N_{Ed} = 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{b,Rd} = 1.1 \cdot 1.25 \cdot 2020.49 = 2778.17 \text{ kN} \quad (8.1)$$

Για την σύνδεση χρησιμοποιήθηκαν προεκτεταμένοι κοχλίες M30 ποιότητας 10.9 με τα χαρακτηριστικά του Πίνακα(8.1). Θα σχεδιαστεί σαν κατηγορίας C ανθεκτική σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας

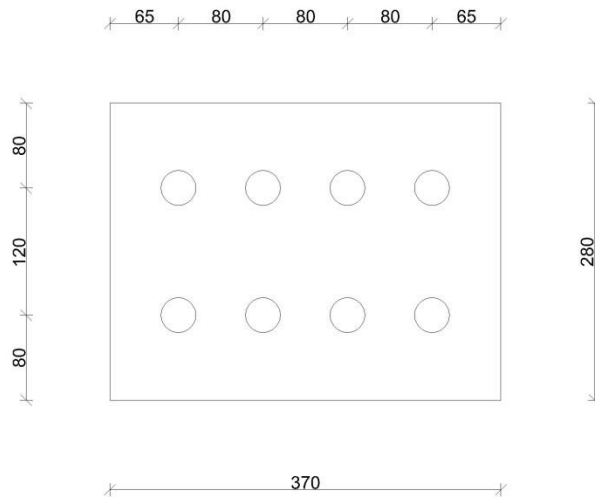
Πίνακας 8.1: Χαρακτηριστικά κοχλιών σύνδεσης

| κοχλίες | | | | | | | |
|----------------|----------------|--------|------------|--------|----------------------|--------------------------|--------------------------|
| f_{yb} (MPa) | f_{ub} (MPa) | d (mm) | d_0 (mm) | p (mm) | A (mm ²) | A_s (mm ²) | A_1 (mm ²) |
| 900 | 1000 | 30 | 33 | 3.5 | 707 | 561 | 519 |

Για την σύνδεση του κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν ελάσματα με διατομές αυτές που δίνονται στον Πίνακα (8.2)

Πίνακας 8.2: Χαρακτηριστικά ελασμάτων σύνδεσης

| Υλικό | | Έλασμα κόμβου | | | Έλασμα δοκού | |
|-------------|-------------|---------------|--------|--------|--------------|--------|
| f_y (MPa) | f_u (MPa) | b (mm) | l (mm) | t (mm) | b (mm) | t (mm) |
| 355 | 510 | 280 | 370 | 20 | 320 | 32 |



Σχήμα 8.8: Έλασμα σύνδεσης

Στην συνέχεια πραγματοποιείται έλεγχος των αποστάσεων των κοχλιών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3(EN1993-1-8)

$$e_{1,min} = 1.2 * d_0 = 39.6\text{mm} < e_1 = 65\text{mm} < e_{1,max} = 4 * t + 40 = 120\text{mm}$$

$$e_{2,min} = 1.2 * d_0 = 39.6\text{mm} < e_2 = 80\text{mm} < e_{2,max} = 4 * t + 40 = 120\text{mm}$$

$$p_{1,min} = 2.2 * d_0 = 72.6\text{mm} < p_1 = 80\text{mm} < p_{1,max} = \min(14 * t, 200) = 200\text{mm}$$

$$p_{2,min} = 2.4 * d_0 = 79.2\text{mm} < p_2 = 120\text{mm} < p_{2,max} = \min(14 * t, 200) = 200\text{mm}$$

Για την εύρεση της δύναμη προέντασης θα χρησιμοποιηθεί η παρακάτω σχέση

$$F_{p,c} = 0.7 * f_{ub} * A_s = 0.7 * 1000 * \frac{561}{1000} = 392.7\text{kN} \quad (8.2)$$

Αρα η αντοχή σχεδιασμού έναντι ολίσθησης εχει ως εξής

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}} * F_{p,c} = \frac{1 * 2 * 0.5}{1.1} * 392.7 * 8 = 2856\text{kN} > 2778.17\text{kN} \quad (8.3)$$

Η αντοχή σε διάτμηση δίνεται από την παρακάτω σχέση

$$F_{v,Rd} = \frac{a_v * f_{ub} * A}{\gamma_{M2}} * n * m = \frac{0.6 * 1000 * 707}{1.25 * 1000} * 2 * 8 = \quad (8.4)$$

$$5429.76\text{kN} > 2778.17\text{kN}$$

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας υπολογίζεται από τις παρακάτω σχέσεις

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3 * d_0}; \frac{p_1}{3 * d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \quad (8.5)$$

$$= \min\left(\frac{65}{3 * 33}; \frac{80}{3 * 33} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{510}; 1\right) = 0.558$$

$$k_1 = \min\left(2.8 * \frac{e_2}{d_0} - 1.7; 1.4 * \frac{p_2}{d_0} - 1.7; 2.5\right) \quad (8.6)$$

$$= \min\left(2.8 * \frac{100}{33} - 1.7; 1.4 * \frac{120}{33} - 1.7; 2.5\right) = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * a_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} * m =$$

$$\frac{2.5 * 0.558 * 51 * 3 * 3.2}{1.25} * 8 = 4371.78\text{kN} > 2778.17\text{kN} \quad (8.7)$$

Στην συνέχεια ελέγχεται η συνθήκη πλαστικής αστοχίας που εξασφαλίζει ότι θα πλαστικοποιηθεί το έλασμα πριν από την αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

$$F_{v,Rd} = 5429.76\text{kN} > 1.2 * F_{b,Rd} = 1.2 * 4371.78 = 5246.14\text{kN}$$

Ακολουθεί ο έλεγχος της απομειωμένη διατομής σε εφελκυσμό

Για το κομβόελασμα:

$$A_{net} = (b - 3 * d_0) * t_{ελ} = (28 - 2 * 3.3) * 2 = 42.8\text{cm}^2 \quad (8.8)$$

$$N_{t,Rd} = n * \frac{A_{net} * f_y}{\gamma_{M0}} = 2 * \frac{42.8 * 35.5}{1} = 3038.8\text{kN} > 2778.17\text{kN} \quad (8.9)$$

Για το έλασμα της δοκού:

$$A_{net} = (b - 3 * d_0) * t_{ελ} = (32 - 2 * 3.3) * 3.2 = 81.28\text{cm}^2 \quad (8.10)$$

$$N_{t,Rd} = n * \frac{A_{net} * f_y}{\gamma_{M0}} = 1 * \frac{81.28 * 35.5}{1} =$$

$$2885.44\text{kN} > 2778.17\text{kN}$$

Θα ελεγχθεί στην συνέχεια η επάρκεια της συγκόλλησης

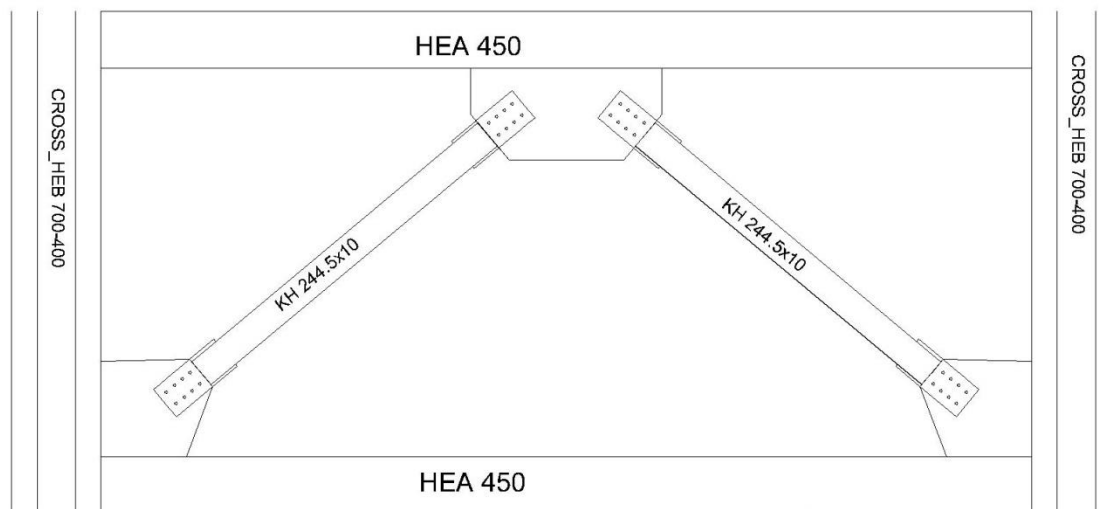
$$\alpha_{min} = 0.7 * \min(t_{KH}, t_{ελ}) = 0.7 * \min(16; 32) = 11\text{mm} \quad (8.12)$$

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} * \beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{51}{\sqrt{3} * 0.9 * 1.25} = 26.17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (8.13)$$

Για μήκος συγκόλλησης $l=250\text{mm}$

$$F_{w,Rd} = 4 * l * a * f_{vw,d} = 4 * 25 * 1.1 * 26.17 =$$

$$2879.05\text{kN} > 2778.17\text{kN} \quad (8.14)$$



Σχήμα 8.9: Διαμόρφωση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

Βιβλιογραφία

- (1) Νέος Οικοδομικός Κανονισμός 2016(τεως γενικός κανονισμός) ΝΟΜΟΣ ΥΠ' ΑΡΙΘ. 4067/2012
- (2) <http://thetowerinfo.com/buildings-list/petronas-towers>
- (3) https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%A0%CF%8D%CF%81%CE%B3%CE%BF%CE%B9_%CE%A0%CE%B5%CF%84%CF%81%CF%8C%CE%BD%CE%B1%CF%82
- (4) <https://en.wikipedia.org/wiki/Skyway>
- (5) <https://knowledge.autodesk.com/support/robot-structural-analysis-products/learn-explore/caas/CloudHelp/cloudhelp/2018/ENU/RSAPRO-UsersGuide/files/GUID-AD28B8C7-F614-4A51-9A8B-2E1FA66D13F6-htm.html>
- (6) EN1991-1-1, Eurocode 1. «Actions on structures, Part 1-1: General actions», CEN, 2004
- (7) EN1991-1-3, Eurocode 1. «Actions on structures, Part 1-3: Snow loads», CEN, 2004
- (8) EN1991-1-4, Eurocode 1. «Actions on structures, Part 1-3: Wind loads», CEN, 2004
- (9) EN1993-1-1, Eurocode 3. «Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings», CEN, 2005
- (10) EN1993-1-8, Eurocode 3.: «Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints», CEN, 2005
- (11) EN1998-1, Eurocode 8. «Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings», CEN, 2004
- (12) EN1995-1-1, Eurocode 4. «Design of composite steel and concrete structures, Part 1: General rules and rules for buildings», CEN, 2004
- (13) Βάγιας Ι. (2010). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- (14) Ψυχάρης Ι. (2016). «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα.