

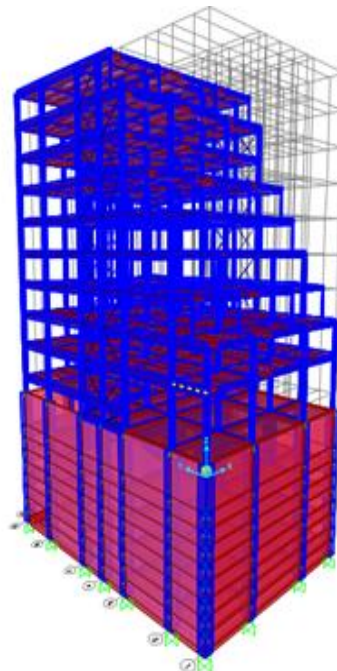


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός 10οροφου κτιρίου από δομικό χάλυβα με
και χωρίς πυρήνα σκυροδέματος



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Ανδρέας Δημητριάδης

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Μάρτιος 2020

EMK ΔΕ 2020/02

Δημητριάδης Α. (2020).

Σχεδιασμός 10οροφου κτιρίου από δομικό χάλυβα με και χωρίς προσθήκη πυρήνα
σκυροδέματος
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020/02
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Demetriades A. (2020).
Design of 10-floor structural steel, with or without the addition of concrete core
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020/02
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

| | |
|---|----|
| Περίληψη..... | 5 |
| Abstract | 6 |
| Ευχαριστίες..... | 7 |
| 1 Εισαγωγή | 8 |
| 1.1 Γενικά | 8 |
| 1.2 Αρχιτεκτονικό Σχέδιο | 9 |
| 1.3 Εξωτερικά Φορτία | 13 |
| 2 Αντοχή | 15 |
| 2.1 Εισαγωγή | 15 |
| 2.2 Υλικά Δόμησης..... | 15 |
| 2.2.1 Δομικός Χάλυβας..... | 15 |
| 2.2.2 Σκυρόδεμα | 16 |
| 2.2.3 Χάλυβας Οπλισμού Σκυροδέματος | 16 |
| 2.2.4 Χαλυβδόφυλλο | 17 |
| 2.2.5 Διατμητικοί Ήλοι..... | 18 |
| 2.3 Μορφοποίηση | 19 |
| 3 Μοντελοποίηση | 22 |
| 3.1 Εισαγωγή στο Λογισμικό | 22 |
| 4 Ανάλυση | 30 |
| 4.1 Εισαγωγή | 30 |
| 4.2 Ελαστικές Μετακινήσεις | 31 |
| 4.3 Συνδέσμοι Δυσκαμψίας Τύπου Χιαστί..... | 35 |
| 5 Ελέγχοι Αντισεισμικού Σχεδιασμού | 43 |
| 5.1 Έλεγχος σχετικής παραμόρφωσης ορόφων για περιορισμό βλαβών..... | 43 |
| 5.2 Έλεγχος επιρροης φαινομένων 2ας τάξης | 50 |
| 5.3 Ικανοτικός Σχεδιασμός..... | 54 |
| 5.3.1 Εισαγωγή | 54 |
| 5.3.2 Αποφυγή Μαλακού Ορόφου | 54 |
| 5.3.3 Έλεγχος Δοκών..... | 55 |
| 5.3.4 Έλεγχος Υποστλωμάτων | 60 |
| 6 Στρεπτοκαμπτικός Έλεγχος | 69 |
| 6.1 Έλεγχος δοκών | 69 |
| 6.2 Έλεγχος υποστλωμάτων | 71 |

| | | |
|-----|---|----|
| 7 | Συνδέσεις | 77 |
| 7.1 | Σύνδεση θεμελίου υποστυλώματος | 77 |
| 7.2 | Σύνδεση ροπής δοκού - υποστυλώματος..... | 78 |
| 7.3 | Σύνδεση τέμνουσας | 79 |
| 7.4 | Σύνδεση διαγωνίου | 80 |
| 7.5 | Σύνδεση αποκαταστασης συνέχειας υποστυλώματος | 81 |
| 8 | Αποτελέσματα Ανάλυσης | 84 |
| 8.1 | Ιδιομορφές κατασκευής..... | 84 |
| 8.2 | Καταμέτρηση υλικών | 85 |
| 9 | Συμπεράσματα..... | 87 |
| 6 | Βιβλιογραφία | 90 |

Σχεδιασμός δεκαώροφης κατασκευής από δομικό χάλυβα, με ή χωρίς την προσθήκη πυρήνα σκυροδέματος

Δημητριάδης Α. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Σχεδιασμός και στατική ανάλυση δεκαώροφης κατασκευής με τέσσερις υπόγειους ορόφους. Οι υπέργειοι όροφοι θα χρησιμοποιηθούν ως εργασιακοί χώροι, ενώ οι υπόγειοι θα χρησιμοποιηθούν ως χώροι στάθμευσης. Η ανωδομή των δέκα ορόφων έχει κατασκευαστεί από δομικό χάλυβα, ενώ το υπόγειο τμήμα της δόμησης έχει κατασκευαστεί από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πρόκειται για σύγκριση δύο κατασκευών. Η μία κατασκευή συμπεριλαμβάνει ένα τοιχίο σκυροδέματος, ενώ στη δεύτερη περίπτωση έχει αντικατασταθεί το πλαίσιο σκυροδέματος με μεταλλικό πλαίσιο. Η μελέτη της κατασκευής με πυρήνα σκυροδέματος έχει πραγματοποιηθεί με τη χρήση του λογισμικού FESPA κατά τη διάρκεια του μαθήματος ‘Ολοκληρωμένο θέμα δομοστατικού’ στο Ε.Μ.Π., ενώ μελέτη της κατασκευής χωρίς πυρήνα σκυροδέματος αναλύεται στην παρούσα διπλωματική με τη χρήση του λογισμικού SAP2000. Η ανάλυση και στις δύο περιπτώσεις είναι φασματική και σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα EN.1998. Εν συνεχεία, θα ακολουθήσει σύγκριση των δύο αναλύσεων και η εξεύρεση συμπερασμάτων μεταξύ των δύο κατασκευών. Κατά το σχεδιασμό της κατασκευής είναι πολύ σημαντική η σωστή και λογική χρήση των λογισμικών προγραμμάτων καθώς και η ουσιαστική κατανόηση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν. Με το πέρας της ανάλυσης στο λογισμικό SAP2000, απαιτήθηκε να γίνουν μεμονωμένα σε πρόγραμμα Excel Office, οι απαιτούμενοι έλεγχοι κτηρίων σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι ένα λογισμικό, δίνει μεγάλη άνεση στον πολιτικό μηχανικό, αλλά πρέπει να εφοδιάζεται με τους κατάλληλους ελέγχους.

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

DIPLOMA THESIS
EMK ΔE 2020/02

**Design of 10-floor structural steel, with or without the addition of
concrete core**

Demetriades A. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

This dissertation presents the structural design of the 10-floor building, given the architectural design and solution. The general main structural material is the steel element with S275 whilst for the underground floor, the main element being selected is the concrete C35/45. The concrete strength is higher than usual as the calculations lead to smaller column cross-sections to provide spacious parking places. Additionally, larger parking areas lead to better dispersion of carbon dioxide in space which is emitted by the traffic within the car park. Before providing a model-scale representation of the building into the software, steps need to be taken on how to place the structural elements of the building. This is a very important step because it significantly affects the stiffness and the way external loads would be transmitted to the structural elements. The most effective way to address this is to design the building such that it becomes as symmetrical as possible. The next step involves a preliminary study on the design of the elements which gives an insight into the order of magnitude of the various cross-sections. Finally, the building is modeled in the software SAP2000. Then, spectral analysis is conducted with care when choosing the appropriate parameters. The final step of the analysis is the interpretation of the results considering three aspects: the safety of design against loads and seismic movements without violating any Eurocode, and feasible in terms of money being spent.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο καθηγητή Βαμβάτσικο Δημήτριο για την ανάθεση και επιτήρηση της διπλωματικής εργασίας καθ' όλη τη διάρκεια της μέχρις ότου να ολοκληρωθεί. Θα ήθελα να αποδώσω θερμές ευχαριστίες στην οικογένεια μου και στους φίλους μου για την υποστήριξη τους.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Με δεδομένη αρχιτεκτονική λύση απαιτείται η δόμηση του δεκαώροφου κτηρίου. Κύριο υλικό για την ανωδομή, θα χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας αντοχής S275, ενώ για τη δόμηση υπογείου θα χρησιμοποιηθεί σκυροδέμα αντοχής C35/45. Έχει επιλεγθεί αυξημένη αντοχή σκυροδέματος, έτσι ώστε να εξασφαλιστεί επάρκεια με μικρότερη διατομή των υπόγειων υποστυλωμάτων, παρέχοντας άνεση στη χωροθέτηση των θέσεων στάθμευσης, καθώς και στην άνετη κυκλοφορία των αυτοκινήτων. Επίσης οι αυξημένες ποσότητες διοξειδίου του άνθρακα στο υπόγειο εξαιτίας της κυκλοφορίας των οχημάτων, είναι ακόμη ένας λόγος που μας οδήγησε σε τέτοια ποιότητα σκυροδέματος.

Προτού μοντελοποιήσουμε το κτίριο και το εισάγουμε στο λογισμικό πρέπει να σκεφτούμε τον τρόπο με τον οποίο θα τοποθετήσουμε τα δομικά μέλη του κτηρίου μας. Η τοποθέτηση και ο τρόπος σύνδεσης των μελών επιδρά στη δυσκαμψία της κατασκευής και τον τρόπο που θα παραλάβει τα εξωτερικά φορτία. Κύριος μας στόχος είναι να κατασκευάσουμε ένα όσο το δυνατό συμμετρικό κτίριο, με κέντρο δυσκαμψίας κοντά στο κέντρο μάζας, έτσι ώστε τα σεισμικά φορτία που ασκούνται στο κέντρο μάζας της κατασκευής να μην δημιουργούν στροφές γύρω από το κέντρο δυσκαμψίας. Επίσης, είναι επιθυμητό οι δυσκαμψίες σε κάθε άξονα να ισούνται μεταξύ τους με αποτέλεσμα να έχουμε ίσες ιδιοπεριόδους.

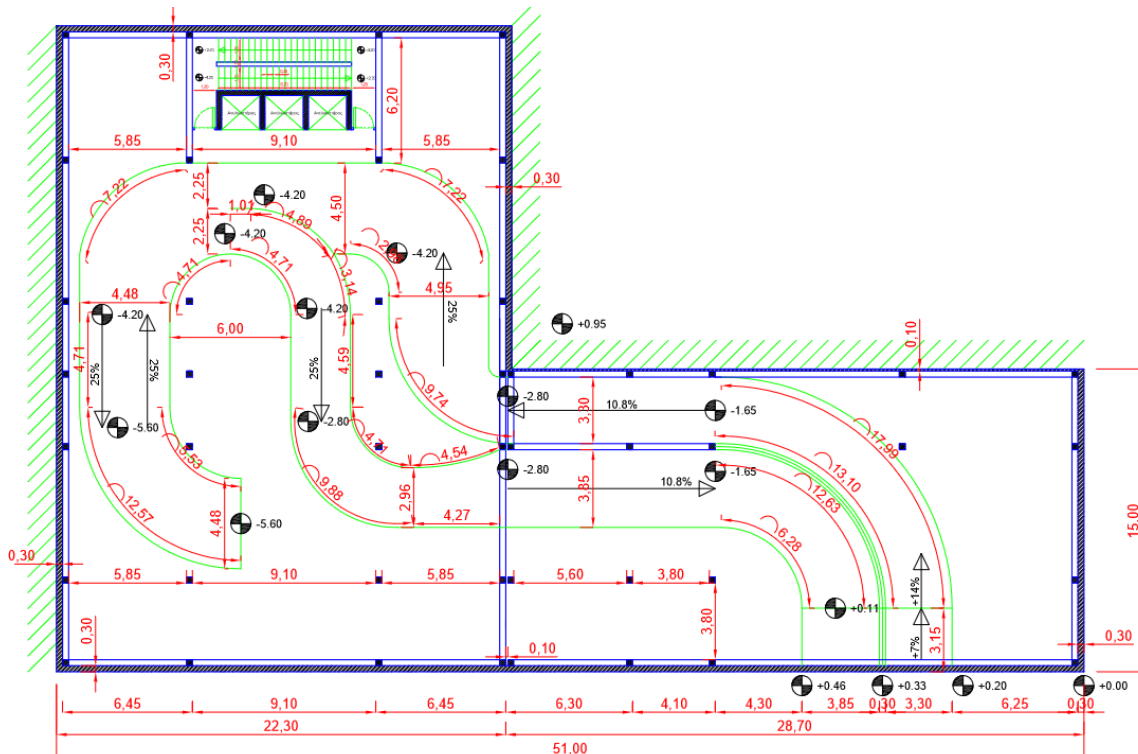
Αφού σκεφτούμε τη διάταξη των μελών, γίνεται μία προδιαστασιολόγηση των μελών για να έχουμε μία τάξη μεγέθους των διατομών που θα χρησιμοποιήσουμε και έπειτα γίνεται η μοντελοποίηση της δεκαώροφης κατασκευής στο λογισμικό SAP2000. Κατά τη φάση της μοντελοποίησης είναι πολύ σημαντική η ορθή εισαγωγή του μοντέλου έτσι ώστε να αντικατοπτρίζει την πραγματική εικόνα του φορέα.

Έπειτα τρέχουμε τη φασματική ανάλυση με τις απαραίτητες παραμέτρους και εξετάζουμε τα αποτελέσματα. Η κρίση του μηχανικού θα φανεί στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων και στη λήψη σωστών αποφάσεων μέχρις ότου να ολοκληρωθεί ο σχεδιασμός του έργου. Στόχος μας ως μηχανικοί δεν είναι απλά να σχεδιάσουμε ένα έργο που θα είναι επαρκές, αλλά να είναι ταυτόχρονα ένα οικονομικό, ασφαλές με πλάστιμη συμπεριφορά. Σε κάθε μας βήμα, υποχρεούμαστε να πληρούμε τους κανονισμούς σύμφωνα με τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες.

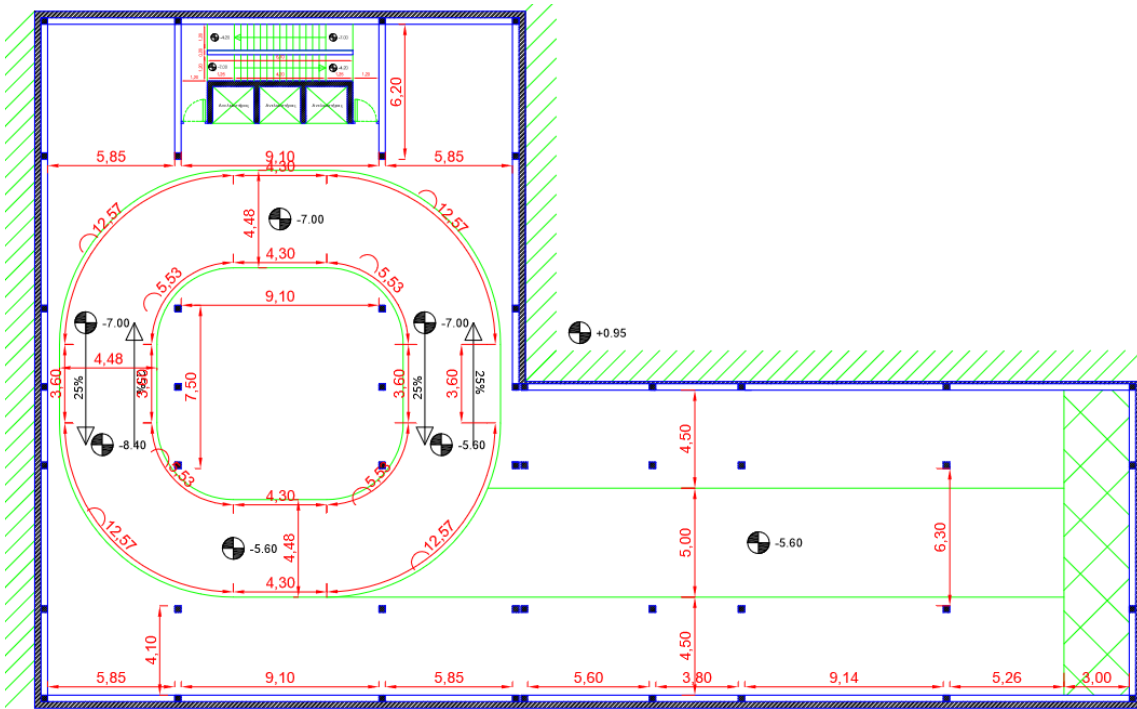
1.2 Αρχιτεκτονικό Σχέδιο

Πρόκειται για μία δεκαώροφη κατασκευή, της οποίας το Ισόγειο θα χρησιμοποιηθεί για εστιατόριο, ενώ οι υπόλοιποι όροφοι, θα χρησιμοποιηθούν ως γραφεία. Ο διαχωρισμός των γραφείων στους ορόφους θα πραγματοποιηθεί με τη χρήση εσωτερικών διαχωριστικών από γυψοσανίδες. Οι τοίχοι από γυψοσανίδες προσφέρουν πυροπροστασία και ηχομόνωση. Στην οροφή των γραφείων των γραφείων τοποθετούνται ψευδοροφές στις οποίες ενσωματώνεται εύκολα φωτισμός, ηλεκτρικές εγκαταστάσεις και αγωγοί ηλεκτρολογικών καλωδιώσεων. Οι ψευδοροφές είναι επίσης από γυψοσανίδα και προσφέρουν πυραντοχή στο κτίριο.

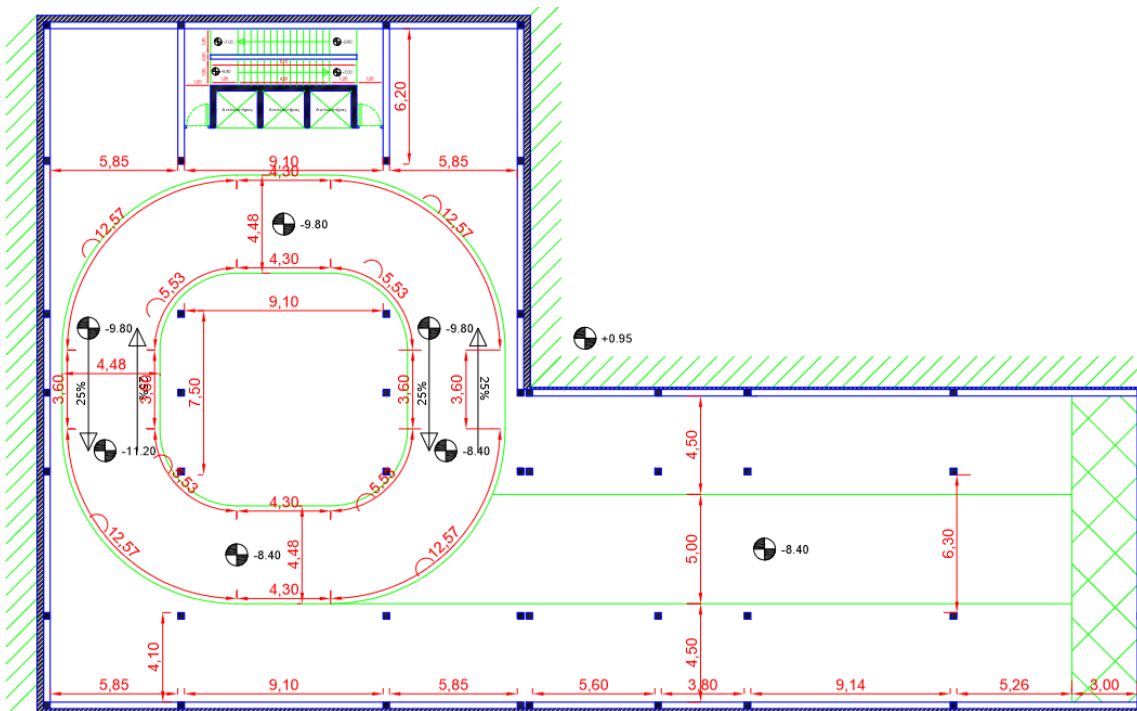
Το υπόγειο τμήμα της κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί ως χώρος στάθμευσης. Η είσοδος και η έξοδος από και προς το χώρο στάθμευσης γίνεται δια μέσω δύο κεκλιμένων ραμπών με σταθερή ακτίνα καμπυλότητας. Έπειτα η μετακίνηση των αυτοκινήτων στον υπόγειο χώρο, γίνεται σε 'εσωτερικούς' δρόμους με άνοιγμα 3.80m. Το συνολικό υπόγειο τμήμα χωρίζεται σε οκτώ ημιώροφους ανά 1.4m που συνδέονται μεταξύ τους με ευθύγραμμες κεκλιμένες ράμπες. Στο Σχήμα 1.1 παρουσιάζεται η κάτοψη του πρώτου υπογείου στην οποία φαίνεται η είσοδος και η έξοδος των αυτοκινήτων από και προς το χώρο στάθμευσης. Στα Σχήματα 1.2 , 1.3 , 1.4 παρουσιάζεται η κάτοψη του 2^{ου} , 3^{ου} και 4^{ου} υπογείου αντίστοιχα, που απεικονίζεται η κυκλοφορία των αυτοκινήτων. Στο Σχήμα 1.5 παρουσιάζεται η κάτοψη του ισόγειου, ενώ οι κάτοψη των υπόλοιπων ορόφων παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.6.



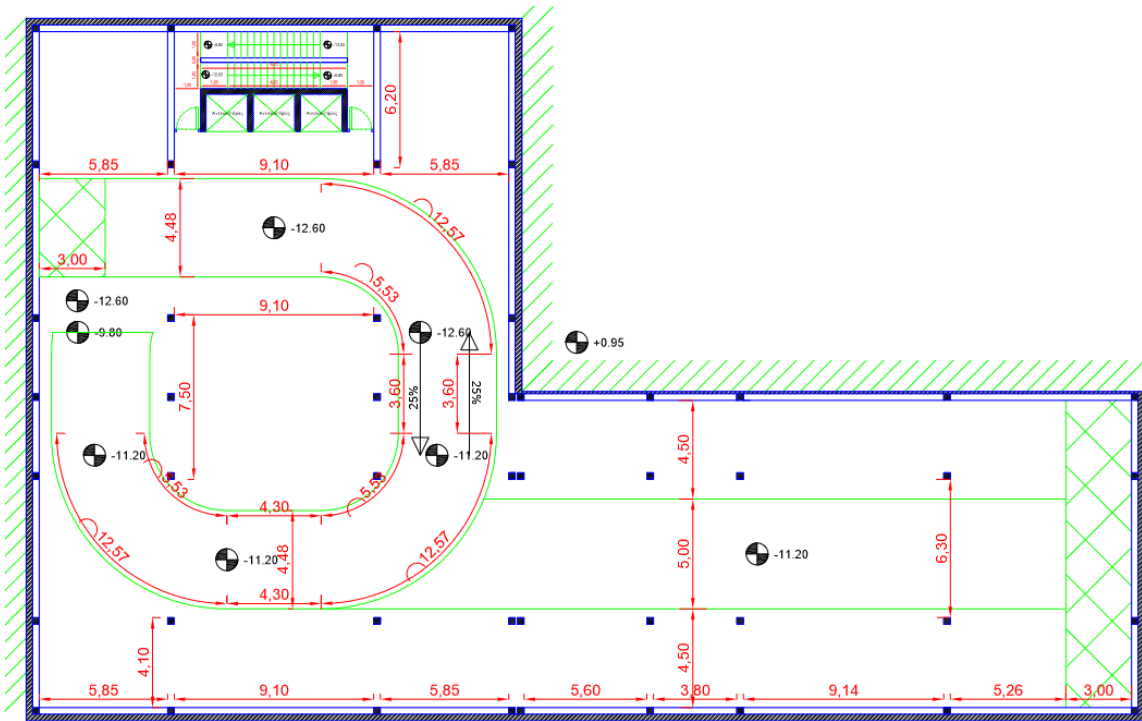
Σχήμα 1.1: Κάτοψη πρώτου υπογείου. Παρουσιάζεται η είσοδος και η έξοδος των οχημάτων από και προς το χώρο στάθμευσης του κτηρίου.



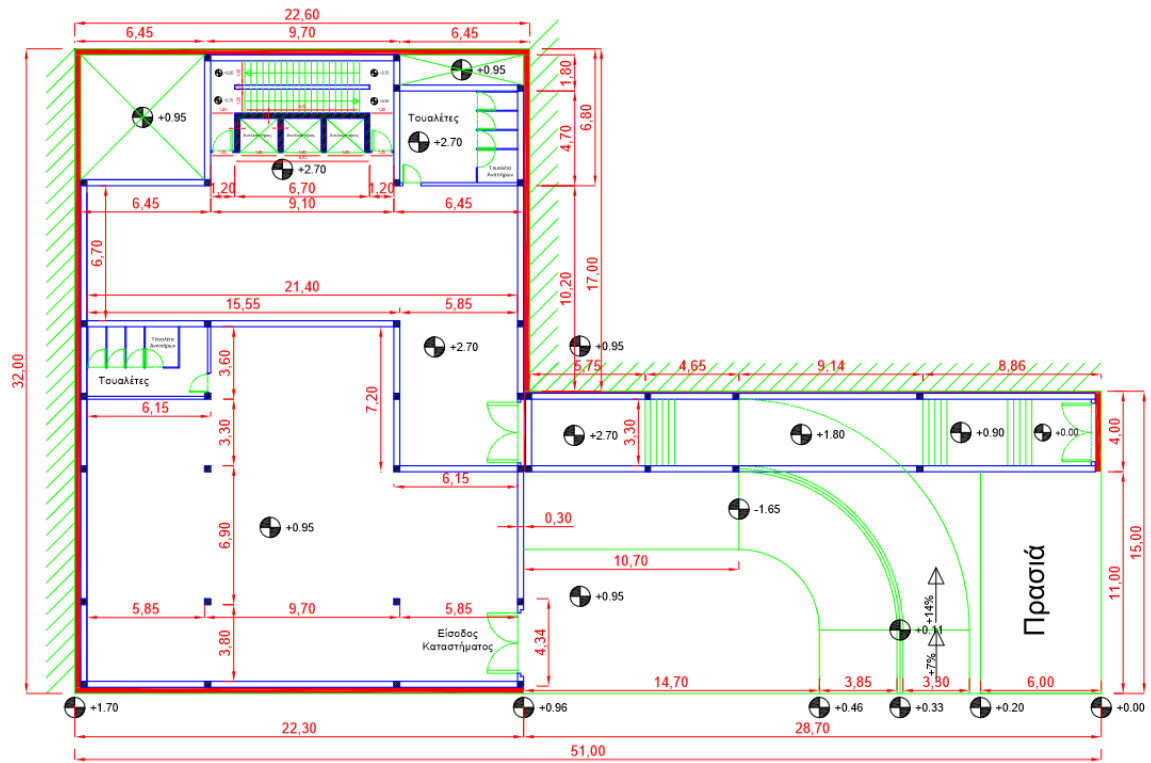
Σχήμα 1.2: Κάτοψη 2^{ου} υπογείου



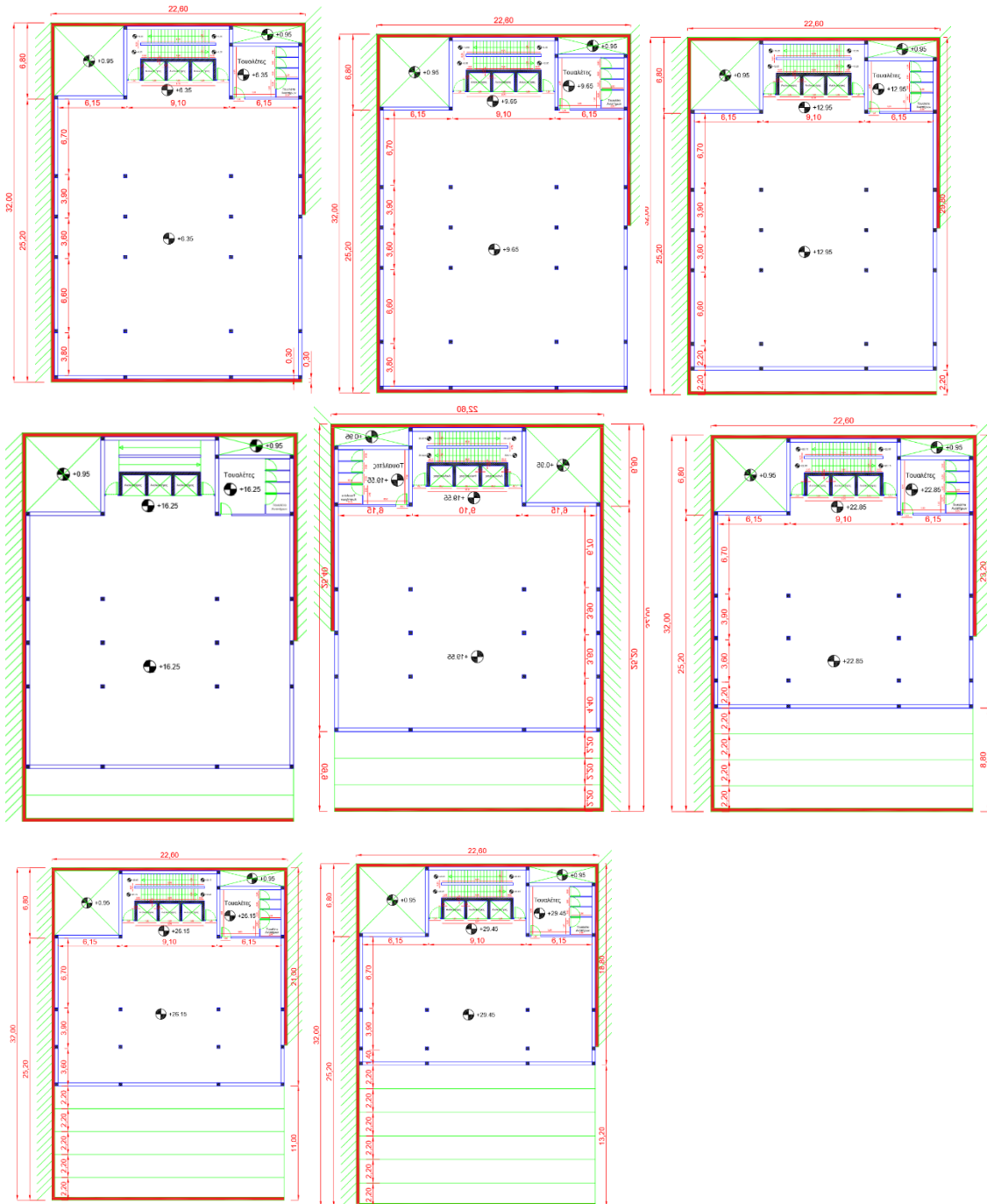
Σχήμα 1.3: Κάτοψη 3^{ου} υπογείου



Σχήμα 1.4: Κάτοψη 4^{ου} υπογείου



Σχήμα 1.5: Κάτοψη Ισογείου



Σχήμα 1.6: Κάτοψη 1^{ου} – 8^{ου} ορόφου. Η αρίθμηση είναι αύξουσα και γίνεται αριστερά προς δεξιά.

1.3 Εξωτερικά Φορτία

Μία κατασκευή σχεδιάζεται με σκοπό να εξασφαλίσει ασφάλεια και άνεση στο χρήστη με βέλτιστο οικονομικό τρόπο. Κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, πρέπει να αντιμετωπιστούν οι πιθανές δράσεις που θα προκύψουν. Ο φορέας πέραν της ευστάθειας που απαιτεί να έχει, επιβάλλεται να καλύπτει και τα απαιτούμενα όρια λειτουργικότητας, για να προσφέρει άνεση στο χρήστη. Με την επιβολή εξωτερικών δράσεων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής μας, πρέπει να παραμένει κατάλληλη για χρήση.

Κατά τη διαστασιολόγηση λοιπόν της κατασκευής μας, λαμβάνουμε υπόψιν όλες τις πιθανές δράσεις που θα δεχτεί. Την κάθε εξωτερική φόρτιση που ασκείται στο φορέα, την πολλαπλασιάζουμε με ένα προσαυξητικό συντελεστή για να μας προσφέρει μια περαιτέρω ασφάλεια. Εάν θεωρούσαμε λοιπόν ότι μία συγκεκριμένη στιγμή, η κατασκευή μας δεχόταν όλες τις πιθανές δράσεις σε συνδυασμό με τους συντελεστές ασφαλείας, θα οδηγούμασταν σε ένα σχεδιασμό υπερδιαστασιολόγησης που θα ήταν πολύ αντιοικονομική. Θεωρούμε λοιπόν πιθανοτικά είναι σχεδόν αδύνατο να συμβούν όλες οι εξωτερικές δράσεις ταυτόχρονα. Λαμβάνουμε όμως υπόψιν, κάποιους συνδυασμούς φορτίσεων στους οποίους πολλαπλασιάζουμε όλες τις δράσεις με μειωμένους συνδυαστικούς συντελεστές, διαστασιολογώντας έτσι οικονομικά με ασφάλεια.

Ο φορέας πρέπει να διαστασιολογηθεί και να είναι επαρκείς σε διάφορους συνδυασμούς φόρτισης που προκύπτουν μέσω των εξωτερικών φορτίσεων. Τα εξωτερικά φορτία που ασκούνται στο φορέα αποτελούνται από μόνιμα, κινητά και τυχηματικά φορτία. Τα μόνιμα φορτία προκύπτουν από το ίδιο βάρος του δομικού υλικού του φορέα, το βάρος των ψευδοροφών και μόνιμων εγκαταστάσεων. Τα κινητά φορτία προκύπτουν από το βάρος του ανθρώπινου δυναμικού, του κινητού εξοπλισμού και των αυτοκινήτων στο χώρο στάθμευσης. Στον Πίνακα 1.1 παρουσιάζονται τα μεγέθη των μόνιμων και κινητών φορτίων που έχουν χρησιμοποιηθεί στους αντίστοιχους χώρους του κτηρίου.

Το φορτίο σεισμού προκύπτει από το γινόμενο της μάζας της κατασκευής επί της επιτάχυνσης του εδάφους τη στιγμή της σεισμικής διέγερσης. Η δύναμη του σεισμού, εξαρτάται από το είδος και την κατηγορία του εδάφους, τη σεισμική ζώνη επικινδυνότητας και την Ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Στον Πίνακα 1.2 παρουσιάζονται οι παράγοντες που επηρεάζουν το σεισμό σχεδιασμού.

Με βάση τις εξωτερικές μας φορτίσεις, δημιουργούμε συνδυασμούς φόρτισης που συνδέουν τις φορτίσεις με τους ανάλογους συντελεστές ασφαλείας και εξετάζουμε το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης που ασκείται σε κάθε μέλος. Η διαστασιολόγηση του κάθε μέλους θα γίνει με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης. Στον Πίνακα 1.3 θα παρουσιαστούν κάποια πρότυπα των συνδυασμών φόρτισης.

Πίνακας 1.1: Μεγέθη εξωτερικών φορτίων που ασκούνται στις πλάκες σκυροδέματος

| Χώρος Δόμησης | Μέλος | Μόνιμα Φορτία | Λοιπά Μόνιμα Φορτία | Κινητά Φορτία |
|---------------|--------------------|----------------------|---------------------|---------------------|
| Ανωδομή | Πλάκα σκυροδέματος | 25 kN/m ³ | 2 kN/m ² | 3 kN/m ² |
| Υπόγειο | Πλάκα σκυροδέματος | 25 kN/m ³ | 2 kN/m ² | 4 kN/m ² |

Πίνακας 1.2: Χαρακτηριστικά Σεισμού

| | |
|---------------------------------------|----------------------|
| Σεισμική Ζώνη Επικινδυνότητας | Z1 |
| Μέγιστη Εδαφική επιτάχυνση | agr = 0.16g |
| Κατηγορία Σπουδαιότητας Κτηρίου | II (σύνθηες κτίριο) |
| Κατηγορία Εδάφους | B |
| Συντελεστής Εδάφους | S = 1.2 |
| Συντελεστής Απόσβεσης | Z=5% |
| Συντελεστής Συμπεριφοράς | q = 4 |

Πίνακας 1.3: Συνδυασμοί Φόρτισης

| | |
|-------|-----------------------------|
| DSTL | 1,35*G + 1,5*Q |
| DSTL | 1,0*G + Ψ*Q +- Feq,x,y |
| G | Μόνιμα Φορτία |
| Q | Κινητά Φορτία |
| Feq,x | Σεισμική δύναμη x διεύθυνση |
| Feq,y | Σεισμική δύναμη y διεύθυνση |

2 ANTOXH

2.1 Γενικά

Κατά το σχεδιασμό της κατασκευής πρέπει σε κάθε περίπτωση η αντοχή της κατασκευής να υπερτερεί έναντι των συνδυασμών φορτίσεων που θα ασκηθούν σε αυτή. Η αντοχή της κατασκευής εξαρτάται κατ' αρχάς από την αντοχή του υλικού δόμησης, την αντοχή των διατομών που είναι ανάλογη στο εμβαδό διατομής, την αντοχή των μελών καθώς και τον τρόπο σύνδεσής τους σε συνδυασμό με τις διατάξεις τους. Για να είμαστε απόλυτα βέβαιοι ότι θα εξασφαλίσουμε την επάρκεια της κατασκευής έναντι των συνδυαστικών δράσεων που θα ασκηθούν σ' αυτήν, από τη μία, προσαυξάνουμε με προσ αυξητικούς συντελεστές την επιβολή των δράσεων και από την άλλη χρησιμοποιούμε μειωτικούς συντελεστές για να μειώσουμε την αντοχή των δομικών υλικών που συμβάλλουν στην αντοχή της κατασκευής. Με τη χρήση των συντελεστών, πιθανοτικά οι δράσεις δεν θα ξεπεράσουν την αντοχή της κατασκευής.

2.2 Υλικά Δόμησης

2.2.1 Δομικός Χάλυβας

Το δομικό υλικό που χρησιμοποιήθηκε για την ανωδομή είναι ο δομικός χάλυβας ποιότητας S275. Σύμφωνα με τις Ευρωπαϊκές προδιαγραφές EN 1025 τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα ποιότητας S275 δίνονται στον Πίνακα 1.4 και Πίνακα 1.5

Πίνακας 1.4 Δομικός χάλυβας S275 κατά EN1025

| | |
|---------------------|--|
| Μέτρο Ελαστικότητας | $E = 210 \text{ GPa}$ |
| Μέτρο Διάτμησης | $G = 80,8 \text{ GPa}$ |
| Ειδικό Βάρος | $\gamma = 78,5 \text{ kN/m}^3$ |
| Σταθερά Poison | $\nu = 0,3$ |
| Τάση Σχεδιασμού | $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_M$, $\gamma_M=1,0$ |

Πίνακας 1.5 Δομικός χάλυβας S275 κατά EN1025

| Ποιότητα κατά EN1025 | Ονομαστικό πάχος στοιχείου t(mm) | | Ονομαστικό πάχος στοιχείου t(mm) | |
|----------------------|----------------------------------|---------|----------------------------------|---------|
| | t<=40mm | | 40mm <= t <= 80mm | |
| | fy(MPa) | fu(MPa) | fy(MPa) | fu(MPa) |
| S275 | 275 | 430 | 255 | 410 |

2.2.2 Σκυρόδεμα

Το υπόγειο τμήμα της κατασκευής αποτελείται εξ' ολοκλήρου από σκυρόδεμα, εξαιρώντας το κλιμακοστάσιο το οποίο έχει κατασκευαστεί από το υπόγειο μέχρι την οροφή από δομικό χάλυβα. Στο υπόγειο τμήμα η κύρια καταπόνηση είναι η θλίψη γι' αυτό και χρησιμοποιήθηκε το σκυρόδεμα. Η ποιότητα σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε για τις πλάκες και το υπόγειο είναι C35/45, που αντιστοιχεί σε θλιπτική αντοχή κυλίνδρου 35 MPa. Στον Πίνακα 1.6, παρουσιάζεται σύμφωνα με των EC2 τα χαρακτηριστικά αντοχής σκυροδέματος.

Πίνακας 1.6 Παρουσιάζεται η ποιότητα σκυροδέματος C35/45 κατά EC2 , (MPa)

| Ποιότητα Σκυροδέματος | fck | fcm | fctm | fctk _{0,05} | fctk _{0,95} |
|-----------------------|-----|-----|------|----------------------|----------------------|
| C35/45 | 35 | 43 | 3,2 | 2,2 | 4,2 |

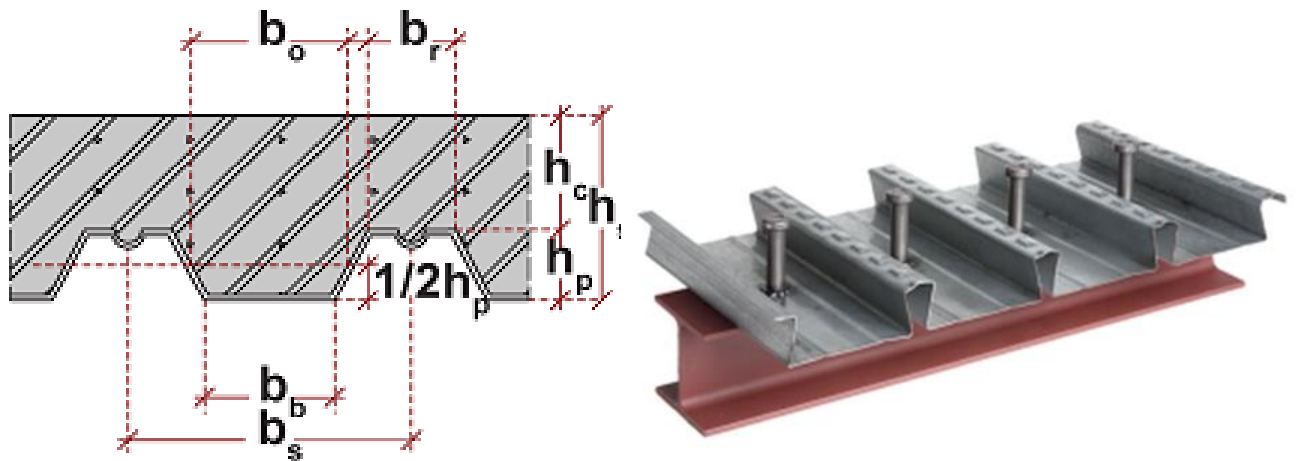
2.2.3 Χάλυβας, οπλισμού σκυροδέματος

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε κατά τον οπλισμό των σύμμεικτων δοκών είναι ποιότητας B500C με όριο διαρροής $f_{ys}=500\text{MPa}$. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του χάλυβα σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

$$\text{Τάση σχεδιασμού: } f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s, \gamma_s=1,15$$

2.2.4 Χαλυβδόφυλλο

Το χαλυβδόφυλλο είναι ένα μεταλλικό έλασμα με την απεικόνιση του, στο Σχήμα 1.4, το οποίο λειτουργεί ως ξυλότυπος κατά τη φάση της σκυροδέτησης, ενώ στη φάση λειτουργίας συμμετέχει κανονικά στην παραλαβή φορτίσεων ως συνελκόμενος οπλισμός. Το αυλακωτό χαλυβδόφυλλο τοποθετείται κατά μήκος της κύριας δοκού και δια μέσω των διατμητικών ήλων πραγματοποιείται η συνεργασία της πλάκας σκυροδέματος με τις διατομές των δοκών του δομικού χάλυβα. Το χαλυβδόφυλλο που έχει επιλεγθεί είναι το Symdeck 73, το οποίο εργοστασιακά έχει τις προβλεπόμενες διατάξεις όσον αφορά τις εγχοπές και προεξοχές. Στον Πίνακα 1.7 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου.



Σχήμα 2.7: Αυλακωτό χαλυβδόφυλλο Symdeck 75

Πίνακας 1.7 Παρουσιάζεται η ποιότητα σκυροδέματος C35/45 κατά EC2 , (MPa)

| Αυλακωτό χαλυβδόφυλλο | |
|---|----------------------|
| Διεύθυνση αυλακώσεων | Κατά μήκος της δοκού |
| Τύπος Αυλακωτού χαλυβδόφυλλου | Symdeck 75 |
| Ύψος Αυλακωτού χαλυβδόφυλλου h_r (mm) | 73 |
| Απόσταση μεταξύ νευρώσεων b_s (mm) | 188 |
| Πλάτος πυθμένα νεύρωσης σκυροδέματος b_b (mm) | 50 |
| Πλάτος νεύρωσης b_r (mm) | 92 |
| Μέσο πλάτος των νευρώσεων b_o (mm) | 73 |

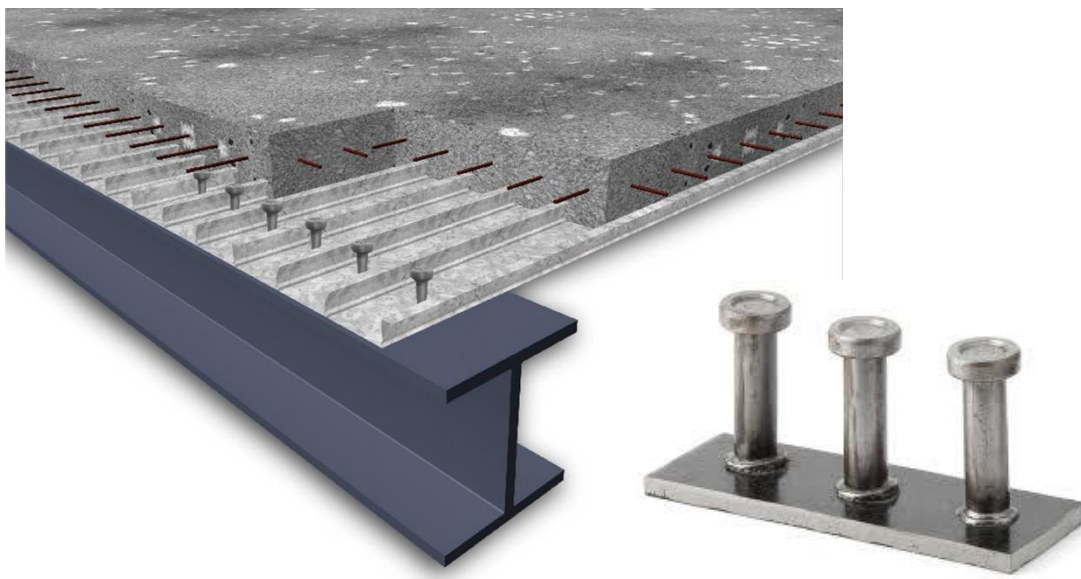
2.2.5 Διατμητικοί Ήλοι

Διατμητικοί ήλοι, είναι το μέσω το οποίο θα εξασφαλίσουν τη συνάφεια και συνεργασία μεταξύ πλάκας σκυροδέματος και διατομών δομικού χάλυβα δια μέσω της μεταφοράς τεμνουσών δυνάμεων. Στον Πίνακα 1.8 παρουσιάζονται τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατμητικών ήλων και στο Σχήμα 1.8 απεικονίζεται σχηματικά μία εφαρμογή διατμητικών ήλων.

Πίνακας 1.8 :Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατμητικών ήλων

| Διατμητικοί ήλοι κεφαλής | |
|--|-----|
| Διάμετρος διατμητικών ηλών d (mm) | 19 |
| Διάμετρος κεφαλής διατμητικών ηλών d_h (mm) | 32 |
| Ολικό ύψος διατμητικών ηλών h_{sc} (mm) | 125 |
| Μέγιστος αριθμός σειρών ήλων n | 1 |
| Μέγιστη διαμήκης απόσταση ήλων $e_{sl,max}$ (mm) | 200 |

Σχήμα 1.8: Εφαρμογή διατμητικών υλών σε σύμμικτη πλάκα



2.3 ΜΟΡΦΟΠΟΙΗΣΗ

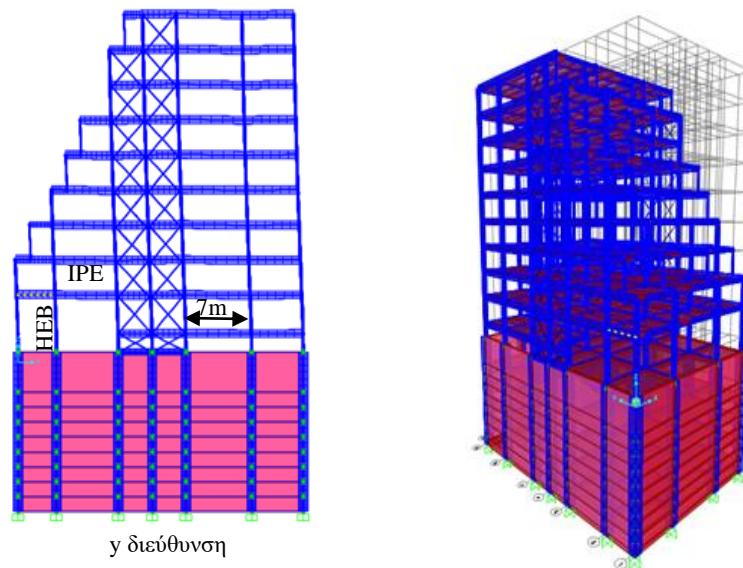
Όπως έχει ήδη προαναφερθεί, η διάταξη των δομικών μελών επηρεάζουν την επάρκεια της αντοχής. Ο τρόπος που θα γίνει η μορφοποίηση, είναι ο τρόπος με τον οποίο η κατασκευή παραλαμβάνει τα εξωτερικά φορτία και τα μεταφέρει με ασφάλεια προς το έδαφος. Επίσης η μορφοποίηση συμβάλει στη στιβαρότητα της κατασκευής, που είναι το μέσο παραλαβής των σεισμικών φορτίσεων.

Όσον αφορά το υπόγειο τμήμα της κατασκευής που χρησιμοποιείται ως χώρος στάθμευσης, χρησιμοποιήθηκε οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C35/45. Το υπόγειο τμήμα της κατασκευής είναι τμήμα που δέχεται κυρίως μεγάλες καταπονήσεις έναντι θλίψης με αποτέλεσμα η χρήση οπλισμένου σκυροδέματος, ενός υλικού που παρουσιάζει μεγάλη αντοχή σε θλίψη αποτέλεσε πολύ καλή επιλογή. Η επιλογή όσον αφορά τη συγκεκριμένη ποιότητα σκυροδέματος λήφθηκε με σκοπό να εκμεταλλευτούμε μια αυξημένη ποιότητα σκυροδέματος από τη σύνθεσης, και να χρησιμοποιήσουμε μικρότερες διατομές οι οποίες να επαρκούν στην απαιτούμενη αντοχή και ταυτόχρονα να προσφέρουν άνεση στην κυκλοφορία των αυτοκινήτων. Επίσης η συσσώρευση αυξημένης ποσότητας διοξειδίου του άνθρακα, στον υπόγειο χώρο στάθμευσης, οδήγησε στην επιλογή αυξημένης ποιότητας σκυροδέματος η οποία θα προσφέρει καλύτερη προστασία στους οπλισμούς που βρίσκονται εντός του σκυροδέματος. Η πλάκα σκυροδέματος εγκαθίσταται πάνω στους δοκούς οι οποίοι με τη σειρά τους μεταβιβάζουν δια μέσω των υποστρωμάτων τα φορτία στο έδαφος. Κατά τη γενική στατική διάταξη, η σύνδεση των μελών στον υπόγειο χώρο είναι μονολιθική, δημιουργώντας πλαίσια ροπής και στις δύο διευθύνσεις. Το υπόγειο περικλείεται περιμετρικά από πλαισιωτό τοίχωμα οπλισμένου σκυροδέματος το οποίο παραλαμβάνει τις οριζόντιες γεωστατικές τάσεις του εδάφους και κατεβάζει τα αξονικά φορτία της ανωδομής προς το έδαφος. Επίσης το εξωτερικό τοίχιο παραλαμβάνει και τα φορτία της πλάκας του υπογείου.

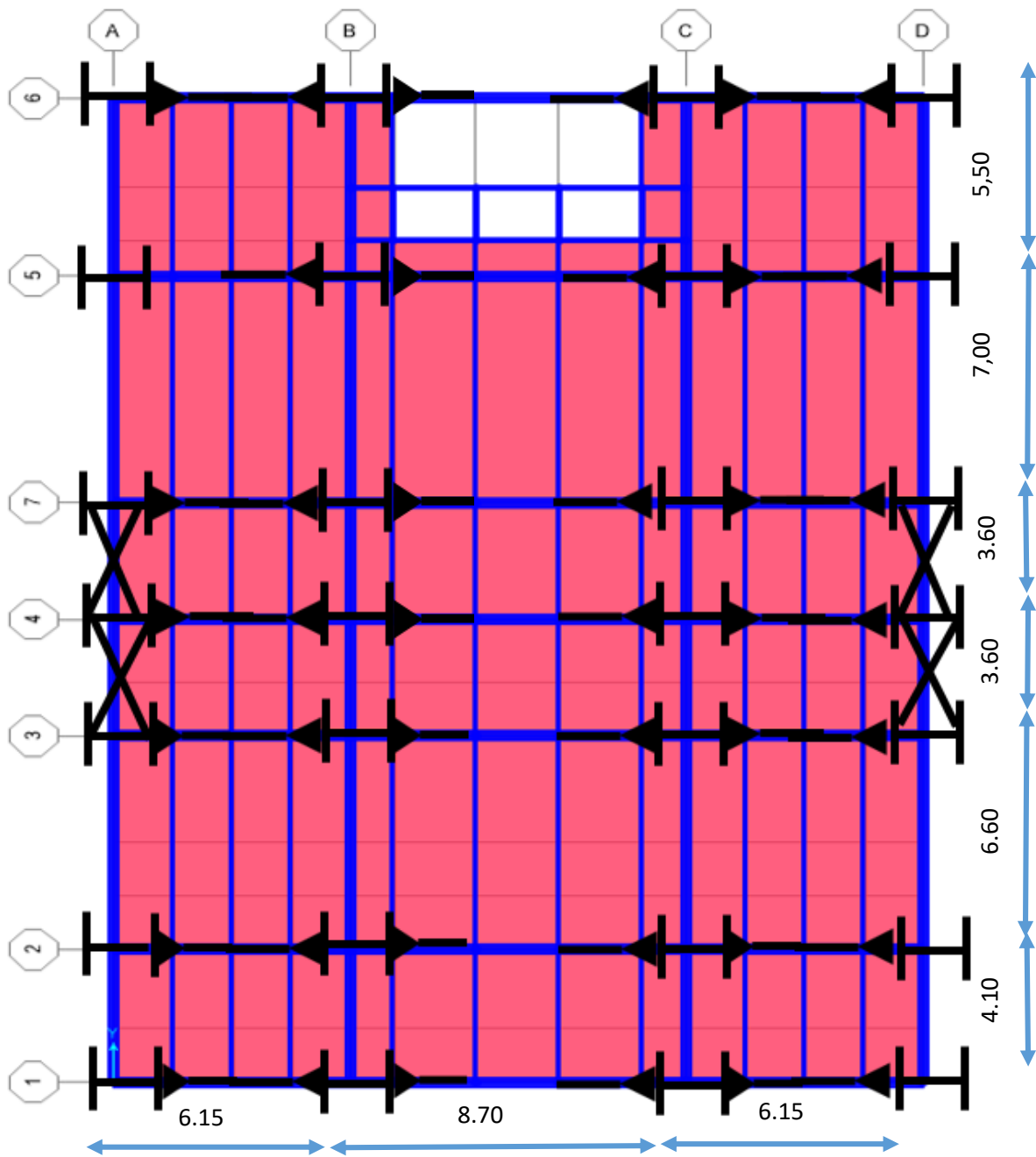
Όσον αφορά την ανωδομή, έχει χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας ποιότητας S275. Ο δομικός χάλυβας είναι ένα όλκιμο υλικό που παρουσιάζει μεγάλη αντοχή τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε θλίψη και είναι βέλτιστος σε μεγάλα ανοίγματα. Οι διατομές που έχουν επιλεγεί είναι πρότυπες, έτσι ώστε να αποφευχθούν φαινόμενα τοπικού λυγισμού. Τα κατακόρυφα φορτία μεταφέρονται από την πλάκα σκυροδέματος δια μέσω των μεταλλικών διαδοκίδων διατομής UPN, οι οποίες τοποθετούνται ανά τμήματα και συνδέονται αρθρωτά με την κύρια δοκό διατομής HEB. Οι διαδοκίδες πρέπει να απελευθερωθούν από το στρεπτοκαμπτικό έλεγχο εξαιτίας της διαφραγματικής λειτουργίας που προσφέρει η πλάκα σκυροδέματος και της ελάχιστης αξονικής δύναμης που λαμβάνουν. Οι κύριες δοκοί διατομής HEB, που παραλαμβάνουν τις τέμνουσες δυνάμεις που μεταφέρουν οι διαδοκίδες συνδέονται πλαισιωτά με τα υποστρώματα που είναι επίσης διατομής HEB, μεταβιβάζοντας έτσι τα φορτία και τις ροπές στο έδαφος. Η πλαισιωτή διάταξη λοιπόν αποτελεί την οριζόντια διεύθυνση της κατασκευής (x διεύθυνση). Άρα τα σεισμικά φορτία που θα έχουν οριζόντια διεύθυνση x, θα παραλειφθούν δια μέσω των μεταλλικών πλαισίων ροπής. Η σύνδεση στα μεταλλικά πλαίσια στην οριζόντια διεύθυνση x, είναι σύνδεση ροπής. Σ' αυτό τον άξονα, εξαιτίας της

ύπαρξης των πλαισίων ροπής, οι διατομές HEB των υποστυλωμάτων καθώς και οι διατομές HEB των δοκών έχουν τοποθετηθεί με τέτοια διάταξη έτσι ώστε να ενεργοποιείται ο ισχυρός τους άξονας. Δηλαδή ο ισχυρός άξονας των διατομών HEB των δοκών είναι παράλληλος με το έδαφος έτσι ώστε να ενεργοποιείται στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων. Ο ισχυρός άξονας των διατομών HEB των υποστυλωμάτων είναι παράλληλος με τη y διεύθυνση της κατασκευής, έτσι ώστε να ενεργοποιείται όταν δέχεται σεισμικές δυνάμεις κατά τη x διεύθυνση.



Κατά την άλλη διεύθυνση της κατασκευής (y), έχουν τοποθετηθεί σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου χιαστί για να παραληφθεί η σεισμική δύναμη. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσφέρουν στιβαρότητα σ' αυτή τη διεύθυνση. Οι σύνδεσμοι συνδέονται αρθρωτά στα υποστυλώματα διατομής HEB. Οι μεταλλικοί δοκοί αυτής της διεύθυνσης είναι διατομής IPE και συνδέονται αρθρωτά με τα υποστυλώματα διατομών HEB, μεταφέροντας τέμνουσες δυνάμεις. Κατ' αυτή τη διεύθυνση η στιβαρότητα της κατασκευής μας είναι απόλυτα συμμετρική. Στο τμήμα του ισογείου που εγκαθίστανται τα φατνώματα των διαγωνίων τοποθετούμε στη βάση δοκούς από σκυρόδεμα που θα παραλάβουν εγκάρσιες τάσεις που θα προκύψουν από τη σεισμική φόρτιση. Στο Σχήμα 1.9 προβάλλεται η y διεύθυνση του κτηρίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί σε συνδυασμό με την τρισδιάστατη απεικόνιση της κατασκευής. Στο Σχήμα 2.0 παρουσιάζεται η μορφοποίηση κάτοψης της κατασκευής που συνδυάζει τη διεύθυνση των διατομών των υποστυλωμάτων με τον τρόπο σύνδεσης με τις δοκούς και την τοποθέτηση των χιαστί. Το μεταλλικό κλιμακοστάσιο έχει συζευχθεί δια μέσω μεταλλικών μελών διατομής IPE, με το υπόλοιπο κτίριο, έτσι ώστε να μετέχει στη στιβαρότητά της κατασκευής. Η σύζευξη έχει γίνει αρθρωτά.



Σχήμα 1.9: Δεκαώροφη κατασκευή από δομικό χάλυβα ποιότητας S275 στην ανωδομή και οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C35/45 στον υπόγειο χώρο. Μεγαλύτερο άνοιγμα στη x διεύθυνση είναι 7m. Μεγαλύτερο άνοιγμα στα πλαίσια ροπής 8.7m



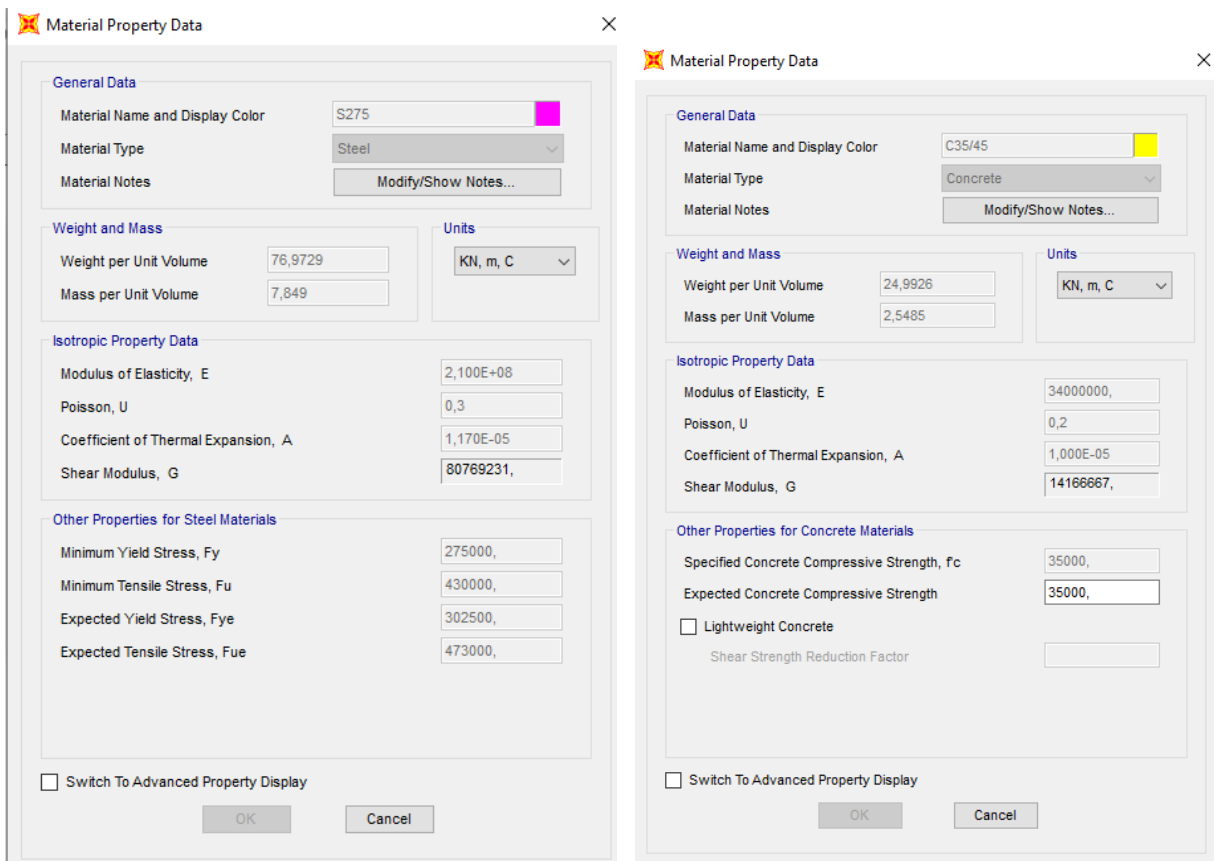
Σχήμα 2.0: Κατά τη x διεύθυνση, τοποθετούνται πλαίσια ροπής, ενώ κατά τη y διεύθυνση σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου χιαστί. Οι συνδέσεις των δοκών κατά τη y διεύθυνση είναι συνδέσεις τέμνουσας.

-
-  Σύνδεση ροπής
 -  Σύνδεσμος δυσκαμψίας τύπου χιαστί

3 ΜΟΝΤΕΛΟΠΟΙΗΣΗ

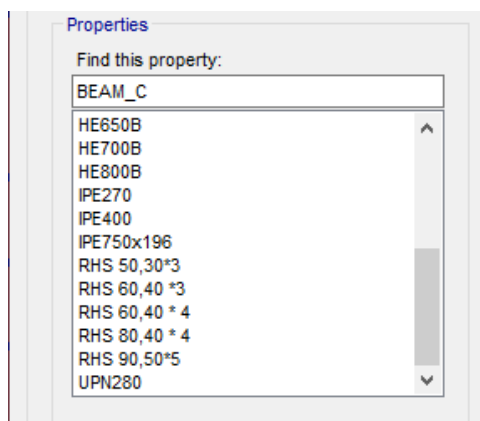
3.1 Εισαγωγή στο λογισμικό

Για την ανάλυση της κατασκευής μας έχουμε επιλέξει το λογισμικό SAP2000. Πριν την εισαγωγή κάρτα, πρώτα πρέπει να ορίσουμε τα υλικά που θα χρησιμοποιήσουμε. Ορίζουμε λοιπόν, το σπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C35/45 με σπλισμό S500 και δομικό χάλυβα ποιότητας S275 όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1. Στη συνέχεια χαράσσουμε τον κάρτα. Με τη χάραξη του κάρτα έχουμε τις ευθείες στις οποίες θα περάσουμε τα μέλη μας. Επίσης ο κάρτα μας βοηθά να περάσουμε στο λογισμικό εύκολα τα υποστυλώματα, αφού στα σημεία τομής του, δημιουργούνται χαρακτηριστικά σημεία.

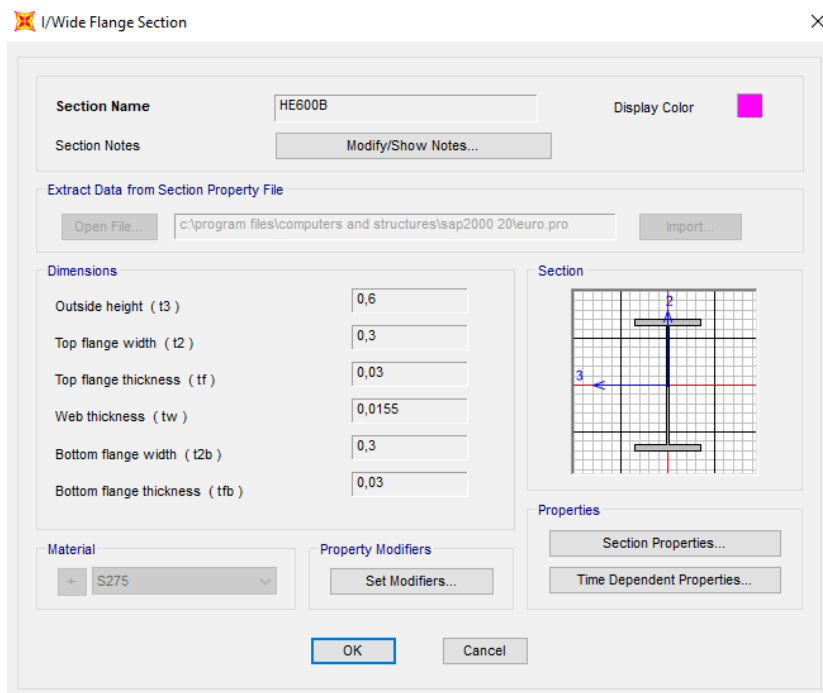


Σχήμα 2.1: Εισαγωγή δομικού χάλυβα ποιότητας S275 και σκυροδέματος C35/45 στο λογισμικό Sap2000

Έπειτα αφού ορίσουμε το υλικό και τον κানাβο, πρέπει να ορίσουμε τις διατομές που θα χρησιμοποιήσουμε για την κατασκευή μας. Οι διατομές είναι πρότυπες τύπου IPE, HEB, UPN, CHS, RHS για την ανωδομή, ενώ για το υπόγειο τμήμα που αποτελείται από σκυρόδεμα είναι ορθογωνικές. Όσον αφορά τις μεταλλικές διατομές, έχουν επιλεχθεί πρότυπες με σκοπό να αποφύγουμε φαινόμενα τοπικού λυγισμού. Στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζονται οι επιλογές των διατομών ενώ στο Σχήμα 2.3 παρουσιάζεται η διατομή HEB.

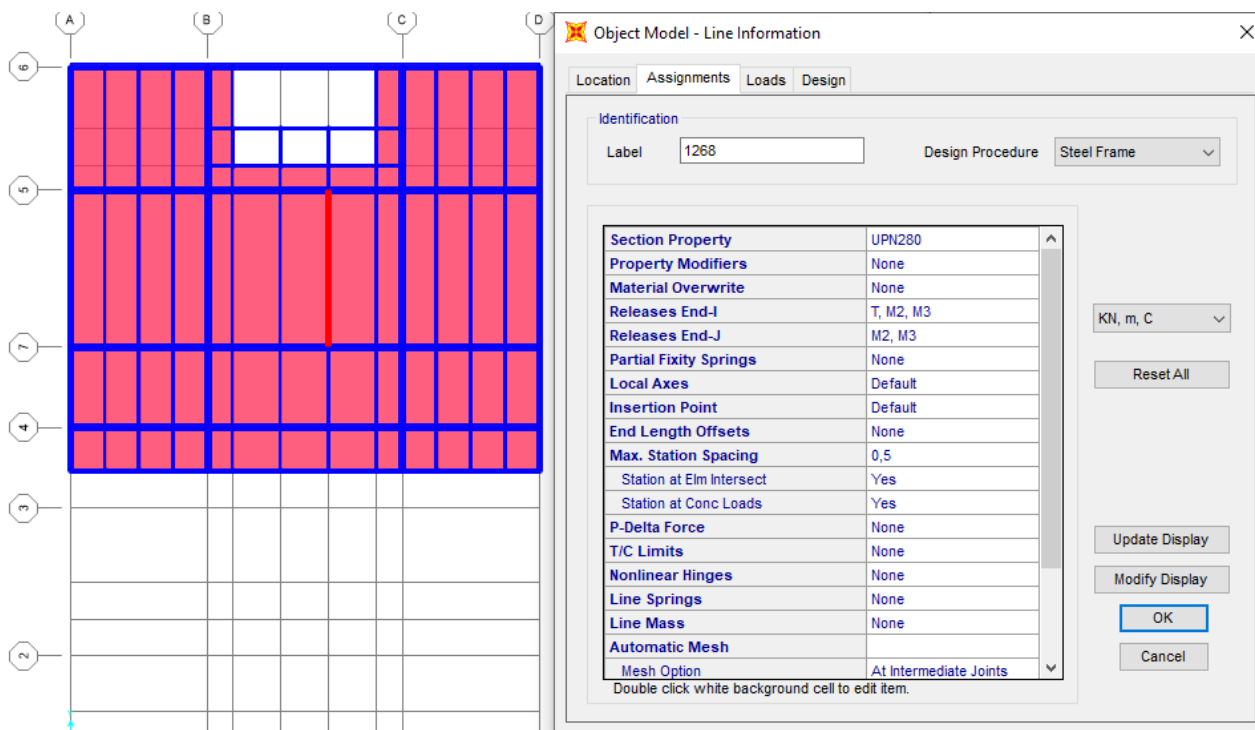


Σχήμα 2.2: Εισαγωγή πρότυπων διατομών στο λογισμικό SAP2000



Σχήμα 2.3: Εισαγωγή διατομής HEB στο λογισμικό SAP2000

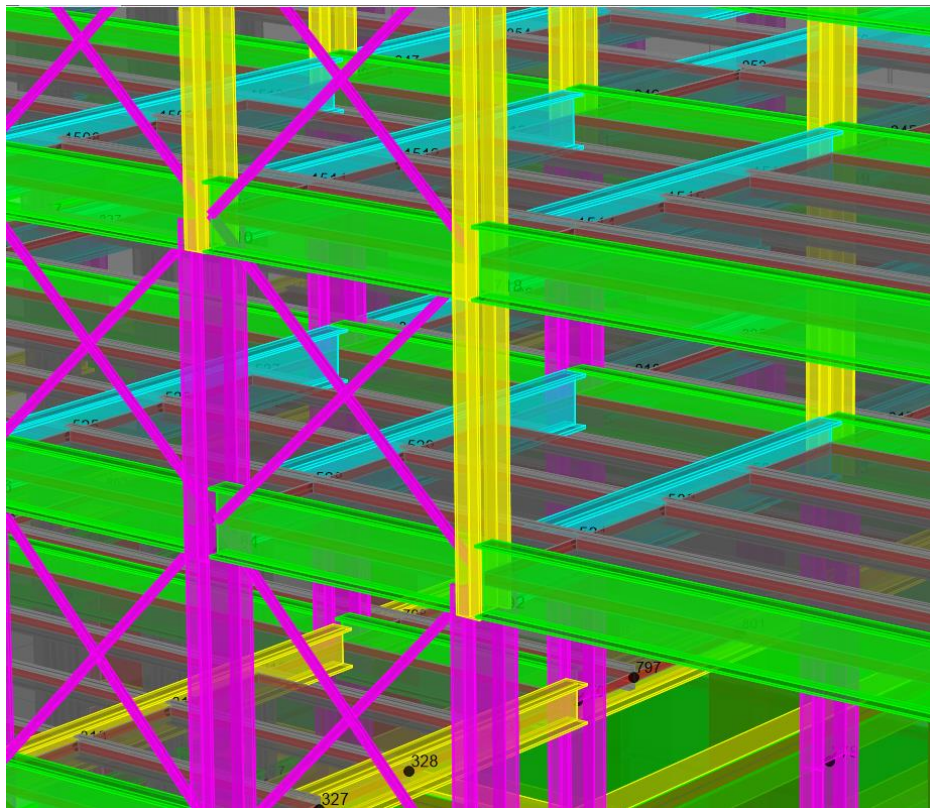
Μετά την επιλογή διατομών, ακολουθεί η προσθήκη των μελών που θα αποτελέσουν την κατασκευή. Κατά την προσθήκη μελών είναι πολύ σημαντικό να εισάγουμε στο λογισμικό τις αντίστοιχες εντολές ως προς την στήριξή τους και τη διεύθυνση τους. Μπορεί στο υπόμνημα της μορφοποίησης να έχουμε αναφέρει τον τρόπο με τον οποίο η κατασκευή μας, θα παραλάβει τις εξωτερικές δράσεις, αλλά πρέπει η μοντελοποίηση στο λογισμικό να συνάδει με αυτή. Δεν μπορεί το λογισμικό από μόνο του να ξεχωρίσει εάν ένα μέλος είναι υποστύλωμα, δοκός, ή χιαστί και αν θα παραλάβει ροπές ή τέμνουσες. Γι' αυτό, ορίζουμε τα υποστυλώματα ως μέλη που λαμβάνουν ροπές στα δυο τους άκρα. Οι δοκοί που θα συμμετέχουν στα πλαίσια ροπής, επίσης λαμβάνουν ροπές στα άκρα τους. Οι δοκοί στην άλλη διεύθυνση την οποία τοποθετούμε χιαστί έχουν αρθρώσεις στα άκρα, επομένως ελευθερώνουμε τα άκρα από τις ροπές. Οι διαδοκίδες επίσης στηρίζονται σε αρθρώσεις, άρα πρέπει επίσης να ελευθερωθούν τα άκρα από τις ροπές. Στις διαδοκίδες αφαιρούμε και το στρεπτοκαμπτικό έλεγχο γιατί δεν λαμβάνει αξονικές δυνάμεις εξαιτίας της διαφραγματικής λειτουργίας της πλάκας σκυροδέματος. Στο Σχήμα 2.4 απεικονίζεται η διαδοκίδα, διατομής UPN280. Έχουμε ελευθερώσει τα άκρα της από ροπές, γιατί στηρίζεται αμφιέριστα. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας επίσης έχουν αρθρωτές στηρίξεις στα άκρα.



Σχήμα 2.4: Διαδοκίδα διατομής UPN280 στηρίζεται αμφιέριστα. Απελευθερώνουμε τη ροπή στα άκρα.

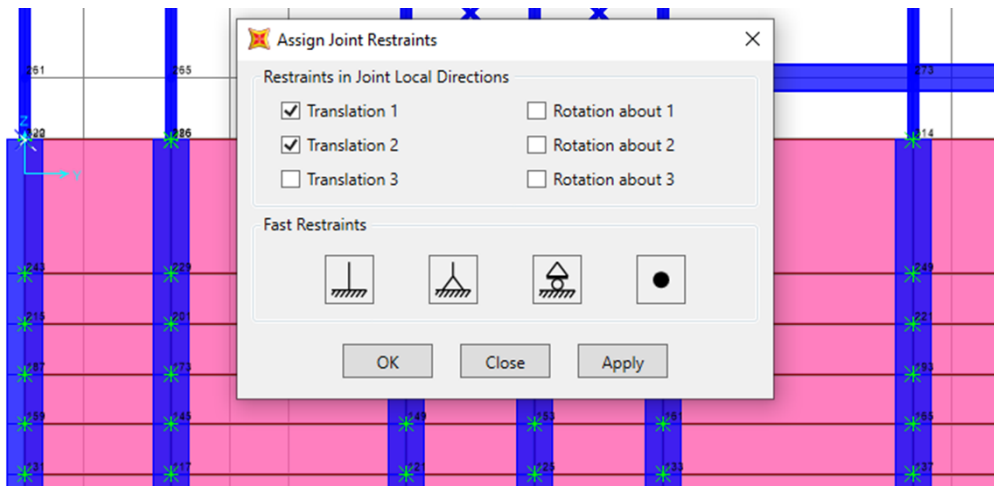
Επιπρόσθετα, όσον αφορά την προσθήκη μελών στο λογισμικό, πρέπει να λάβουμε υπόψιν τη διεύθυνση του ισχυρού άξονα της διατομής. Επιβάλλεται να κατανοήσουμε τους τοπικούς άξονες της διατομής σε σχέση με τους καθολικούς άξονες του μοντέλου, έτσι ώστε η τοποθέτηση των μελών να γίνει με τη σωστή διεύθυνση. Ο ισχυρός άξονας των διατομών στην ανωδομή πρέπει να ενεργοποιείται στη δυσμενή φόρτιση. Στο Σχήμα 2.5, παρουσιάζεται η τοποθέτηση των μελών.

Για να προσομοιώσουμε το έδαφος στο λογισμικό, πρέπει να δεσμεύσουμε τις μετακινήσεις του κτηρίου. Δηλαδή το υπόγειο τμήμα του κτηρίου που περικλείεται από έδαφος δεν πρέπει να μετακινείται. Για να το ορίσουμε στο λογισμικό, τοποθετούμε κυλίσους περιμετρικά του κτηρίου που δεσμεύουν τις οριζόντιες μετακινήσεις, ενώ επιτρέπουν την κατακόρυφη μετακίνηση. Στο Σχήμα 2.6 παρουσιάζονται με πράσινο χρώμα, οι δεσμεύσεις του κτηρίου. Στην επιφάνεια της θεμελίωσης του κτηρίου εισάγουμε στο λογισμικό δεσμεύσεις σε όλους τους βαθμούς ελευθερίας έτσι ώστε να ορίσουμε την ύπαρξη της θεμελίωσης. Στο Σχήμα 2.7 παρουσιάζονται με πράσινο χρώμα, οι πακτώσεις.

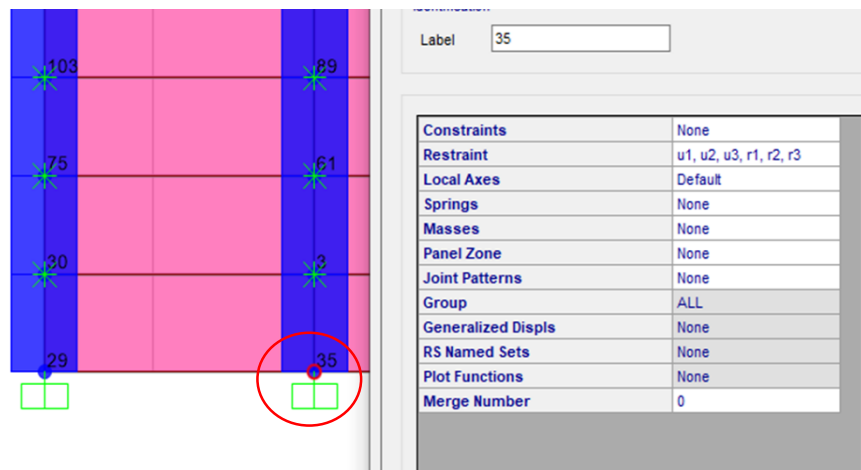


Σχήμα 2.5: Τοποθέτηση και μοντελοποίηση δομικών μελών.

Η μοντελοποίηση των συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου χιαστί πρέπει να γίνει με μεγάλη προσοχή. Τα άκρα των μελών ελευθερώνονται από ροπές καθώς μεταφέρουν μόνο αξονικές δυνάμεις όταν ενεργοποιούνται στις σεισμικές φορτίσεις. Κατά την εφαρμογή σεισμικής δράσης θεωρούμε ότι ενεργοποιείται μόνο το εφελκόμενο μέλος, ενώ το θλιβόμενο μέλος λυγίζει και δεν συμμετέχει στην παραλαβή του φορτίου. Για να προσομοιάσουμε αυτή τη λειτουργία στο λογισμικό, υπάρχουν δύο τρόποι. Ο ένας είναι να κρατήσουμε μόνο το ένα μέλος και να ορίσουμε στο λογισμικό ότι δεν πρόκειται να λυγίσει και ο σεισμός της ανάλυσης πρέπει να είναι με φορά τέτοια που να εφελκείται το μέλος, ενώ ο άλλος τρόπος ο οποίος εφαρμόστηκε στην προκειμένη περίπτωση είναι να κρατήσουμε και τα δύο μέλη που συναπαρτίζουν τα χιαστί αλλά πρέπει να υποδείξουμε ότι κατά την ενεργοποίηση των μελών του συνδέσμου δυσκαμψίας ενεργοποιείται μόνο η μισή τους επιφάνεια διατομής. Στο Σχήμα 2.8 παρουσιάζεται η εντολή που επιλέγουμε για την ενεργοποίηση της μισής επιφάνειας.

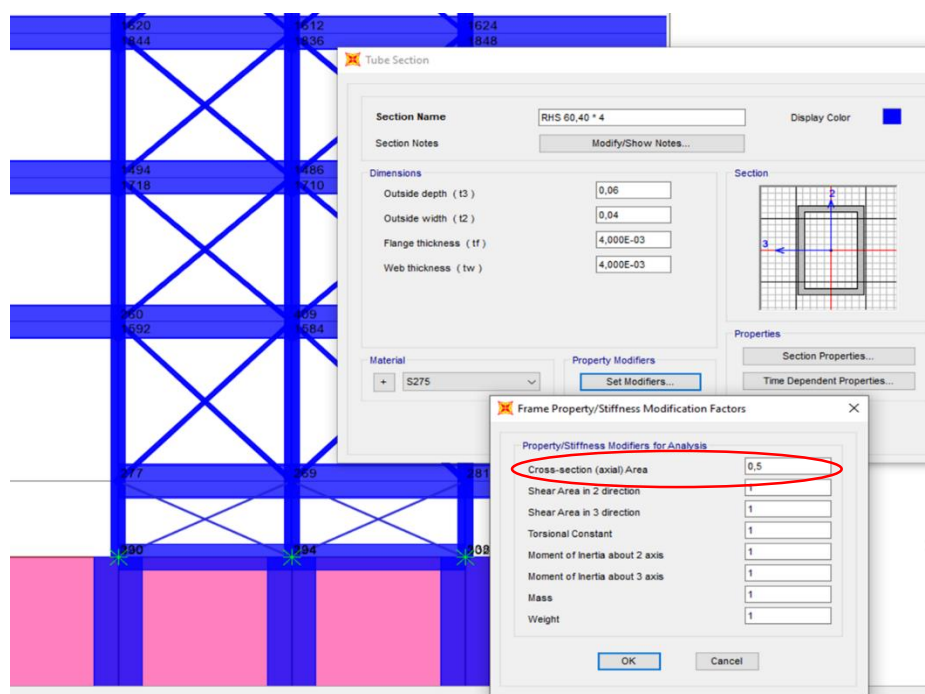


Σχήμα 2.6: Προσομοίωση του εδάφους περιμετρικά της κατασκευής. Απεικονίζονται με πράσινο χρώμα οι δεσμεύσεις που έχουν γίνει στον υπόγειο χώρο που αποτρέπουν την οριζόντια μετακίνηση της κατασκευής.



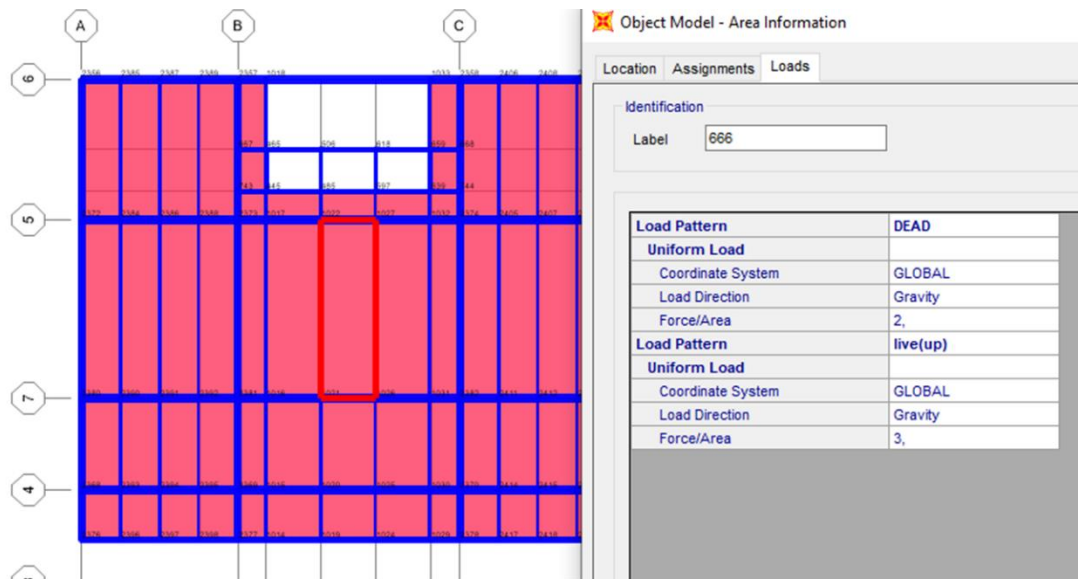
Σχήμα 2.7 : Προσομοίωση θεμελίωσης της κατασκευής. Απεικονίζονται με πράσινο χρώμα οι πακτώσεις που έχουν γίνει στη βάση του υπόγειου χώρου οι οποίες έχουν δεσμεύσει όλους τους βαθμούς ελευθερίας.

Αφού γίνει η μοντελοποίηση του φορέα, αυτό που μένει για να τρέξει η ανάλυση, είναι η προσθήκη εξωτερικών φορτίων. Όπως έχει προαναφερθεί πρόκειται για τα λοιπά μόνιμα, τα κινητά και τα φορτία σεισμού. Τα δύο πρώτα, δηλαδή τα μόνιμα και τα κινητά είναι καταναμημένα με διεύθυνση κατακόρυφα προς τα κάτω, και ασκούνται στις πλάκες και στους δοκούς. Κατά την προσθήκη των φορτίων στο λογισμικό, είναι πολύ σημαντική η σωστή προσήμανσή τους. Για να γίνει αυτό πρέπει να γίνει σωστή κατανόηση των αξόνων του λογισμικού. Στο Σχήμα 2.9 παρουσιάζεται μία πλάκα με την προσθήκη των καταναμημένων φορτίων. Η προσθήκη σεισμικού φορτίου έγινε με τη μέθοδο φασματικής ανάλυσης. Στο Σχήμα 3.0, με τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά σεισμού που παρουσιάζονται στον Πίνακα 1.2, έγινε η εισαγωγή των φασμάτων και στις δύο διευθύνσεις. Η επιτάχυνση σχεδιασμού, υπολογίζεται από το λογισμικό με βάση το ελαστικό φάσμα σεισμού που προστεθεί, και έπειτα από το γινόμενο της επιτάχυνσης σχεδιασμού επί τη μάζα της κατασκευής, υπολογίζεται η σεισμική δύναμη σχεδιασμού.

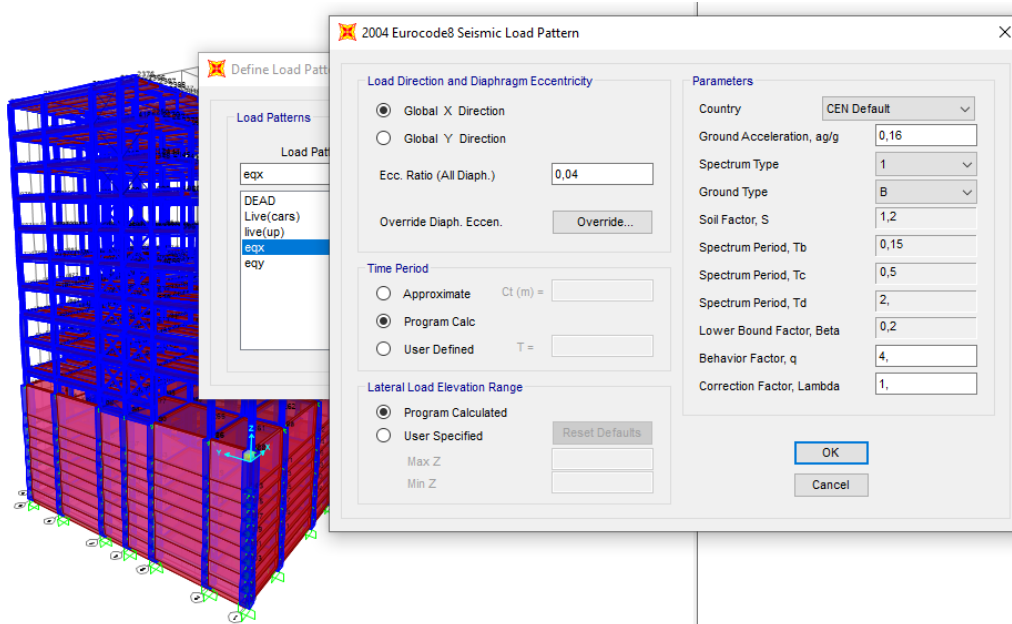


Σχήμα 2.8: Τροποποίηση του εμβαδού της διατομής των συνδέσμων δυσκαμψίας για να ενεργοποιείται η μισή κατά την επιβολή σεισμικής δύναμης.

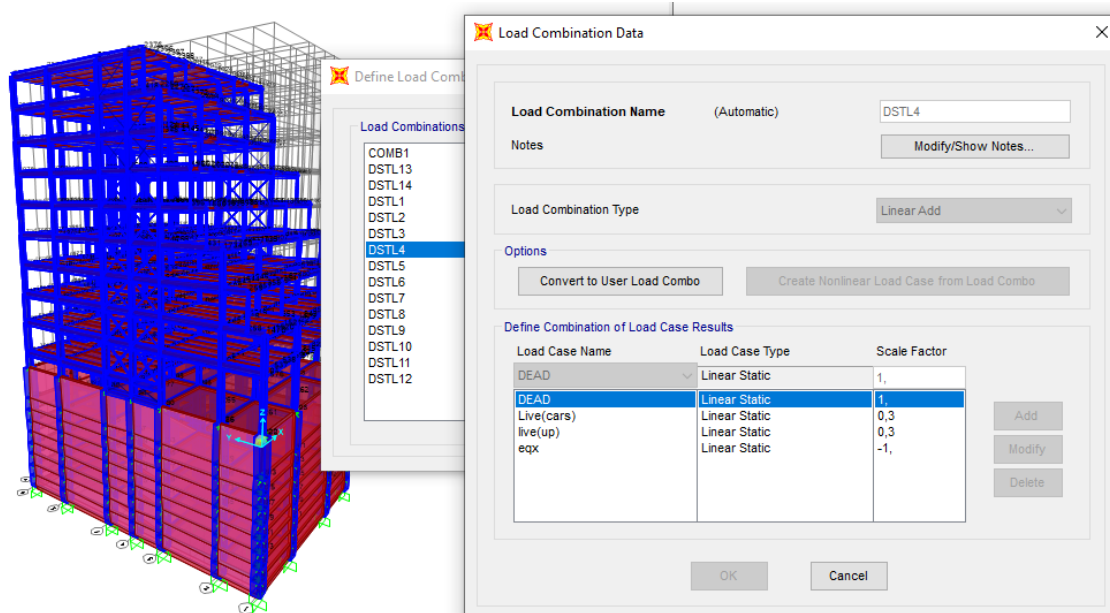
Εφόσον γίνει η προσθήκη των εξωτερικών φορτίων στο λογισμικό, πρέπει να δημιουργήσουμε διάφορους συνδυασμούς έτσι ώστε να χρησιμοποιηθούν οι δυσμενέστεροι για τη διαστασιολόγηση των δομικών μελών. Οι συνδυασμοί υποβάλλονται στο Σχήμα 3.1 και εμπεριέχουν όλες τις δράσεις, σεισμικές, μόνιμες και κινητές με τους αντίστοιχους συνδυαστικούς συντελεστές. Το τελικό μοντέλο που απεικονίζεται στο λογισμικό, μετά το πέρας της προσθήκης υλικού, διατομών, μελών και εξωτερικών δυνάμεων παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.2



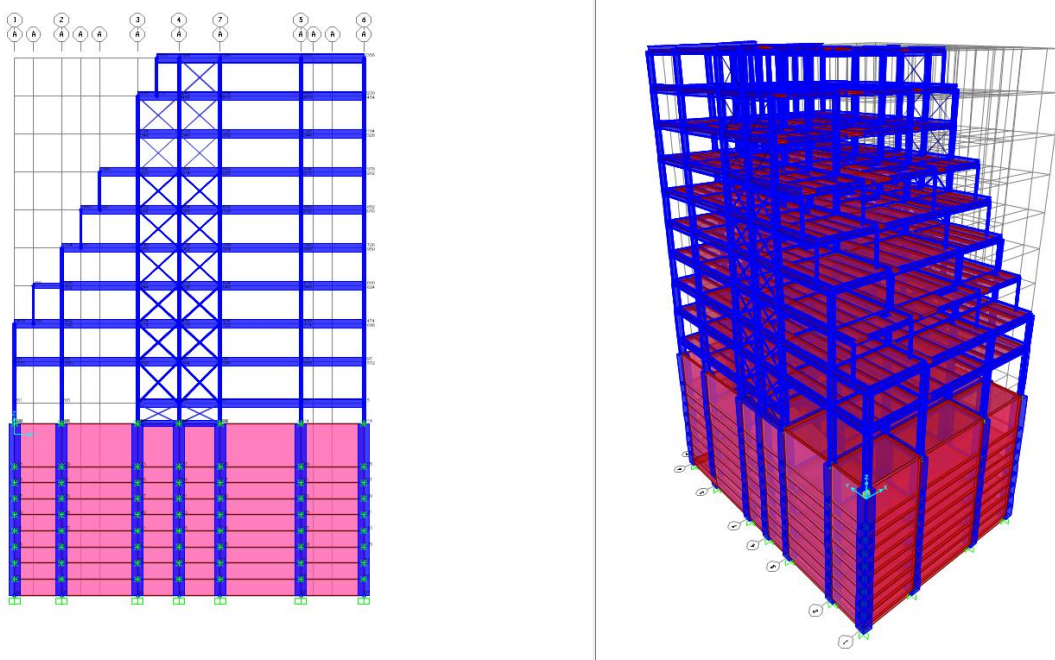
Σχήμα 2.9: Επιβολή των εξωτερικών φορτίων στην πλάκα σκυροδέματος. Με 'Dead', συμβολίζονται τα μόνιμα φορτία, ενώ με 'live(up)', συμβολίζονται τα κινητά φορτία της ανωδομής.



Σχήμα 3.0: Προθήκη σεισμικού φάσματος σχεδιασμού κατά τη x διεύθυνση, με τα δεδομένα του Πίνακα 1.2



Σχήμα 3.1 : Συνδυασμοί φόρτισης που προκύπτουν (DSTi). Dead: είναι τα μόνιμα φορτία, Live(cars): είναι τα κινητά φορτία στο υπόγειο τμήμα του κτηρίου, live(up): είναι τα κινητά φορτία της ανωδομής και eq(x,y): είναι φορτίο του Σεισμού στην αντίστοιχη διεύθυνση. Scale Factor είναι ο συνδυαστικός συντελεστής για την κάθε φόρτιση.



Σχήμα 3.2 : Τελική μορφή της κατασκευής μετά τη μοντελοποίηση στο λογισμικό SAP2000

4 ΑΝΑΛΥΣΗ

4.1 Εισαγωγή

Εφόσον γίνει η μοντελοποίηση της κατασκευής στο λογισμικό SAP2000, απομένει να τρέξουμε την ανάλυση και να εξάγουμε τις ιδιομορφές της κατασκευής, τα αποτελέσματα μετακινήσεων και εντατικών μεγεθών σε πίνακες. Η ανάλυση είναι φασματική και προκύπτει από τα φάσματα σχεδιασμού στους δύο άξονες με τις παραμέτρους που έχουμε ορίσει. Από τις πρώτες τρεις Ιδιομορφές αντιλαμβανόμαστε κατά πόσο το κτήριό μας είναι ευάλωτο στις μετακινήσεις και στις στροφές της κάτοψης, δηλαδή αν είναι στρεπτικά εύκαμπτο. Ανάλογα με την Ιδιοπερίοδο της κατασκευής σε κάθε άξονα, προκύπτει η επιτάχυνση σχεδιασμού από την οποία συνεπάγεται και το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού. Κατά την ανάλυση, θα ενεργοποιηθούν οι συνδυασμοί φόρτισης, μεταξύ μόνιμων, κινητών και σεισμικών φορτίων με τους αντίστοιχους συνδυαστικούς συντελεστές. Η διαστασιολόγηση των μελών γίνεται με βάση το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης. Κατά το πέρας της ανάλυσης το λογισμικό μας προειδοποιεί εάν το μέλος, επαρκεί στο συνδυασμό φόρτισης που υπόκειται.

Ανάλογα με τα αποτελέσματα που θα έχουμε, εφαρμόζουμε τις αντίστοιχες ενέργειες για να εξασφαλίσουμε ένα επαρκές πλάστιμο κτίριο. Είναι αναμενόμενο, ότι θα παρουσιαστούν κάποια δομικά μέλη που θα αστοχούν στη διαρροή τους, ή θα φθάνουν γρήγορα στο κρίσιμο σημείο λυγισμού, δηλαδή θα λυγίσουν πριν τη διαρροή. Συνεπάγεται λοιπόν, ότι ως μηχανικοί πρέπει να κάνουμε κάποιες τροποποιήσεις, έτσι ώστε να αποτρέψουμε τα κύρια δομικά μέλη σε πρόωρη αστοχία και συνάμα να προσφέρουμε στο κτίριο επάρκεια.

Όμως, τι πρέπει να κάνουμε για να εξασφαλίσουμε την επάρκεια του κτηρίου? Είναι αρκετό να αλλάζουμε απλά διατομές μέχρις ότου να προσφέρουμε επάρκεια στα μέλη και συνάμα στο κτίριο? Εάν κάθε φορά λαμβάναμε τα αποτελέσματα του λογισμικού και αλλάζαμε διατομές τυποποιημένα μέχρι να λάβουμε το μήνυμα από το λογισμικό 'το μέλος είναι επαρκές' τότε ενεργούμε σαν μηχανήμα. Προφανώς κάποιες φορές θα χρειαστεί να αλλάξουμε τη διατομή αλλά πρώτα πρέπει να βρούμε την πηγή του προβλήματος. Ποια είναι η αιτία της αστοχίας? Ποιο εντατικό μέγεθος υπερβαίνει την αντοχή? Έχουμε μικρό κρίσιμο φορτίο και το μέλος υπερβαίνει το κρίσιμο φορτίο λυγισμού? Έχουμε μεγάλες μετακινήσεις, ή μεγάλες στροφές?

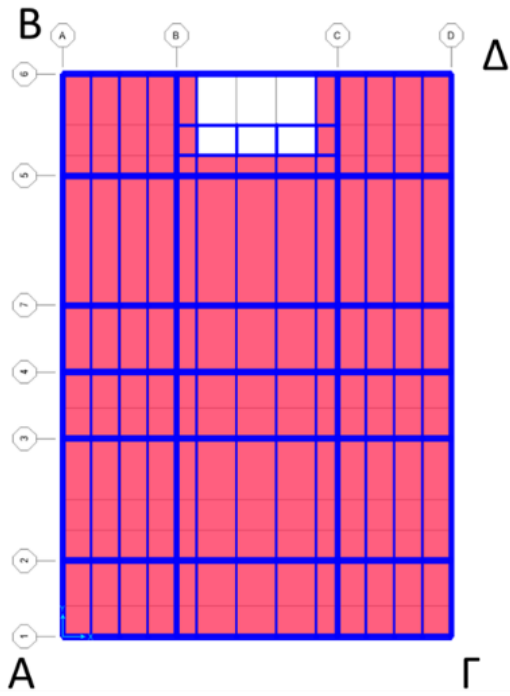
Εφόσον λοιπόν εξετάσουμε την αιτία που μας οδήγησε στην αστοχία, ενεργούμε ως μηχανικοί, κάνοντας τις βέλτιστες τροποποιήσεις για να αποτρέψουμε την ανεπιθύμητη αστοχία σε συνδυασμό πάντα με το οικονομικότερο αποτέλεσμα. Επομένως μπορεί απλά να χρειαστεί να αλλάξουμε τον τρόπο σύνδεσης των μελών, τον τρόπο στήριξης, ή τη διεύθυνση της διατομής. Η ουσιαστική ενέργειά μας, θα έχει ως αποτέλεσμα στη δημιουργία μιας βέλτιστα οικονομικής κατασκευής που θα είναι επαρκείς στους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης, και θα λειτουργεί πλάστιμα.

Επίσης, πολύ πιθανόν κάποιοι έλεγχοι του κανονισμού να μην εξασφαλίζονται από το λογισμικό και να απαιτούν εξειδικευμένο έλεγχο απ' τον ίδιο το μηχανικό. Σε μια τέτοια περίπτωση την ευθύνη αναλογείτε ο μηχανικός και σε καμία περίπτωση το λογισμικό. Απαιτείται λοιπόν να γίνει ανεξάρτητος έλεγχος σε αρχείο Excel και να εξετάζονται όλες οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα. Κάποιοι από τους συγκεκριμένους ελέγχους είναι, οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων, οι έλεγχοι λυγηρότητας των συνδέσμων δυσκαμψίας, ο ικανοτικός έλεγχος, η επίδραση φαινομένων 2ας τάξης μέσω του συντελεστή ευαισθησίας. Επίσης ελέγχουμε κατά πόσο τα μεγέθη μετακίνησης που βρίσκουμε για τον αντίστοιχο συντελεστή συμπεριφοράς συμπίπτουν με τις ελαστικές μετακινήσεις που αναμένουμε για την κατασκευή.

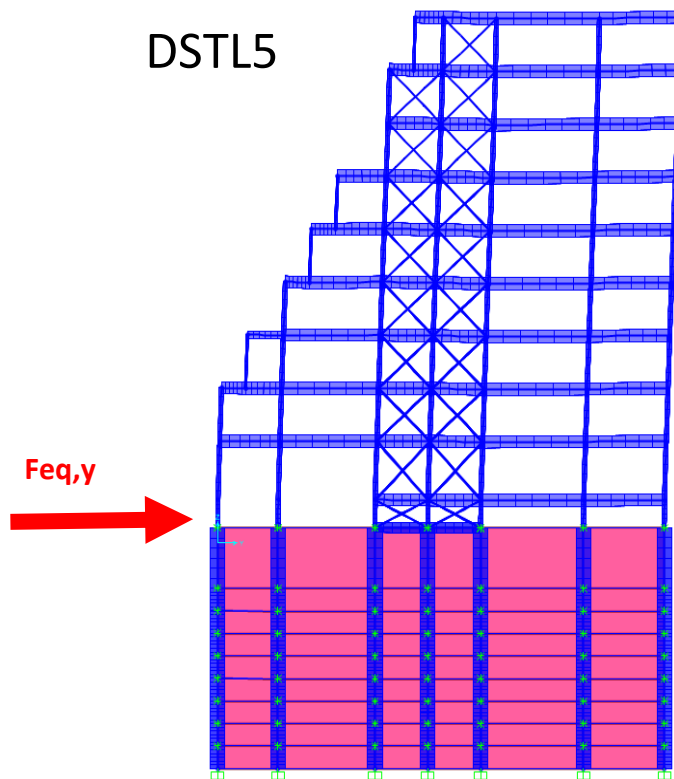
4.2 Ελαστικές μετακινήσεις

Μετά το πέρας της ανάλυσης στο λογισμικό SAP2000, έχουμε ήδη εξάγει τις μετακινήσεις. Τα αποτελέσματα όμως των μετακινήσεων που έχει εξάγει το λογισμικό έχουν προκύψει από το φάσμα σχεδιασμού. Το φάσμα σχεδιασμού είναι ο λόγος του ελαστικού φάσματος ως προς το συντελεστή συμπεριφοράς του κτηρίου. Άρα τα αποτελέσματα των μετακινήσεων του λογισμικού είναι βασισμένα στα μεγέθη του σχεδιασμού. Όμως σύμφωνα με την παραδοχή ίσων μετακινήσεων σε κτήρια, οι μετακινήσεις που θα προκύψουν σε πλαστική συμπεριφορά συμπίπτουν με τις ελαστικές μετακινήσεις. Δηλαδή οι συνολικές μετακινήσεις είτε είχαμε διαρροή, είτε δεν είχαμε διαρροή θα ήταν ίσες. Επομένως για να λάβουμε τις πραγματικές μετακινήσεις, πρέπει να πολλαπλασιάσουμε τις τιμές μετακινήσεων που εξάγει το λογισμικό με το συντελεστή συμπεριφοράς q . Έτσι θα έχουμε τις ελαστικές μετακινήσεις που είναι και οι πραγματικές.

Για να επαληθεύσουμε τις ελαστικές μετακινήσεις εάν πράγματι συμπίπτουν με τις μετακινήσεις που εξάγει το λογισμικό πολλαπλασιασμένες επί το συντελεστή συμπεριφοράς q , τρέχουμε ξανά την ανάλυση με $q=1$, δηλαδή ελαστική ανάλυση και συγκρίνουμε τις τιμές των μετακινήσεων για $q=1$, με τα αποτελέσματα των μετακινήσεων για $q=4$, πολλαπλασιασμένα επί 4. Στον Πίνακα 1.9, 2.0, 2.1, παρουσιάζεται η σύγκριση των τιμών και η επαλήθευσή τους. Οι τιμές προκύπτουν από συνδυασμό φόρτισης DSTL5, που συμπεριλαμβάνει το σεισμό προς τη y διεύθυνση, επομένως τα αποτελέσματα μετακινήσεων που λαμβάνουμε είναι προς αυτή τη διεύθυνση. Στο Σχήμα 3.3, παρουσιάζεται η κάτοψη της ανωδομής με τις τέσσερις γωνίες στις οποίες μετρήσαμε τις μετακινήσεις κατά το συνδυασμό φόρτισης DSTL5. Στο Σχήμα 3.4, παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας μετά την επιβολή του συνδυασμού φόρτισης. Ο σεισμικός συνδυασμός είναι στη διεύθυνση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Επίσης στα Σχήματα 3.5, παρουσιάζεται η τροποποίηση που έχει γίνει για τα φάσματα σχεδιασμού όσον αφορά το συντελεστή συμπεριφοράς. Στο Σχήμα 3.6, το $q=1$, ελαστικό φάσμα, ενώ στο Σχήμα 3.7 $q=4$, φάσμα σχεδιασμού.



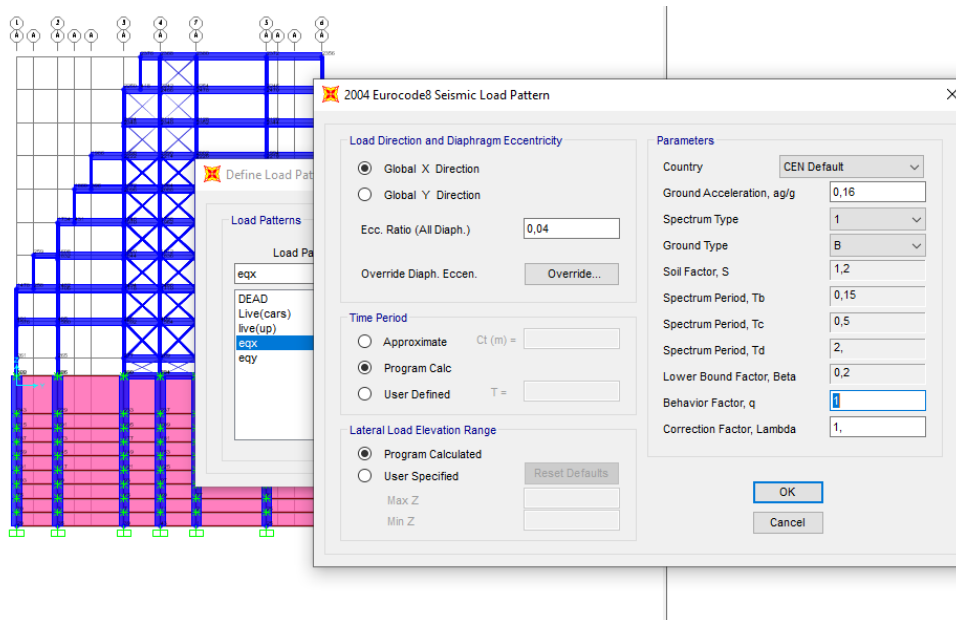
Σχήμα 3.3: Κάτοψη της δεκαώροφης κατασκευής



Σχήμα 3.4: Παραμορφωμένη δεκαώροφη κατασκευή που υπόκειται στο συνδυασμό φόρτισης DSTL5 ($1,0 \cdot g + 0,3q_{cars} + 0,3q_{up} + 1,0 \cdot e_{qy}$)

Πίνακας 1.9: Αποτελέσματα μετακινήσεων στις κορυφές της κάτοψης (Α,Β,Γ,Δ) του κάθε ορόφου από το λογισμικό SAP2000 για $q=4$, υπό το συνδυασμό φόρτισης DSTL5.

| Y(m)-SAP ($q=4$) | | | | |
|--------------------|--------|--------|--------|--------|
| A | B | Γ | Δ | ΟΡΟΦΟΣ |
| 0,001 | 0,0012 | 0,001 | 0,0012 | 1 |
| 0,0069 | 0,0069 | 0,0068 | 0,0068 | 2 |
| 0,0127 | 0,0127 | 0,0126 | 0,0126 | 3 |
| 0,0184 | 0,0184 | 0,0183 | 0,0183 | 4 |
| 0,0249 | 0,0249 | 0,0248 | 0,0248 | 5 |
| 0,0317 | 0,0317 | 0,0316 | 0,0316 | 6 |
| 0,0384 | 0,0384 | 0,0383 | 0,0383 | 7 |
| 0,0449 | 0,0449 | 0,0448 | 0,0448 | 8 |
| 0,0502 | 0,0503 | 0,0501 | 0,0502 | 9 |
| 0,054 | 0,054 | 0,0539 | 0,0539 | 10 |



Σχήμα 3.5: Τροποποίηση στο λογισμικό SAP2000, αλλαγή $q=1$, εφαρμογή ελαστικής ανάλυσης

Πίνακας 2.0: Αποτελέσματα μετακινήσεων στις κορυφές της κάτοψης (Α,Β,Γ,Δ) του κάθε ορόφου από το λογισμικό SAP2000 για q=1 στα αριστερά, ενώ στα δεξιά είναι τα αποτελέσματα του Πίνακα, πολλαπλασιασμένα με q=4, υπό το συνδυασμό φόρτισης DSTL5.

| ΟΡΟΦΟΣ | ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ | | | | ΠΡΑΓΜΑΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ | | | |
|--------|------------------------|--------|--------|--------|--------------------------|--------|--------|--------|
| | Y(m)-SAP (q=1) | | | | Y(m)-SAP *(q=4) | | | |
| | A | B | Γ | Δ | A | B | Γ | Δ |
| 1 | 0,0041 | 0,0049 | 0,004 | 0,0047 | 0,004 | 0,0048 | 0,004 | 0,0048 |
| 2 | 0,0269 | 0,0269 | 0,0267 | 0,0267 | 0,0276 | 0,0276 | 0,0272 | 0,0272 |
| 3 | 0,0493 | 0,0494 | 0,0491 | 0,0491 | 0,0508 | 0,0508 | 0,0504 | 0,0504 |
| 4 | 0,0713 | 0,0713 | 0,0711 | 0,0711 | 0,0736 | 0,0736 | 0,0732 | 0,0732 |
| 5 | 0,0965 | 0,0965 | 0,0962 | 0,0963 | 0,0996 | 0,0996 | 0,0992 | 0,0992 |
| 6 | 0,1226 | 0,1227 | 0,1224 | 0,1224 | 0,1268 | 0,1268 | 0,1264 | 0,1264 |
| 7 | 0,1487 | 0,1488 | 0,1485 | 0,1486 | 0,1536 | 0,1536 | 0,1532 | 0,1532 |
| 8 | 0,1745 | 0,1746 | 0,1743 | 0,1743 | 0,1796 | 0,1796 | 0,1792 | 0,1792 |
| 9 | 0,1958 | 0,1959 | 0,1955 | 0,1957 | 0,2008 | 0,2012 | 0,2004 | 0,2008 |
| 10 | 0,2123 | 0,2124 | 0,2121 | 0,2121 | 0,216 | 0,216 | 0,2156 | 0,2156 |

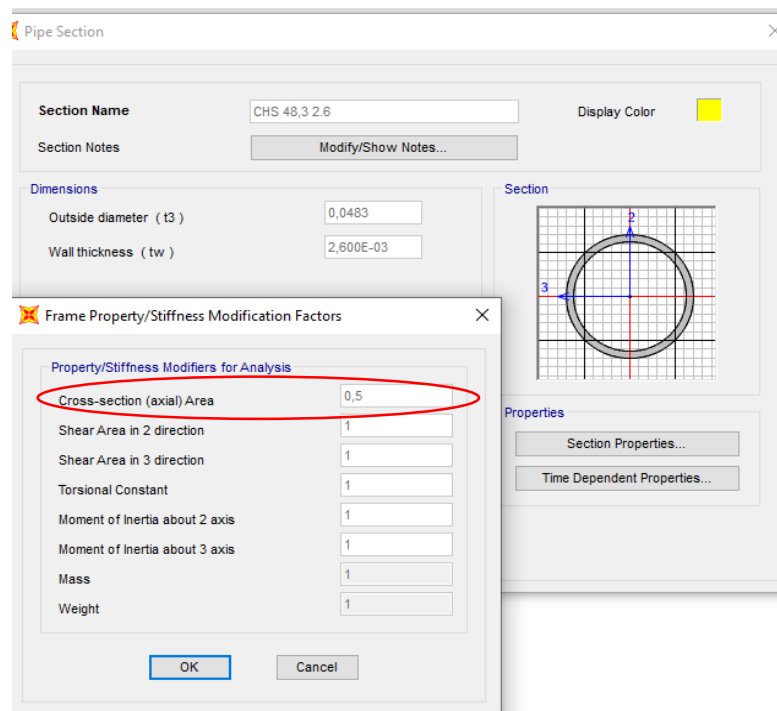
Πίνακας 2.1: Σύγκριση αποτελεσμάτων μετακινήσεων στις κορυφές της κάτοψης (Α,Β,Γ,Δ) του κάθε ορόφου από το λογισμικό SAP2000 για q=1 με τα αποτελέσματα του Πίνακα, πολλαπλασιασμένα με q=4, υπό το συνδυασμό φόρτισης DSTL5

| Y(m): (q=1)-(q=4) | | | | |
|-------------------|--------|--------|--------|--------|
| ΟΡΟΦΟΣ | A | B | Γ | Δ |
| 1 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 2 | -0,001 | -0,001 | 0,000 | 0,000 |
| 3 | -0,002 | -0,001 | -0,001 | -0,001 |
| 4 | -0,002 | -0,002 | -0,002 | -0,002 |
| 5 | -0,003 | -0,003 | -0,003 | -0,003 |
| 6 | -0,004 | -0,004 | -0,004 | -0,004 |
| 7 | -0,005 | -0,005 | -0,005 | -0,005 |
| 8 | -0,005 | -0,005 | -0,005 | -0,005 |
| 9 | -0,005 | -0,005 | -0,005 | -0,005 |
| 10 | -0,004 | -0,004 | -0,004 | -0,004 |

4.3 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου χιαστί

Όπως έχει προαναφερθεί για την παραλαβή σεισμικών φορτίσεων κατά τη y διεύθυνση του κτηρίου χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου χιαστί. Οι σύνδεσμοι χιαστί οι οποίοι αποτελούνται από δομικό χάλυβα ποιότητας S275, είναι κλειστής διατομής και για το υφιστάμενο κτίριο έχουν χρησιμοποιηθεί CHS και RHS. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί, κατά τη σεισμική φόρτιση, λαμβάνουμε υπόψιν μόνο το εφελκόμενο μέλος θεωρώντας το θλιβόμενο μέλος ότι έχει ήδη λυγίσει. Θεωρητικά, στην περίπτωση αυτή αγνοούμε την ύπαρξη του θλιβόμενου μέλους στην παραλαβή σεισμικού φορτίου, αλλά δεν αγνοούμε ότι το μήκος λυγισμού διαχωρίζεται στο σημείο συμβολής θλιβόμενου και εφελκόμενου μέλους.

Το λογισμικό SAP2000, κατά τους συνδυασμούς φόρτισης λαμβάνει υπόψιν την επίδραση του εφελκόμενου και του θλιβόμενου μέλους ταυτόχρονα οδηγώντας σε λάθος συμπεράσματα. Για να ορίσουμε λοιπόν, αυτή την τοποθέτηση του Ευρωκώδικα 8, στο λογισμικό SAP2000 διαμορφώνουμε τις διατομές που χρησιμοποιήσαμε ως συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε να ενεργοποιείται το μισό εμβαδόν κατά τη σεισμική δράση. Στο Σχήμα 3.6, απεικονίζεται η τροποποίηση των εμβαδόν διατομής. Στο Σχήμα 3.7 παρουσιάζεται η όψη του κτηρίου με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας.



Σχήμα 3.6: Μεταποίηση του εμβαδού διατομής των μελών που αποτελούν τους συνδέσμους δυσκαμψίας, έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψιν ότι λειτουργεί μόνο ο εφελκόμενος κατά τη σεισμική φόρτιση

Για να θεωρούμε ότι ένα μέλος επαρκεί πρέπει αρχικά να ελεγχθεί η αντοχή του. Η αντοχή του μέλους εξαρτάται από την αντοχή της διατομής και την αντοχή του μέλους. Στην προκειμένη περίπτωση επειδή εξετάζουμε το εφελκόμενο μέλος και δεν λαμβάνουμε υπόψιν την επίδραση λυγισμού στην μείωση της αντοχής του μέλους, η αντοχή του μέλους συμπίπτει με την αντοχή της διατομής. Επίσης, επειδή το μέλος είναι σε εφελκυσμό δεν χρειάζεται να γίνει κατάταξη της διατομής, αφού είναι κατηγορίας 1.

Επομένως η αντοχή του σε αξονική δύναμη πρέπει να είναι τουλάχιστον ίση και μεγαλύτερη από τη δρώσα αξονική που ασκείται στο μέλος. Απ' όλους τους συνδυασμούς φόρτισης (με φορτίο σεισμού προφανώς στη διεύθυνση της δυσκαμψίας των χιαστί) εξάγουμε τη μέγιστη αξονική. Η μέγιστη αξονική πρέπει να είναι μικρότερη από την αντοχή της διατομής, δηλαδή από το γινόμενο του εμβαδού διατομής επί την αντοχή του δομικού χάλυβα. Από την πιο κάτω ανίσωση προκύπτει το μέγεθος του εμβαδού διατομής. Για τη διαστασιολόγηση των μελών, επιλέχθηκε το μέλος με τη μεγαλύτερη αξονική δύναμη, από συνδυασμό φόρτισης που συμπεριλαμβάνει σεισμικά φορτία.

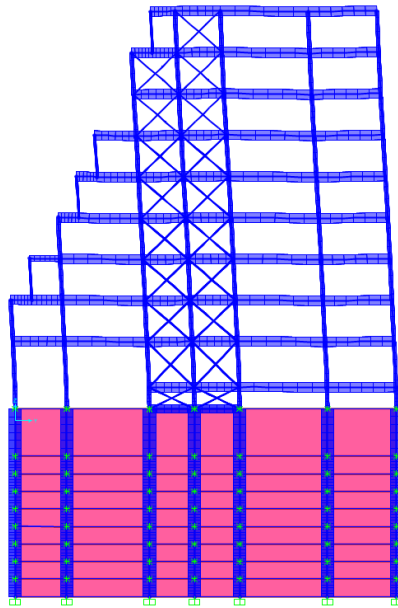
$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y \geq N_{ed, \max}$$

$N_{pl,rd}$ = Αξονική αντοχή της διατομής

A = εμβαδόν διατομής

f_y = όριο διαρροής δομικού χάλυβα

$N_{ed, \max}$ = μέγιστη δρώσα αξονική



Σχήμα3.7: Παραμόρφωση φορέα υπό σεισμικό φορτίο στη διεύθυνση των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου χιαστί

Πέραν της αντοχής που απαιτείται να ελεγχθεί ακόμη ένας παράγοντας που επηρεάζει τη διαστασιολόγηση των μελών είναι η λυγηρότητα. Στα πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί, η αδιάστατη λυγηρότητα λ - όπως ορίζεται στον EN 1993-1-1:2004 , πρέπει να περιορίζεται σε $1.3 \leq \lambda \leq 2$. Το κάτω όριο, υπάρχει για να αποφεύγεται η υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων στον κόμβο που συντρέχει το θλιβόμενο μέλος πριν λυγίσει. Το άνω όριο, ορίζεται η μέγιστη τιμή της ανηγμένης λυγηρότητας, για να μην συμπεριφέρεται το μέλος σαν συρματόσχοινο. Σε αρχείο Excel, όπως παρουσιάζεται στους Πίνακες 2.2 , έχει γίνει ο έλεγχος λυγηρότητας των μελών. Η ανηγμένη λυγηρότητα εξαρτάται από το καθαρό μήκος λυγισμού το οποίο επηρεάζεται από τον τρόπο στήριξης των μελών, αλλά και τη συμβολή στο μέσο τους. Προγραμματιστικά, το κρίσιμο μήκος λυγισμού υπολογίζεται από το SAP2000, με βάση την απόσταση των δύο κόμβων της διαγώνιου. Στην πραγματικότητα όμως το πραγματικό μήκος λυγισμού είναι μικρότερο από το υπολογιστικό μήκος λυγισμού. Η σύγκριση παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.8 .

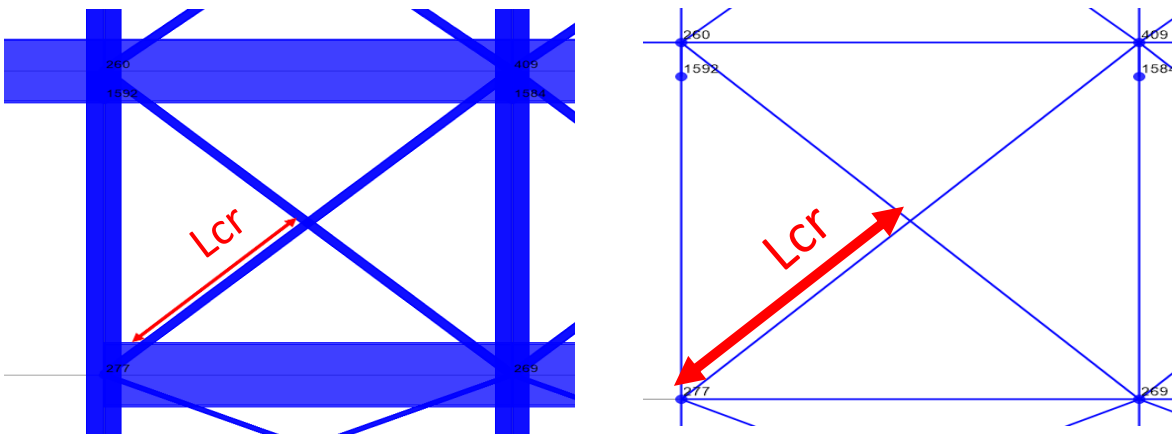
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} \text{ για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\lambda_1} \text{ για διατομές κατηγορίας 4}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} \quad \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \cdot \epsilon \quad \epsilon = \sqrt{235/f_y^{[MPa]}} \quad i = \sqrt{I/A}$$

Πίνακας 2.2: Σύγκριση διατομών για την επιλογή της διατομής που ικανοποιεί τον έλεγχο λυγηρότητας

| | CHS88,9*6,3 | CHS76,1*6,3 | RHS60,40*4 |
|---------------------|-------------|-------------|-------------|
| A(m ²) | 0,00163 | 0,001381 | 0,000719 |
| Iz(m ⁴) | 0,0000014 | 0,000000848 | 0,00000017 |
| iz(m) | 0,029306922 | 0,024779988 | 0,015376589 |
| λ - | 1,01 | 1,20 | 1,93 |



Σχήμα 3.8: Σύγκριση πραγματικού μήκους λυγισμού με προγραμματιστικό μήκος λυγισμού.

Οι τελικές διατομές των συνδέσμων δυσκαμψίας σε όλα τα πλαίσια πρέπει να προσφέρουν μία ομοιογενή πλάστιμη συμπεριφορά. Για να πραγματοποιείται αυτή η πλάστιμη συμπεριφορά, πρέπει ο κάθε σύνδεσμος δυσκαμψίας να μπορεί να παραλάβει τη δρώσα δύναμη που θα εμφανιστεί χωρίς η αντοχή του να υπερβαίνει τη δρώσα δύναμη σε μεγάλο βαθμό. Αυτό ορίζει την υπεραντοχή του μέλους η οποία δεν πρέπει να υπερβαίνει κάποιο όριο. Σύμφωνα με τον EN 1998-1:2004, η μέγιστη υπεραντοχή των διαγωνίων Ω_i , δεν πρέπει να διαφέρει από την ελάχιστη Ω_j , κατά περισσότερο από 25%. Αυτή η απαίτηση του κανονισμού επηρέασε σημαντικά στην τελική διαστασιολόγηση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Οι απαραίτητοι έλεγχοι έχουν γίνει σε αρχείο Excel και παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.3.

Πίνακας 2.3: Έλεγχος υπεραντοχής των χιαστί

| ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: DSTL6 (1,0*g + 0,3qcars + 0,3qup - 1,0*eqy) | | | | | | |
|--|----------|-----|----------|----------|-------------------------|-------------------------|
| Αρ. Ορόφου (i) | Ned (kN) | | Ω | Ω | Ω_i/Ω_{min} | Ω_i/Ω_{min} |
| 1 | 96 | 22 | 22,00 | 8,99 | 12,46 | 5,09 |
| 2 | 112 | 95 | 2,06 | 2,08 | 1,17 | 1,18 |
| 3 | 101 | 112 | 1,77 | 1,77 | 1,00 | 1,00 |
| 4 | 91 | 105 | 1,96 | 1,88 | 1,11 | 1,07 |
| 5 | 77 | 96 | 2,17 | 2,06 | 1,23 | 1,17 |
| 6 | 63 | 83 | 2,57 | 2,38 | 1,45 | 1,35 |
| 7 | 50 | 69 | 3,14 | 2,87 | 1,78 | 1,62 |
| 8 | 37 | 54 | 3,95 | 3,66 | 2,24 | 2,07 |
| 9 | 35 | 40 | 5,34 | 4,94 | 3,03 | 2,80 |
| 10 | 35 | 33 | 5,65 | 5,99 | 3,20 | 3,39 |

| | Νέες Διατομές | A(m2) | Npl,Rd | Ω_i | Ω_i/Ω_{min} | max(Ω_i/Ω_{min}) | | | |
|--------------------|---------------|----------|---------|------------|-------------------------|--------------------------------|----------|------|----------------------|
| Αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 9,415476 | 8,9875 | 5,333333 | 5,090909 | 5,33 | Εκτός Ορίων Ω |
| Μη αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 2,059635 | 2,081316 | 1,166667 | 1,178947 | 1,18 | Εντός ορίων Ω |
| Μη αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 1,765402 | 1,765402 | 1 | 1 | 1,00 | Εντός ορίων Ω |
| Μη αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 1,957673 | 1,883095 | 1,108911 | 1,066667 | 1,11 | Εντός ορίων Ω |
| Μη αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 2,172802 | 2,059635 | 1,230769 | 1,166667 | 1,23 | Εντός ορίων Ω |
| Αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 2,567857 | 2,382229 | 1,454545 | 1,349398 | 1,45 | Εκτός Ορίων Ω |
| Αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 3,138492 | 2,86558 | 1,777778 | 1,623188 | 1,78 | Εκτός Ορίων Ω |
| Αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 3,9545 | 3,661574 | 2,24 | 2,074074 | 2,24 | Εκτός Ορίων Ω |
| Αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 5,343919 | 4,943125 | 3,027027 | 2,8 | 3,03 | Εκτός Ορίων Ω |
| Αλλαγή Διατομής | RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 5,649286 | 5,991667 | 3,2 | 3,393939 | 3,39 | Εκτός Ορίων Ω |

Πρόκειται για μία επαναληπτική διαδικασία στην οποία λαμβάνονται υπόψιν όλοι οι παράγοντες που επηρεάζουν στη διαστασιολόγηση των συνδέσμων δυσκαμψίας. Αρχικά, για την προδιαστασιολόγηση, λαμβάνουμε υπόψιν τη μέγιστη δρώσα αξονική σε συνδυασμό της απαίτησης που αφορά η ανηγμένη λυγηρότητα. Από την προδιαστασιολόγηση προκύπτει μία συγκεκριμένη διατομή που τοποθετείται σε όλα τα φατνώματα. Η διατομή που επιλέχθηκε είναι κλειστή κοίλη ορθογωνική. Τρέχουμε την ανάλυση και από το συνδυασμό DSTL6, που συμπεριλαμβάνει το σεισμικό φορτίο προς τη διεύθυνση των χιαστί, λαμβάνουμε τα αξονικά φορτία που ασκούνται στον κάθε σύνδεσμο δυσκαμψίας. Από τις τιμές των αξονικών δυνάμεων που ασκούνται στα μέλη και την αντοχή τους, υπολογίζουμε την υπεραντοχή του κάθε μέλους, Εάν ο λόγος της υπεραντοχής του μέλους, ως προς την ελάχιστη υπεραντοχή των μελών είναι μεγαλύτερος από 1.25, τότε απαιτείται η αλλαγή της διατομής. Κατά την αλλαγή όμως της διατομής, πρέπει πάντα να ικανοποιείται ο έλεγχος της αντοχής και ο έλεγχος λυγηρότητας των μελών. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται και παρουσιάζεται στον Πίνακα 2.4, 2.5, 2.6 μέχρις ότου να ικανοποιούνται τα μέλη των χιαστί σε όλους τους ορόφους. Στον Πίνακα 2.7 παρουσιάζεται ο έλεγχος λυγηρότητας των μελών του χιαστί.

Πίνακας 2.4: Αποτελέσματα αξονικών δυνάμεων των μελών των συνδέσμων δυσκαμψίας μετά την πρώτη αλλαγή διατομών

| ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: DSTL6 (1,0*g + 0,3qcars + 0,3qwp - 1,0*eqy) | | | | |
|--|---------|-----|-------------|-------------|
| Αρ. Ορόφου (i) | Ned(kN) | | Ω | Ω |
| 1 | 14 | 15 | 22 | 13,18166667 |
| 2 | 92 | 95 | 2,149184783 | 2,081315789 |
| 3 | 107 | 107 | 1,847897196 | 1,847897196 |
| 4 | 99 | 103 | 1,997222222 | 1,919660194 |
| 5 | 95 | 99 | 2,081315789 | 1,997222222 |
| 6 | 53 | 56 | 3,730660377 | 3,530803571 |
| 7 | 48 | 50 | 4,119270833 | 3,9545 |
| 8 | 40 | 41 | 4,943125 | 4,822560976 |
| 9 | 29 | 30 | 6,818103448 | 6,590833333 |
| 10 | 22 | 23 | 8,9875 | 8,59673913 |

| Νέες Διατομές | A(m2) | Npl,Rd | Ωi | Ωi/Ωmin | max(Ωi/Ωmin) | | | |
|---------------|---------|---------|----------|----------|--------------|----------|------|---------------|
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,575 | 7,326786 | 6,838333 | 3,964931 | 3,700603 | 3,96 | Εκτός Ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,725 | 2,149185 | 2,081316 | 1,163043 | 1,126316 | 1,16 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,725 | 1,847897 | 1,847897 | 1 | 1 | 1,00 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,725 | 1,997222 | 1,91966 | 1,080808 | 1,038835 | 1,08 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,725 | 2,081316 | 1,997222 | 1,126316 | 1,080808 | 1,13 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,725 | 3,73066 | 3,530804 | 2,018868 | 1,910714 | 2,02 | Εκτός Ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,575 | 2,136979 | 2,0515 | 1,156438 | 1,110181 | 1,16 | Εντός ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,575 | 2,564375 | 2,501829 | 1,387726 | 1,353879 | 1,39 | Εκτός Ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,575 | 3,537069 | 3,419167 | 1,914105 | 1,850301 | 1,91 | Εκτός Ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,575 | 4,6625 | 4,459783 | 2,523138 | 2,413437 | 2,52 | Εκτός Ορίων Ω |

Πίνακας 2.5: Έλεγχος υπεραντοχής συνδέσμων δυσκαμψίας

| ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: DSTL6 (1,0*g + 0,3qcars + 0,3qap - 1,0*eqy) | | | | |
|--|---------|-----|-------------|-------------|
| Αρ. Ορόφου (i) | Ned(kN) | | Ω | Ω |
| 1 | 12 | 12 | 22 | 16,47708333 |
| 2 | 92 | 93 | 2,149184783 | 2,126075269 |
| 3 | 107 | 107 | 1,847897196 | 1,847897196 |
| 4 | 97 | 103 | 2,038402062 | 1,919660194 |
| 5 | 53 | 56 | 3,730660377 | 3,530803571 |
| 6 | 53 | 56 | 3,730660377 | 3,530803571 |
| 7 | 48 | 50 | 4,119270833 | 3,9545 |
| 8 | 40 | 41 | 4,943125 | 4,822560976 |
| 9 | 29 | 30 | 6,818103448 | 6,590833333 |
| 10 | 22 | 23 | 8,9875 | 8,59673913 |

| Νέες Διατομές | A(m2) | Npl,Rd | Ωi | Ωi/Ωmin | max(Ωi/Ωmin) | | | |
|---------------|----------|---------|----------|---------|--------------|--------------|------|---------------|
| CHS 48.3,2.6 | 0,000373 | 102,575 | 8,547917 | 8,54791 | 4,62575 | 4,66666 | 4,67 | Εκτός Ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 2,149185 | 2,126 | 1,16304 | 1,16071 | 1,16 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 1,847897 | 1,8478 | 1 | 1,00884 | 1,01 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 2,038402 | 1,91966 | 1,10309 | 1,04802 | 1,10 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,000719 | 197,725 | 3,73066 | 3,53080 | 2,01886 | 1,92761 | 2,02 | Εκτός Ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,000373 | 102,575 | 1,935377 | 1,83169 | 1,04734 | 1 | 1,05 | Εντός ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,000373 | 102,575 | 2,136979 | 2,0515 | 1,15643 | 1,12 | 1,16 | Εντός ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,000373 | 102,575 | 2,564375 | 2,50182 | 1,38772 | 1,36585 4 | 1,39 | Εκτός Ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,000373 | 102,575 | 3,537069 | 3,41916 | 1,91410 | 1,86666 | 1,91 | Εκτός Ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,000373 | 102,575 | 4,6625 | 4,45978 | 2,52313 | 2,43478 | 2,52 | Εκτός Ορίων Ω |

Πίνακας 2.6: Έλεγχος υπεραντοχής συνδέσμων δυσκαμψίας

| ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: DSTL6 (1,0*g + 0,3qcars + 0,3qap - 1,0*eqy) | | | | |
|--|---------|-----|-------------|-------------|
| Αρ. Ορόφου (i) | Ned(kN) | | Ω | Ω |
| 1 | 14 | 15 | 22 | 13,18166667 |
| 2 | 92 | 93 | 2,149184783 | 2,126075269 |
| 3 | 107 | 107 | 1,847897196 | 1,847897196 |
| 4 | 97 | 103 | 2,038402062 | 1,919660194 |
| 5 | 92 | 96 | 2,149184783 | 2,059635417 |
| 6 | 70 | 74 | 2,824642857 | 2,671959459 |
| 7 | 46 | 48 | 4,298369565 | 4,119270833 |
| 8 | 40 | 41 | 4,943125 | 4,822560976 |
| 9 | 29 | 30 | 6,818103448 | 6,590833333 |
| 10 | 22 | 23 | 8,9875 | 8,59673913 |

| Νέες Διατομές | A(m2) | Npl,Rd | Ωi | | Ωi/Ωmin | | max(Ωi/Ωmin) | |
|---------------|---------|--------|---------|---------|---------|---------|--------------|---------------|
| CHS 42.4,2.6 | 0,00032 | 89,375 | 6,38392 | 5,95833 | 3,45469 | 3,22438 | 3,45 | Εκτός Ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,72 | 2,14918 | 2,12607 | 1,16304 | 1,15053 | 1,16 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,72 | 1,84789 | 1,84789 | 1 | 1 | 1,00 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,72 | 2,03840 | 1,91966 | 1,10309 | 1,03883 | 1,10 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*4 | 0,00071 | 197,72 | 2,14918 | 2,05963 | 1,16304 | 1,11458 | 1,16 | Εντός ορίων Ω |
| RHS 60,40*3 | 0,00055 | 152,35 | 2,17642 | 2,05878 | 1,17778 | 1,11412 | 1,18 | Εντός ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,57 | 2,22989 | 2,13697 | 1,20671 | 1,15643 | 1,21 | Εντός ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,57 | 2,56437 | 2,50182 | 1,38772 | 1,35387 | 1,39 | Εκτός Ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,57 | 3,53706 | 3,41916 | 1,91410 | 1,85030 | 1,91 | Εκτός Ορίων Ω |
| CHS 48.3,2.6 | 0,00037 | 102,57 | 4,6625 | 4,45978 | 2,52313 | 2,41343 | 2,52 | Εκτός Ορίων Ω |

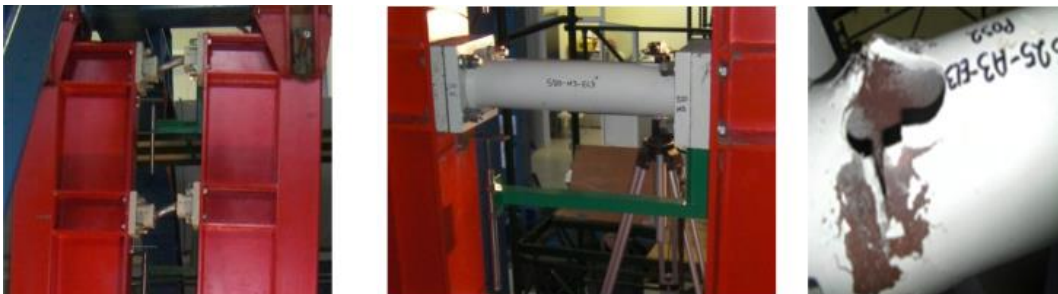
Πίνακας 2.7: Έλεγχος λυγηρότητας τελικών διατομών συνδέσμων δυσκαμψίας

| ΔΙΑΤΟΜΗ | RHS60,40*4 | RHS60,40*4 | RHS60,40*3 | CHS 48.3,2.6 | CHS 42.4,2.6 |
|---------|-------------|-------------|-------------|--------------|--------------|
| A(m2) | 0,000719 | 0,000719 | 0,000554 | 0,000373 | 0,000325 |
| Iz(m4) | 0,00000017 | 0,00000017 | 0,000000139 | 9,78E-08 | 6,46E-08 |
| iz(m) | 0,015376589 | 0,015376589 | 0,015839903 | 0,016192541 | 0,014098554 |
| Lcr(m) | 2,48 | 2,56 | 2,48 | 2,48 | 2 |
| λ- | 1,87 | 1,93 | 1,81 | 1,77 | 1,64 |

Στους τρεις τελευταίους ορόφους, όπως και στο μεσοπάτωμα του ισογείου, δεν υπήρχε πρότυπη διατομή που να μπορεί να καλύψει όλες τις απαιτήσεις, δηλαδή της υπεραντοχής και της λυγηρότητας ταυτόχρονα. Για να το κατορθώσουμε αυτό, δημιουργήσαμε κάποιες οπές, έτσι ώστε να μειώσουμε τη διατομή σε ένα τμήμα εξασφαλίζοντας έτσι την απαίτηση της υπεραντοχής, η οποία εξαρτάται ανάλογα από το μικρότερο εμβαδόν διατομής κατά το μήκος του μέλους. Οι οπές, έχουν δημιουργηθεί στα $L/4$ του μέλους, όπου L είναι το κρίσιμο μήκος του μέλους, με όσο το δυνατό συμμετρικό τρόπο περιμετρικά της διατομής. Αποφασίστηκε να γίνουν στα $L/4$ του μέλους, γιατί τα άκρα του μέλους αποτελούν το πιο κρίσιμο σημείο για να εμφανιστεί πλαστική άρθρωση, ενώ στο μέσο του μέλους που είναι κρίσιμος ο λυγισμός ο οποίος εξαρτάται από τη λυγηρότητα, αφήσαμε τη διατομή όπως ήταν. Με το τέχνασμα αυτό, κατορθώσαμε την εξασφάλιση των κανονισμών σε όλους τους ορόφους. Στο Σχήμα 3.9 παρουσιάζεται ένα πρότυπο εργαστηριακών δοκιμών που έχουν δημιουργηθεί οπές σε συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου χιαστί.

Πίνακας 2.7: Έλεγχος λυγηρότητας τελικών διατομών συνδέσμων δυσκαμψίας

| Οπές | | | A' (m2) | N ^{pl} ,Rd (kN) | Ωi | Ωi/Ωmin | max(Ωi/Ωmin) | | | |
|-------------|-----------|------------|----------|--------------------------|----------|----------|--------------|----------|------|---------------|
| A(m2) | A(m2) | maxA (m2) | | | | | | | | |
| 0,000207407 | 0,000199 | 0,00020741 | 0,000118 | 32,3382009 | 2,309871 | 2,15588 | 1,25 | 1,166667 | 1,25 | Εντός ορίων Ω |
| | | | 0,000719 | 197,725 | 2,149185 | 2,126075 | 1,163043 | 1,150538 | 1,16 | Εντός ορίων Ω |
| | | | 0,000719 | 197,725 | 1,847897 | 1,847897 | 1 | 1 | 1,00 | Εντός ορίων Ω |
| | | | 0,000719 | 197,725 | 2,038402 | 1,91966 | 1,103093 | 1,038835 | 1,10 | Εντός ορίων Ω |
| | | | 0,000719 | 197,725 | 2,149185 | 2,059635 | 1,163043 | 1,114583 | 1,16 | Εντός ορίων Ω |
| | | | 0,000554 | 152,35 | 2,176429 | 2,058784 | 1,177787 | 1,114122 | 1,18 | Εντός ορίων Ω |
| | | | 0,000373 | 102,575 | 2,229891 | 2,136979 | 1,206718 | 1,156438 | 1,21 | Εντός ορίων Ω |
| 3,70187E-05 | 2,862E-05 | 3,7019E-05 | 0,000336 | 92,3948598 | 2,309871 | 2,253533 | 1,25 | 1,219512 | 1,25 | Εντός ορίων Ω |
| 0,000129414 | 0,000121 | 0,00012941 | 0,000244 | 66,9862734 | 2,309871 | 2,232876 | 1,25 | 1,208333 | 1,25 | Εντός ορίων Ω |
| 0,00018821 | 0,0001798 | 0,00018821 | 0,000185 | 50,8171729 | 2,309871 | 2,209442 | 1,25 | 1,195652 | 1,25 | Εντός ορίων Ω |



Σχήμα 3.9: Εργαστηριακή δοκιμή διάνοιξης οπών για έλεγχο επάρκειας σε δομικά μέλη

5 ΕΛΕΓΧΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ (EK8)

5.1 Έλεγχος σχετικής μετακίνησης ορόφων για περιορισμό βλαβών (drifts)

Στα μεταλλικά κτήρια απαιτείται να ελεγχθεί ο περιορισμός βλαβών που προκύπτει από τις μετακινήσεις εξαιτίας των συνδυασμών φόρτισης που συμπεριλαμβάνει και σεισμικά φορτία. Ο συγκεκριμένος έλεγχος είναι απαραίτητος στις μεταλλικές κατασκευές εξαιτίας της πλευρικής ευκαμψίας που παρουσιάζουν. Οι μετακινήσεις που λαμβάνονται υπόψιν, είναι οι ελαστικές μετακινήσεις που συμπίπτουν με τις πραγματικές μετακινήσεις επί το μειωτικό συντελεστή ν . Οι ελαστικές μετακινήσεις που είναι αυτές που προκύπτουν από το ελαστικό φάσμα, προγραμματιστικά είναι οι μετακινήσεις που προκύπτουν από το λογισμικό SAP2000 πολλαπλασιασμένες επί το συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο μειωτικός συντελεστής ν , που λαμβάνεται υπόψιν προκύπτει με 0.5 σύμφωνα με τον Πίνακα 2.8

Πίνακας 2.8: Μειωτικός συντελεστής ν για περιορισμό βλαβών

| Κατηγορία σπουδαιότητας | Κτίριο | Συντελεστής σπουδαιότητας η | Συντελεστής μείωσης σεισμικής δράσης περιορισμού βλαβών, ν |
|-------------------------|--|----------------------------------|--|
| I (Σ1 κατά ΕΑΚ) | Μικρής σπουδαιότητας για τη δημόσια ασφάλεια | 0.8 | 0.5 |
| II (Σ2 κατά ΕΑΚ) | Σύνηθες | 1.0 (εξ ορισμού) | 0.5 |
| III (Σ3 κατά ΕΑΚ) | Με μεγάλες συνέπειες κατάρρευσης (σχολεία, χώροι συγκέντρωσης κοινού, πολιτιστικά ιδρύματα κ.λ.π.). | 1.2 | 0.4 |
| IV (Σ4 κατά ΕΑΚ) | Ζωτικής σημασίας για την Πολιτική Προστασία (νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας) | 1.4 | 0.4 |

Για να ικανοποιείται ο συγκεκριμένος έλεγχος, δηλαδή η απαίτηση σε περιορισμό βλαβών, πρέπει οι ανηγμένες παραμορφώσεις μεταξύ ορόφων 'drifts' να είναι ίσες ή μικρότερες από το 0.75% για κτήρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία. Οι ανηγμένες παραμορφώσεις θα ελεγχθούν και στις δύο διευθύνσεις του κτηρίου. Το κύριο μέγεθος το οποίο επηρεάζει τις ανηγμένες παραμορφώσεις είναι η στιβαρότητα της κατασκευής σε κάθε άξονα. Στη x διεύθυνση του κτηρίου η στιβαρότητα εξαρτάται από τη στιβαρότητα των πλαισίων ροπής η οποία εξαρτάται από τη στιβαρότητα των υποστυλωμάτων που είναι ανάλογη του μέτρου ελαστικότητας του υλικού και της ροπής αδρανείας του ισχυρού άξονα της διατομής, και δυσανάλογο με το ύψος του υποστυλώματος. Στη y διεύθυνση του κτηρίου η στιβαρότητα εξαρτάται από τη στιβαρότητα των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας που είναι ανάλογη με τη ροπή αδρανείας των διατομών που χρησιμοποιούνται.

Ο συγκεκριμένος έλεγχος γίνεται σε αρχείο Excel λαμβάνοντας τα μεγέθη των μετακινήσεων που προκύπτουν από την ανάλυση στο λογισμικό SAP2000. Οι μετακινήσεις που έχουν ληφθεί υπόψιν είναι οι μετακινήσεις στις τέσσερις γωνίες της κάτοψης του κάθε ορόφου με βάση τους συνδυασμούς φόρτισης DSTL5 και DSTL6 για τη y διεύθυνση και DSTL3 για τη x διεύθυνση . Οι συνδυασμοί φόρτισης DSTL5 και DSTL6 συμπεριλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία κατά τη y διεύθυνση (είναι η διεύθυνση που βρίσκονται τα χιαστί), ενώ ο συνδυασμός φόρτισης DSTL3 συμπεριλαμβάνει το σεισμικό φορτίο κατά τη x διεύθυνση (είναι η διεύθυνση που συμπεριλαμβάνει τα πλαίσια ροπής. Στο Σχήμα 4.0 και 4.1 παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας υπό την επίδραση των συνδυασμών φόρτισης DSTL5 και DSTL6 αντίστοιχα. Οι έλεγχοι στο αρχείο Excel παρουσιάζεται στους Πίνακα 2.8, 2.9, 3.0, 3.2, 3.3. Στα Σχήματα 4.2 παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος φορέας υπό την επίδραση του συνδυασμού φόρτισης DSTL3. Οι έλεγχοι στο αρχείο Excel παρουσιάζεται στους Πίνακες 3.4

Η σχέση η οποία πρέπει να ικανοποιείται είναι η εξής

$$\gamma = ((\delta_o - \delta_u) * q) * 0,5/h \leq \gamma_{\max}$$

όπου,

γ = γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου

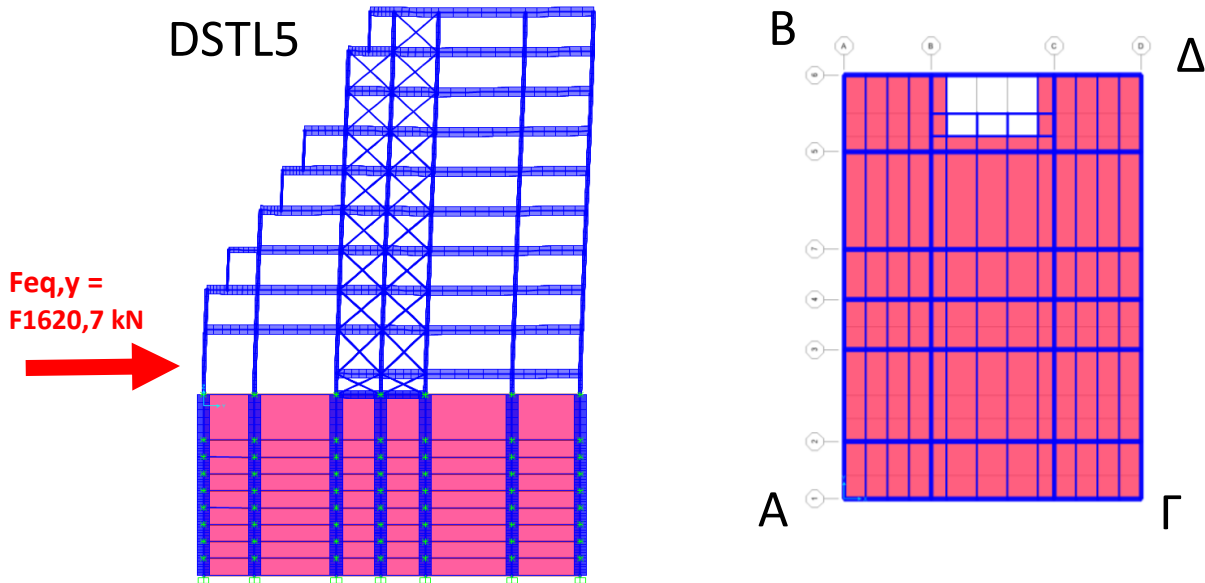
δ_o = η μετακίνηση του σημείου της πλάκας του υπερκείμενου προς του εξεταζόμενου ορόφου

δ_u = η μετακίνηση του σημείου της πλάκας του εξεταζόμενου ορόφου

h = ύψος του κτηρίου

q = συντελεστής συμπεριφοράς

$\gamma_{\max} = 0,75\%$ για κτήρια με πλάστιμα μη φέροντα στοιχεία



Σχήμα 4.0: Στα αριστερά είναι ο παραμορφωμένος φορέας υπό την επίδραση σεισμικής διέγερσης κατά το y άξονα. Στα δεξιά φαίνονται οι 4 γωνίες της κάτοψης του φορέα.

Πίνακας 2.8: Μεγέθη μετακινήσεων στις τέσσερις κορυφές της κάτοψης σύμφωνα με το Σχήμα, που προκύπτουν από το λογισμικό SAP2000

| ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: DSTL5 (1,0*g + 0,3qcars+0,3qur+1,0*eqy) | | | | | | | | |
|--|-----------|------------|---------|-----------|--------|--------|--------|--------|
| ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ-ΕΛΑΦΟΣ | | | | | | | | |
| ΟΡΟΦΟΣ | X(m) | | | | Y(m) | | | |
| | A | B | Γ | Δ | A | B | Γ | Δ |
| 1 | | 0,00001276 | | -1,3E-06 | 0,001 | 0,0012 | 0,001 | 0,0012 |
| 2 | -0,0001 | 0,00000496 | -0,0001 | 1,148E-05 | 0,0069 | 0,0069 | 0,0068 | 0,0068 |
| 3 | -0,0001 | 0,00001103 | -0,0002 | 0,0000104 | 0,0127 | 0,0127 | 0,0126 | 0,0126 |
| 4 | -0,0001 | 0,0000142 | -0,0001 | 5,387E-05 | 0,0184 | 0,0184 | 0,0183 | 0,0183 |
| 5 | -6,58E-05 | 0,00001601 | -0,0002 | 2,126E-05 | 0,0249 | 0,0249 | 0,0248 | 0,0248 |
| 6 | -0,0001 | 0,0000198 | -0,0001 | 2,384E-05 | 0,0317 | 0,0317 | 0,0316 | 0,0316 |
| 7 | -9,05E-05 | 0,0000207 | -0,0001 | 2,643E-05 | 0,0384 | 0,0384 | 0,0383 | 0,0383 |
| 8 | -8,11E-05 | 0,00002124 | -0,0001 | 2,898E-05 | 0,0449 | 0,0449 | 0,0448 | 0,0448 |
| 9 | 5,31E-06 | 0,00005027 | -0,0002 | 4,722E-05 | 0,0502 | 0,0503 | 0,0501 | 0,0502 |
| 10 | -4,38E-05 | 0,00006239 | -0,0001 | -9,84E-06 | 0,054 | 0,054 | 0,0539 | 0,0539 |

Πίνακας 2.9: Μεγέθη μετακινήσεων στις τέσσερις κορυφές της κάτοψης του Πίνακα 2.8 πολλαπλασιασμένα επί το q και το μειωτικό συντελεστή ν.

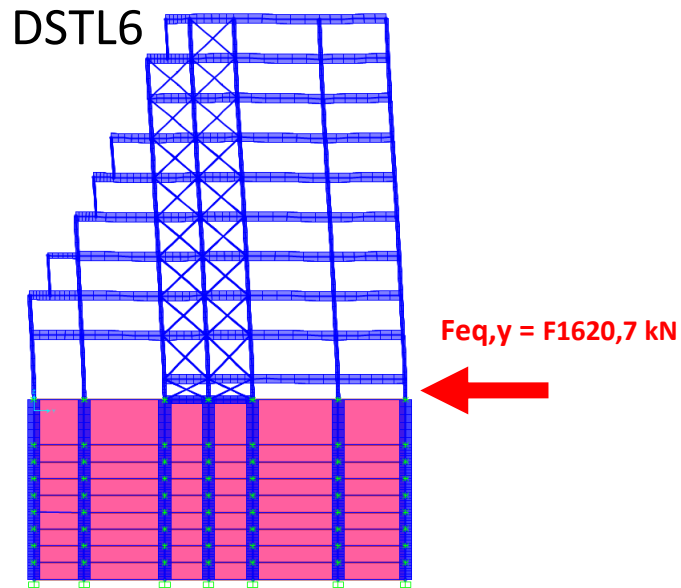
| (ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ-ΕΛΑΦΟΣ)*q*v | | | | | | | |
|---------------------------|------------|---------|-------------|--------|--------|--------|--------|
| X(m) | | | | Y(m) | | | |
| A | B | Γ | Δ | A | B | Γ | Δ |
| 0 | 0,00002552 | 0 | -0,00000259 | 0,002 | 0,0024 | 0,002 | 0,0024 |
| -0,0002 | 0,00000992 | -0,0002 | 0,00002296 | 0,0138 | 0,0138 | 0,0136 | 0,0136 |
| -0,0002 | 0,00002206 | -0,0004 | 0,0000208 | 0,0254 | 0,0254 | 0,0252 | 0,0252 |
| -0,0002 | 0,0000284 | -0,0002 | 0,00010774 | 0,0368 | 0,0368 | 0,0366 | 0,0366 |
| -0,0001316 | 0,00003202 | -0,0004 | 0,00004252 | 0,0498 | 0,0498 | 0,0496 | 0,0496 |
| -0,0002 | 0,0000396 | -0,0002 | 0,00004768 | 0,0634 | 0,0634 | 0,0632 | 0,0632 |
| -0,000181 | 0,0000414 | -0,0002 | 0,00005286 | 0,0768 | 0,0768 | 0,0766 | 0,0766 |
| -0,0001622 | 0,00004248 | -0,0002 | 0,00005796 | 0,0898 | 0,0898 | 0,0896 | 0,0896 |
| 0,00001062 | 0,00010054 | -0,0004 | 0,00009444 | 0,1004 | 0,1006 | 0,1002 | 0,1004 |
| -0,0000875 | 0,00012478 | -0,0002 | -0,00001967 | 0,108 | 0,108 | 0,1078 | 0,1078 |

Πίνακας 3.0: Σχετικές μετακινήσεις στις τέσσερις κορυφές της κάτοψης του Πίνακα 2.9 ,μεταξύ των ορόφων

| ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ | | | | | | | |
|------------------------------|------------|---------|----------|--------|--------|--------|--------|
| ΔX(m) | | | | ΔY(m) | | | |
| A | B | Γ | Δ | A | B | Γ | Δ |
| | 0,00002552 | 0 | -2,6E-06 | 0,002 | 0,0024 | 0,002 | 0,0024 |
| -0,0002 | -0,0000156 | -0,0002 | 2,56E-05 | 0,0118 | 0,0114 | 0,0116 | 0,0112 |
| 0 | 0,00001214 | -0,0002 | -2,2E-06 | 0,0116 | 0,0116 | 0,0116 | 0,0116 |
| 0 | 0,00000634 | 0,0002 | 8,69E-05 | 0,0114 | 0,0114 | 0,0114 | 0,0114 |
| 0,0000684 | 0,00000362 | -0,0002 | -6,5E-05 | 0,013 | 0,013 | 0,013 | 0,013 |
| -0,0000684 | 0,00000758 | 0,0002 | 5,16E-06 | 0,0136 | 0,0136 | 0,0136 | 0,0136 |
| 0,000019 | 0,0000018 | 0 | 5,18E-06 | 0,0134 | 0,0134 | 0,0134 | 0,0134 |
| 0,0000188 | 0,00000108 | 0 | 5,1E-06 | 0,013 | 0,013 | 0,013 | 0,013 |
| 0,00017282 | 0,00005806 | -0,0002 | 3,65E-05 | 0,0106 | 0,0108 | 0,0106 | 0,0108 |
| -0,00009812 | 0,00002424 | 0,0002 | -0,00011 | 0,0076 | 0,0074 | 0,0076 | 0,0074 |

Πίνακας 3.1: Σχετικές ανηγμένες παραμορφώσεις στις τέσσερις κορυφές της κάτοψης μεταξύ των ορόφων. Για να ισχύει ο περιορισμός βλαβών πρέπει οι ανηγμένες παραμορφώσεις drifts, να είναι μικρότερα από 0,75%.

| ΔH(m) | drift_x X(m) | | | | drift_y Y(m) | | | |
|-------|-----------------|-------|--------|-------|-----------------|-------|-------|-------|
| | A | B | Γ | Δ | A | B | Γ | Δ |
| 1,74 | | 0,00% | | 0,00% | 0,11% | 0,14% | 0,11% | 0,14% |
| 3,65 | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,32% | 0,31% | 0,32% | 0,31% |
| 3,3 | 0,00% | 0,00% | -0,01% | 0,00% | 0,35% | 0,35% | 0,35% | 0,35% |
| 3,3 | 0,00% | 0,00% | 0,01% | 0,00% | 0,35% | 0,35% | 0,35% | 0,35% |
| 3,3 | 0,00% | 0,00% | -0,01% | 0,00% | 0,39% | 0,39% | 0,39% | 0,39% |
| 3,3 | 0,00% | 0,00% | 0,01% | 0,00% | 0,41% | 0,41% | 0,41% | 0,41% |
| 3,3 | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,41% | 0,41% | 0,41% | 0,41% |
| 3,3 | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,39% | 0,39% | 0,39% | 0,39% |
| 3,3 | 0,01% | 0,00% | -0,01% | 0,00% | 0,32% | 0,33% | 0,32% | 0,33% |
| 3,3 | 0,00% | 0,00% | 0,01% | 0,00% | 0,23% | 0,22% | 0,23% | 0,22% |



Σχήμα 4.1: Παραμορφωμένος φορέας υπό την επίδραση του συνδυασμού φόρτισης DSTL6 που συμπεριλαμβάνει τη σεισμική διέγερση κατά τη διεύθυνση του άξονα γ.

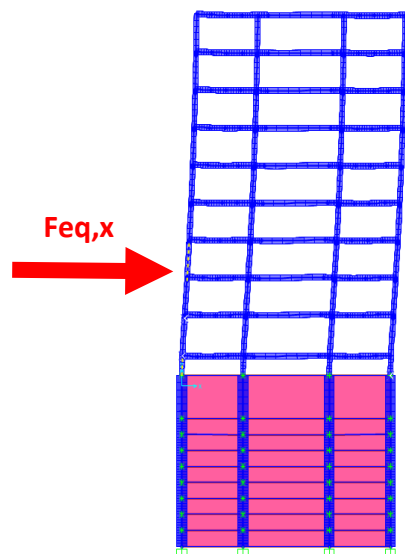
Πίνακας 3.2: Στα αριστερά είναι οι μετρήσεις των μετακινήσεων στη διεύθυνση γ, από το λογισμικό υπό το συνδυασμό φόρτισης DSTL6, ενώ στα δεξιά είναι πολλαπλασιασμένα τα μεγέθη επί το q και το ν.

| ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: DSTL6 (1,0*g + 0,3qcars + 0,3qup - 1,0*eqy) | | | | | | | | |
|---|---------------------|---------|---------|---------|---------------------------|---------|---------|---------|
| ΟΡΟΦΟΣ | ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ-ΕΔΑΦΟΣ | | | | (ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ-ΕΔΑΦΟΣ)*q*ν | | | |
| | Υ(m) | | | | Υ(m) | | | |
| | A | B | Γ | Δ | A | B | Γ | Δ |
| 1 | -0,001 | -0,0013 | -0,001 | -0,0012 | -0,002 | -0,0026 | -0,002 | -0,0024 |
| 2 | -0,0065 | -0,0065 | -0,0065 | -0,0065 | -0,013 | -0,013 | -0,013 | -0,013 |
| 3 | -0,0119 | -0,0119 | -0,0119 | -0,0119 | -0,0238 | -0,0238 | -0,0238 | -0,0238 |
| 4 | -0,017 | -0,017 | -0,017 | -0,017 | -0,034 | -0,034 | -0,034 | -0,034 |
| 5 | -0,023 | -0,023 | -0,023 | -0,023 | -0,046 | -0,046 | -0,046 | -0,046 |
| 6 | -0,0292 | -0,0292 | -0,0293 | -0,0293 | -0,0584 | -0,0584 | -0,0586 | -0,0586 |
| 7 | -0,0356 | -0,0356 | -0,0356 | -0,0356 | -0,0712 | -0,0712 | -0,0712 | -0,0712 |
| 8 | -0,0419 | -0,0419 | -0,0419 | -0,0419 | -0,0838 | -0,0838 | -0,0838 | -0,0838 |
| 9 | -0,0472 | -0,0472 | -0,0472 | -0,0473 | -0,0944 | -0,0944 | -0,0944 | -0,0946 |
| 10 | -0,0519 | -0,0519 | -0,0519 | -0,0519 | -0,1038 | -0,1038 | -0,1038 | -0,1038 |

Πίνακας 3.3: Σχετικές μετακινήσεις ορόφων κατά τη y διεύθυνση υπό το συνδυασμό φόρτισης DSTL6

| ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΟΡΟΦΩΝ | | | |
|------------------------------|---------|---------|---------|
| ΔY(m) | | | |
| A | B | Γ | Δ |
| -0,002 | -0,0026 | -0,002 | -0,0024 |
| -0,011 | -0,0104 | -0,011 | -0,0106 |
| -0,0108 | -0,0108 | -0,0108 | -0,0108 |
| -0,0102 | -0,0102 | -0,0102 | -0,0102 |
| -0,012 | -0,012 | -0,012 | -0,012 |
| -0,0124 | -0,0124 | -0,0126 | -0,0126 |
| -0,0128 | -0,0128 | -0,0126 | -0,0126 |
| -0,0126 | -0,0126 | -0,0126 | -0,0126 |
| -0,0106 | -0,0106 | -0,0106 | -0,0108 |
| -0,0094 | -0,0094 | -0,0094 | -0,0092 |

| ΔH(m) | drift_y Y(m) | | | |
|-------|-----------------|-------|-------|-------|
| | A | B | Γ | Δ |
| 1,74 | 0,11% | 0,15% | 0,11% | 0,14% |
| 3,65 | 0,30% | 0,28% | 0,30% | 0,29% |
| 3,3 | 0,33% | 0,33% | 0,33% | 0,33% |
| 3,3 | 0,31% | 0,31% | 0,31% | 0,31% |
| 3,3 | 0,36% | 0,36% | 0,36% | 0,36% |
| 3,3 | 0,38% | 0,38% | 0,38% | 0,38% |
| 3,3 | 0,39% | 0,39% | 0,38% | 0,38% |
| 3,3 | 0,38% | 0,38% | 0,38% | 0,38% |
| 3,3 | 0,32% | 0,32% | 0,32% | 0,33% |
| 3,3 | 0,28% | 0,28% | 0,28% | 0,28% |



Σχήμα 4.2: Παραμορφωμένος φορέα υπό την επίδραση του συνδυασμού φόρτισης DSTL3

Πίνακας 3.3: Σχετικές μετακινήσεις ορόφων κατά τη x διεύθυνση υπό το συνδυασμό φόρτισης DSTL3

| ΟΡΟΦΟΣ | x ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ - ΠΛΑΙΣΙΑ ΡΟΠΗΣ | | | | ΔH(m) | METAKINHSEIS-EΔAΦOC | | | |
|--------|--|--------|--------|--------|-------|---------------------|--------|--------|--------|
| | SYNDYASMOC ΦOPΤIΣHΣ: DSTL3 (1,0*g + 0,3qcars+0,3qur+1,0*eqx) | | | | | METAKINHSEIS-EΔAΦOC | | | |
| | METAKINHSEIS-EΔAΦOC | | | | | METAKINHSEIS-EΔAΦOC | | | |
| | x(m) | | | | | dx(m)=q*x*v | | | |
| | A* | B | Γ | Δ* | | A* | B | Γ | Δ* |
| 1 | 0,001 | 0,0012 | 0,001 | 0,0012 | 1,74 | 0,002 | 0,0024 | 0,002 | 0,0024 |
| 2 | 0,0051 | 0,0061 | 0,0051 | 0,0061 | 3,65 | 0,0102 | 0,0122 | 0,0102 | 0,0122 |
| 3 | 0,0087 | 0,0107 | 0,0088 | 0,0107 | 3,3 | 0,0174 | 0,0214 | 0,0176 | 0,0214 |
| 4 | 0,0123 | 0,015 | 0,0124 | 0,015 | 3,3 | 0,0246 | 0,03 | 0,0248 | 0,03 |
| 5 | 0,0157 | 0,0189 | 0,0157 | 0,0189 | 3,3 | 0,0314 | 0,0378 | 0,0314 | 0,0378 |
| 6 | 0,019 | 0,0222 | 0,019 | 0,0222 | 3,3 | 0,038 | 0,0444 | 0,038 | 0,0444 |
| 7 | 0,0218 | 0,0249 | 0,0218 | 0,0249 | 3,3 | 0,0436 | 0,0498 | 0,0436 | 0,0498 |
| 8 | 0,024 | 0,0271 | 0,024 | 0,0271 | 3,3 | 0,048 | 0,0542 | 0,048 | 0,0542 |
| 9 | 0,0257 | 0,0287 | 0,0257 | 0,0288 | 3,3 | 0,0514 | 0,0574 | 0,0514 | 0,0576 |
| 10 | 0,027 | 0,0298 | 0,0268 | 0,0297 | 3,3 | 0,054 | 0,0596 | 0,0536 | 0,0594 |

| ΟΡΟΦΟΣ | drift_x | | | |
|--------|---------|-------|-------|-------|
| | X (%) | | | |
| | A | B | Γ | Δ |
| 1 | 0,11% | 0,14% | 0,11% | 0,14% |
| 2 | 0,22% | 0,27% | 0,22% | 0,27% |
| 3 | 0,22% | 0,28% | 0,22% | 0,28% |
| 4 | 0,22% | 0,26% | 0,22% | 0,26% |
| 5 | 0,21% | 0,24% | 0,20% | 0,24% |
| 6 | 0,20% | 0,20% | 0,20% | 0,20% |
| 7 | 0,17% | 0,16% | 0,17% | 0,16% |
| 8 | 0,13% | 0,13% | 0,13% | 0,13% |
| 9 | 0,10% | 0,10% | 0,10% | 0,10% |
| 10 | 0,08% | 0,07% | 0,07% | 0,05% |

5.2 Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2ας τάξης

Κατά τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής της κατασκευής πρέπει να ελεγχθεί η γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων και κατά πόσο πρέπει να ληφθούν υπόψιν τα φαινόμενα 2ας τάξης μέσω του συντελεστή ευαισθησίας. Η γωνιακή παραμόρφωση των πλαισίων επηρεάζει κατά πολύ σημαντικό βαθμό τη διαστασιολόγηση των υποστλωμάτων και δοκαριών που συμμετέχουν στο πλαίσιο. Όπως είναι αναμενόμενο όσο μεγαλύτερη είναι η γωνιακή παραμόρφωση τόσο μεγαλύτερη επίδραση έχουν τα φαινόμενα 2ας τάξης. Τα φαινόμενα 2ας τάξης προκύπτουν από τα αξονικά φορτία, τα οποία με την εμφάνιση παραμορφώσεων δημιουργούν επιπλέον ροπές στο σύστημα. Υπολογιστικά για να λάβουμε υπόψιν αυτές τις επιπλέον δράσεις που δημιουργούνται εξαιτίας αυτών των φαινομένων προσαυξάνουμε τα εντατικά μας μεγέθη με βάση το συντελεστή παραμόρφωσης.

Οι υπολογισμοί για τον προσδιορισμό του συντελεστή ευαισθησίας σε κάθε όροφο, πραγματοποιούνται σε αρχείο Excel. Σύμφωνα με τον EN 1998-1:2004 (E), ο συντελεστής ευαισθησίας θ , δεν πρέπει να υπερβαίνει σε καμία περίπτωση το 0,3. Εάν από την άλλη έχει τιμή μεταξύ του 0,2 και του 0,3, τότε με βάση το συντελεστή ευαισθησίας θα υπολογιστεί ο συντελεστής προσαύξησης εντατικών μεγεθών που λαμβάνει υπόψιν τα φαινόμενα 2^{ας} τάξης. Εάν ο συντελεστής ευαισθησίας θ , είναι μικρότερος από 0,1, τότε δεν λαμβάνουμε υπόψιν τα φαινόμενα 2ας τάξης. Να σημειωθεί ότι σε περίπτωση που απαιτηθεί η αύξηση των εντατικών μεγεθών με βάση τον προσαυξητικό συντελεστή που προκύπτει από το συντελεστή ευαισθησίας, αυξάνονται μόνο τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από τα σεισμικά φορτία.

Ο υπολογισμός του συντελεστή ευαισθησίας προκύπτει ως εξής:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

όπου,

θ συντελεστής ευαισθησίας

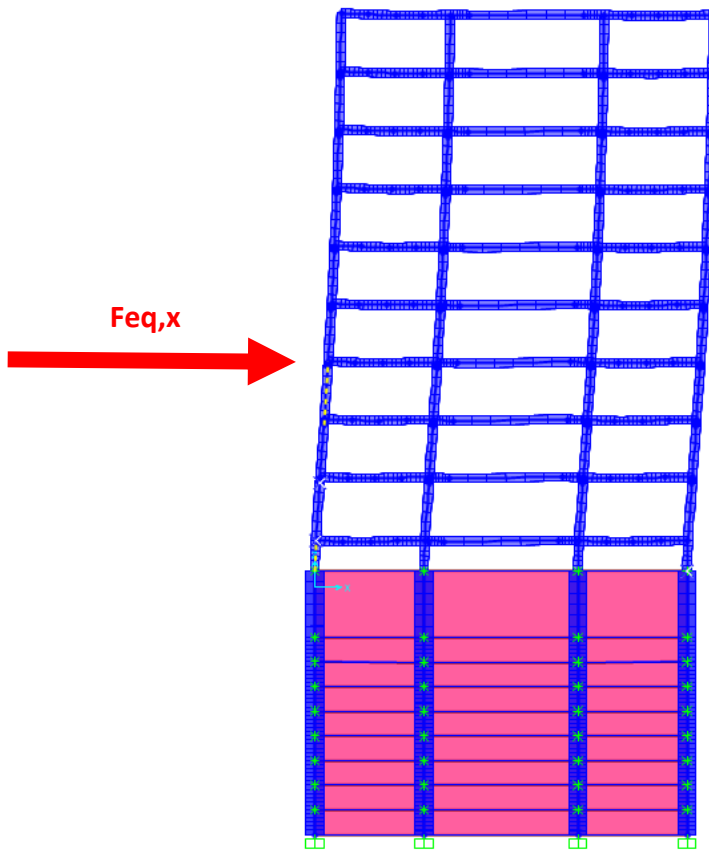
P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου

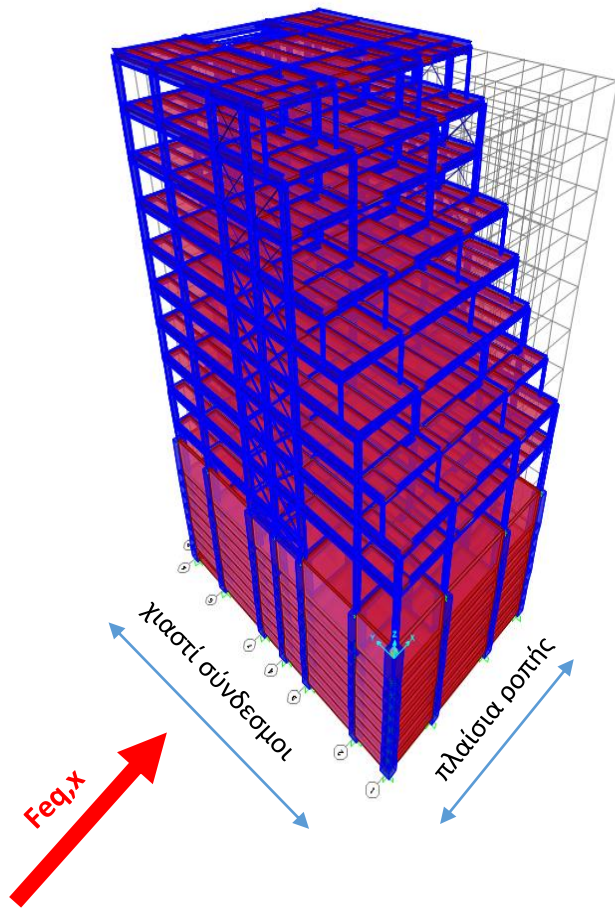
d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

h είναι το ύψος του ορόφου

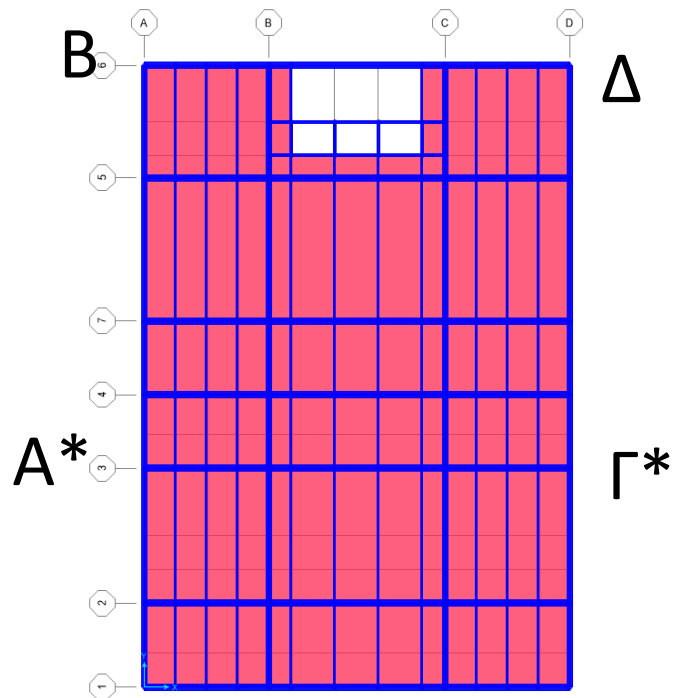
Για την εξέταση των πλαισίων ροπής θα ληφθεί υπόψιν ο συνδυασμός φόρτισης DSTL3 , που συμπεριλαμβάνει τα φορτία σεισμού που έχουν ίδια διεύθυνση με αυτή των πλαισίων ροπής. Η διεύθυνση αυτή είναι η x . Στο Σχήμα 4.3 και 4.4 , παρουσιάζεται η παραμόρφωση της κατασκευής από το συγκεκριμένο συνδυασμό φόρτισης. Στην κάτοψη του Σχήμα Α , παρουσιάζονται οι τέσσερις γωνίες της κάτοψης στις οποίες εξετάζουμε τις μετακινήσεις τους. Οι υπολογισμοί που αφορούν το συντελεστή ευαισθησίας θ , έχουν γίνει σε αρχείο Excel και παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.5. Οι μετακινήσεις που έχουν ληφθεί υπόψιν είναι οι πραγματικές μετακινήσεις της κατασκευής κατά τη σεισμική φόρτισης, οι οποίες υπολογιστικά είναι οι μετακινήσεις που προκύπτουν στην ανάλυση του λογισμικού, πολλαπλασιασμένες επί το συντελεστή συμπεριφοράς. Μετά το πέρας της ανάλυσης και τον υπολογισμό του συντελεστή ευαισθησίας, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.6 απαιτήθηκε η αύξηση των εντατικών μεγεθών εξαιτίας σεισμικών φορτίσεων στους ορόφους 3, 4, και 5.



Σχήμα 4.3: Παραμορφωμένος φορέα υπό την επίδραση του συνδυασμού φόρτισης DSTL3



Σχήμα 4.4: Παραμορφωμένος φορέα υπό την επίδραση του συνδυασμού φόρτισης DSTL3



Σχήμα 4.5: Κάτοψη φορέα με τις γωνίες A,B, Γ^* , Δ^*

Πίνακας 3.5: Υπολογισμός μετακινήσεων στη διεύθυνση των πλαισίων ροής, υπό το συνδυασμό φόρτισης DSTL3

| ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ: DSTL3 (1,0*g + 0,3qcars+0,3qur+1,0*eqx) | | | | | | | | | |
|--|---------------------|--------|--------|--------|-------|---------------------|--------|--------|--------|
| ΟΡΟΦΟΣ | ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ-ΕΛΑΦΟΣ | | | | ΔH(m) | ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ-ΕΛΑΦΟΣ | | | |
| | de_x(m) | | | | | ds_x(m)=q*de_x | | | |
| | A* | B | Γ | Δ* | | A* | B | Γ | Δ* |
| 1 | 0,001 | 0,0012 | 0,001 | 0,0012 | 1,74 | 0,004 | 0,0048 | 0,004 | 0,0048 |
| 2 | 0,0051 | 0,0061 | 0,0051 | 0,0061 | 3,65 | 0,0204 | 0,0244 | 0,0204 | 0,0244 |
| 3 | 0,0087 | 0,0107 | 0,0088 | 0,0107 | 3,3 | 0,0348 | 0,0428 | 0,0352 | 0,0428 |
| 4 | 0,0123 | 0,015 | 0,0124 | 0,015 | 3,3 | 0,0492 | 0,06 | 0,0496 | 0,06 |
| 5 | 0,0157 | 0,0189 | 0,0157 | 0,0189 | 3,3 | 0,0628 | 0,0756 | 0,0628 | 0,0756 |
| 6 | 0,019 | 0,0222 | 0,019 | 0,0222 | 3,3 | 0,076 | 0,0888 | 0,076 | 0,0888 |
| 7 | 0,0218 | 0,0249 | 0,0218 | 0,0249 | 3,3 | 0,0872 | 0,0996 | 0,0872 | 0,0996 |
| 8 | 0,024 | 0,0271 | 0,024 | 0,0271 | 3,3 | 0,096 | 0,1084 | 0,096 | 0,1084 |
| 9 | 0,0257 | 0,0287 | 0,0257 | 0,0288 | 3,3 | 0,1028 | 0,1148 | 0,1028 | 0,1152 |
| 10 | 0,027 | 0,0298 | 0,0268 | 0,0297 | 3,3 | 0,108 | 0,1192 | 0,1072 | 0,1188 |

Πίνακας 3.6: Υπολογισμός συντελεστή ευαισθησίας (1/(1-θ))

| ΟΡΟΦΟΣ | Vxtot(kN) | Ptot(kN) | average | dr(m) | θ | συντελεστής |
|--------|-----------|----------|---------|--------|----------|-------------|
| 1 | 2545 | 66987 | 0,0044 | 0,0044 | 0,066559 | |
| 2 | 2259 | 59724 | 0,0224 | 0,018 | 0,13038 | 1,149928079 |
| 3 | 1856 | 56724 | 0,0389 | 0,0165 | 0,152813 | 1,180376245 |
| 4 | 1686 | 45830 | 0,0547 | 0,0158 | 0,130147 | 1,149620037 |
| 5 | 1458 | 36724 | 0,0692 | 0,0145 | 0,110674 | 1,124447347 |
| 6 | 1221 | 27945 | 0,0824 | 0,0132 | 0,091548 | |
| 7 | 976 | 18550 | 0,0934 | 0,011 | 0,063354 | |
| 8 | 725 | 12087 | 0,1022 | 0,0088 | 0,044458 | |
| 9 | 486 | 8050 | 0,1089 | 0,0067 | 0,03363 | |
| 10 | 230 | 3023 | 0,1133 | 0,0044 | 0,017525 | |

5.3 Ικανοτικός Σχεδιασμός

5.3.1 Εισαγωγή

Ο Ικανοτικός σχεδιασμός, συμβάλει στην αποφυγή ψαθυρών μορφών αστοχίας που θα αποφέρει την απότομη αστοχία της κατασκευής. Κατ' αρχάς κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, πιθανολογικά περιμένουμε να συμβεί ένας συνδυασμός φόρτισης ίσος με το συνδυασμό εξωτερικών δράσεων σχεδιασμού. Εάν συμβεί ο συνδυασμός σχεδιασμού, τότε τα δομικά μέλη της κατασκευής θα διαρρεύσουν, άρα θα λειτουργούν πλαστικά. Ο Ικανοτικός σχεδιασμός λοιπόν, 'καθοδηγεί' την πορεία για το ποια μέλη θα διαρρεύσουν πρώτα, και σε ποιες θέσεις. Πιο συγκεκριμένα ο Ικανοτικός σχεδιασμός αποτρέπει τη δημιουργία μαλακού ορόφου και οποιαδήποτε ψαθυρής μορφής αστοχίας, επιδιώκοντας τον έλεγχο της μετελαστικής σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

5.3.2 Αποφυγή μαλακού ορόφου

Για την αποφυγή δημιουργίας μαλακού ορόφου, πρέπει να δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα της δοκού. Για να το διασφαλίσουμε αυτό, σύμφωνα με τον Ικανοτικό έλεγχο, πρέπει να εξασφαλίζεται η ακόλουθη σχέση σε όλους τους κόμβους των κύριων υποστυλωμάτων με τους δοκούς. Η σχέση εξασφαλίζει, ότι το υποστύλωμα σχεδιάζεται με βάση την πλαστική ροπή αντοχής της δοκού. Συνοπτικά και αναγκαστικά, πρώτα θα δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στο άκρο της δοκού και ύστερα στο υποστύλωμα αποφεύγοντας έτσι τη δημιουργία μαλακού ορόφου. Στον Πίνακα 3.7 παρουσιάζεται ο ικανοτικός έλεγχος των κόμβων.

$$\sum MRc \geq 1.3 \sum MRb$$

όπου,

$\sum MRc$: το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο

$\sum MRb$: το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο

Πίνακας 3.7: Ικανοτικός έλεγχος στους κόμβους πλαισίων

| ΜΕΛΟΣ | ΔΙΑΤΟΜΗ | $M_{pl,rd}$ | SUM | ΕΛΕΓΧΟΣ |
|--------------|---------|-------------|------|----------|
| column, down | HEB700 | 2289 | 4578 | Επάρκεια |
| column, up | HEB700 | 2289 | | |
| beam, left | HEB500 | 1324 | 2648 | |
| beam, right | HEB500 | 1324 | | |
| column, down | HEB500 | 1324 | 2648 | Επάρκεια |
| column, up | HEB500 | 1324 | | |
| beam, left | HEB400 | 888 | 1776 | |
| beam, right | HEB400 | 888 | | |

5.3.3 Έλεγχος δοκών

Κατά το σχεδιασμό των δοκών με βάση τον Ικανοτικό έλεγχο, θέλουμε να αποφύγουμε την αστοχία έναντι διάτμησης. Η αστοχία έναντι διατμήσεως είναι ψαθυρής μορφής και δεν είναι επιθυμητή. Για να το πετύχουμε αυτό, διαστασιολογούμε με βάση την ικανοτική τιμή της τέμνουσας. Η ικανοτική τιμή της τέμνουσας προκύπτει από την εξίσωση ισορροπίας που εμπεριέχει την ροπή αντοχής της διατομής και όχι τη ροπή που προκύπτει από τα εξωτερικά φορτία. Αυτόματα, εξασφαλίζουμε τη διατομή της δοκού να αστοχήσει πρώτα σε ροπή δημιουργώντας μία πλαστική μορφή αστοχίας. Με τον Ικανοτικό σχεδιασμό, εξασφαλίζεται η ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή και επαρκής πλαστιμότητα στροφής στις θέσεις πλαστικών αρθρώσεων στη δοκό. Σύμφωνα με τον Ικανοτικό σχεδιασμό ο υπολογισμός της τέμνουσας δύναμης στις κύριες δοκούς που παραλαμβάνουν σεισμικές φορτίσεις, προκύπτει από την ισορροπία. Για να ισχύει όμως αυτό πρέπει να ικανοποιηθούν οι ακόλουθες συνθήκες. Στο Σχήμα 4.6 φαίνεται ένα παράδειγμα ισορροπίας της δοκού.

- α) του εγκάρσιου κατακόρυφου φορτίου τη στιγμή που ασκείται ο σεισμός σχεδιασμού
- β) τις ροπές άκρων Mid, που αντιστοιχούν σε σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων για θετικές και αρνητικές διευθύνσεις της σεισμικής φόρτισης.

$$M_{plRd} \geq M_{ed}$$

$$V_{plRd} * 0,5 \geq V_{ed,G} + V_{ed,M}$$

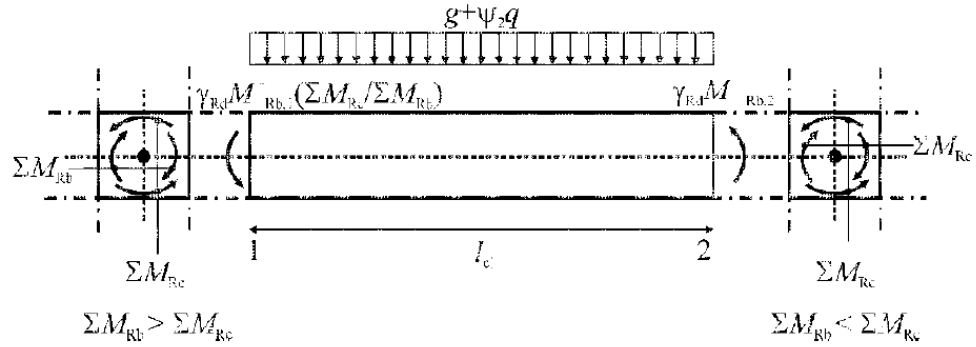
$$0,15 * N_{pl,Rd} \geq N_{ed}$$

όπου,

VedG Τέμνουσα σχεδιασμού η οποία προκύπτει από τα εγκάρσια κατακόρυφα φορτία κινητά και μόνιμα ($G + 0,3Q$) κατά τη σεισμική φόρτιση του σεισμού σχεδιασμού

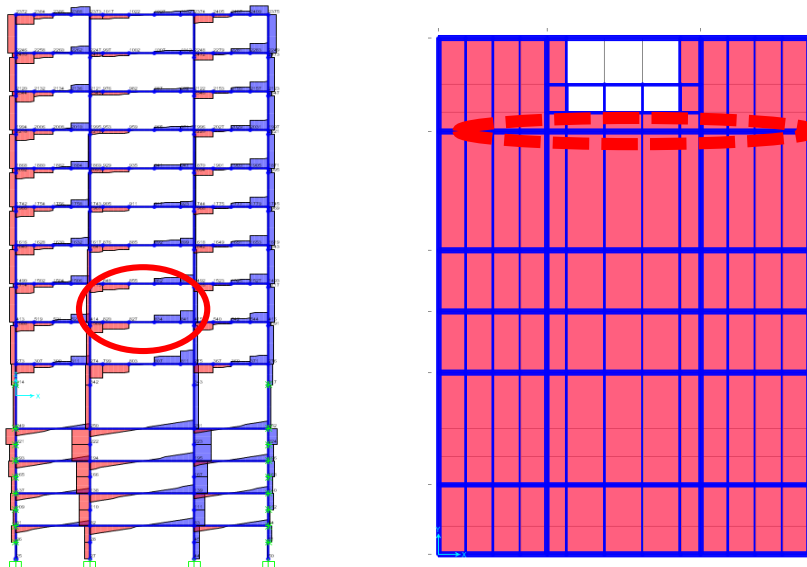
VedM Τέμνουσα σχεδιασμού η οποία προκύπτει λόγω της εφαρμογής με αντίθετη φορά των πλαστικών ροπών αντοχής των διατομών στα άκρα της δοκού

VplRd Πλαστική αντοχή σε τέμνουσα της διατομής της δοκού

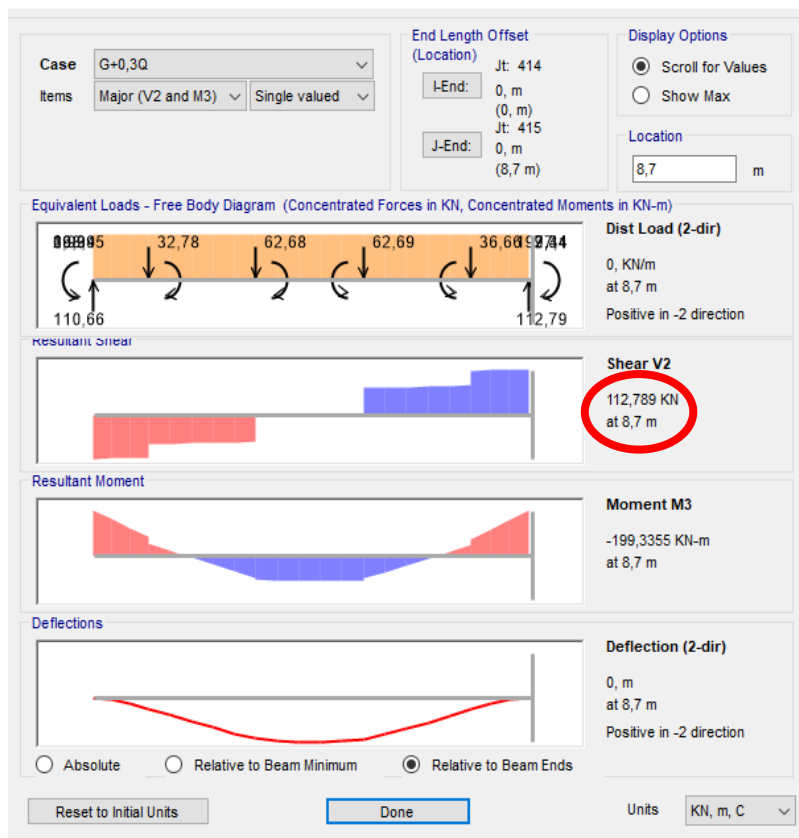


Σχήμα 4.6: Ισοροπία δοκού υπό ικανοτικές φορτίσεις

Σε αρχείο Excel, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.8 έχει εξεταστεί η δυσμενέστερη δοκός εάν εξασφαλίζεται ο Ικανοτικός έλεγχος. Η ανάλυση για τον Ικανοτικό έλεγχο θα προκύψει από το συνδυασμό φόρτισης DSTL3, που συμπεριλαμβάνει σεισμικά φορτία στη διεύθυνση των πλαισίων ροπής. Εύρεση VedG, που είναι η τέμνουσα που προκύπτει από τα εγκάρσια κατακόρυφα φορτία τη στιγμή που ασκείται η σεισμική φόρτιση σχεδιασμού. Στο Σχήμα 4.7 παρουσιάζεται το πλαίσιο που θα εξεταστεί σε ικανοτικό έλεγχο. Ο συνδυασμός φόρτισης τη στιγμή που ασκείται ο σεισμός σχεδιασμού ως προς τη διεύθυνση των πλαισίων ροπής είναι DSTL3. Άρα τα κατακόρυφα εγκάρσια φορτία στην εξεταζόμενη δοκό είναι $g+0,3q$, από τα οποία προκύπτει η VedG. Στο λογισμικό SAP δημιουργείται ένας νέος συνδυασμός φόρτισης $G+0,3Q$, ο οποίος συμπεριλαμβάνει μόνο τα μόνιμα φορτία και τα κινητά επί το μειωτικό συντελεστή 0,3.



Σχήμα 4.7: Επιλογή δοκού που θα εξεταστεί ικανοτικά



Σχήμα 4.8: Εντατικά μεγέθη της δοκού που επιλέχθηκε στο Σχήμα 4.7 υπό το συνδυασμό φόρτισης $G + 0,3 Q$.

Πίνακας 3.8: Ικανοτικός έλεγχος δοκού αρ.686

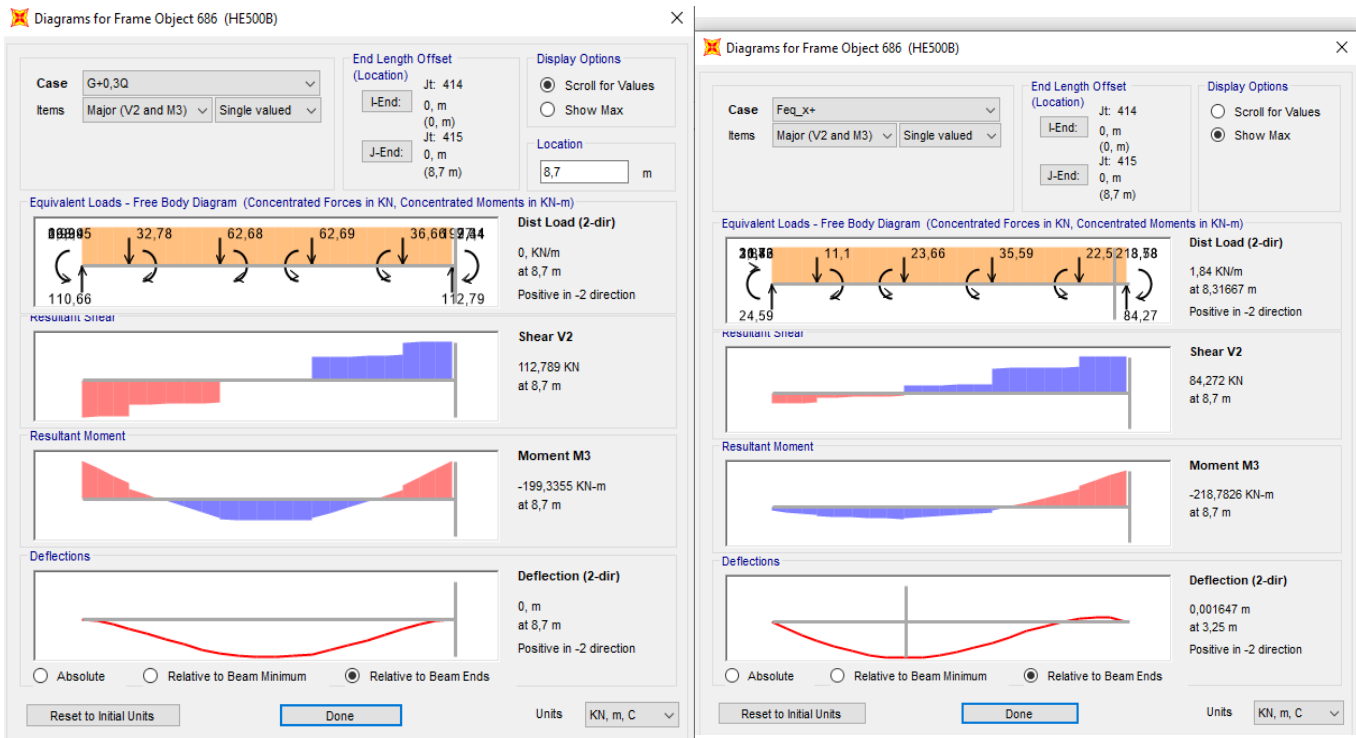
| | |
|---|-------------|
| ΔΙΑΤΟΜΗ | HEB500 |
| A(m ²) | 0,0239 |
| f _y (kPa) | 275000 |
| N _{pl,Rd} | 6572,5 |
| 15%N _{pl,Rd} | 985,875 |
| N _{ed} (kN) | -13 |
| M _{pl,rd} (kNm) | 1324 |
| L(m) | 8,7 |
| V _{edM} (kN) | 304,3678161 |
| V _{pl,Rd} (kN) | 1437 |
| V _{ed,G+V_{edM}} | 437,7503318 |
| V _{pl,Rd} /(2*(V _{edG} +V _{edM})) | 0,304627927 |

Ικανοποιείται ο έλεγχος τέμνουσας. Επειδή η δρώσα τέμνουσα δεν ξεπερνά το 50% της αντοχής της διατομής σε τέμνουσα δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψιν η αλληλεπίδραση κάμψης τέμνουσας.

Ενδεικτικά, θα παρουσιαστεί για την ίδια δοκό με αριθμό 686, ο έλεγχος μέλους που είναι σαφώς δυσμενέστερος από τον έλεγχο διατομής. Όσον αφορά το σχεδιασμό δοκού σε ένα πλαίσιο ροπής, γίνεται η παραδοχή ότι σχηματίζεται πλαστική άρθρωση στο ένα από τα δύο άκρα. Η διατομή για να μπορέσει να αναπτύξει επαρκή αντοχή και στροφική ικανότητα πρέπει να είναι κατηγορίας 1. Στον Πίνακα 3.9 εξετάζεται η κατηγορία της διατομής. Η δοκός στο πάνω μέρος συνδέεται με την πλάκα σκυροδέματος, η οποία προσφέρει διαφραγματική λειτουργία. Εξαιτίας της διαφραγματικής λειτουργίας η δοκός δεν παραλαμβάνει αξονική. Το πάνω μέρος της δοκού εφελκύεται, επομένως αυτόματα είναι κατηγορίας 1. Στον Πίνακα 4.0 προσδιορίζεται ο επαυξητικός συντελεστής εντατικών μεγεθών που προκύπτουν από το σεισμό μέχρι να εμφανιστεί πλαστική άρθρωση στο ένα εκ των δύο άκρων. Στο Σχήμα 4.9 παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν στη δοκό 686, από τους συνδυασμούς φόρτισης $G + 0,3Q$, και $F_{eq,x}$. Τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό φόρτισης προσαυξάνονται με το συντελεστή $1/(1-\theta)$, λαμβάνοντας υπόψιν τις επιρροές 2ας τάξης.

Πίνακας 3.9: Κατηγορία διατομής δοκού αρ.686

| ΕΞΕΤΑΖΟΜΕΝΗ ΔΟΚΟΣ | ΑΡ. ΜΕΛΟΥΣ |
|----------------------|---------------------|
| | 686 |
| B | πλάτος πέλματος |
| h-2c | καθαρό ύψος κορμού |
| Tf | πλάτος πέλματος |
| Tw | πλάτος κορμού |
| R | ακτίνα καμπυλότητας |
| Κατηγορία Διατομής | |
| b (mm) | 300 |
| h-2c (mm) | 390 |
| tf (mm) | 28 |
| tw (mm) | 14,5 |
| r (mm) | 27 |
| fy (Mpa) | 275 |
| E | 0,924416278 |
| (h-2c)/tw | 26,89655172 |
| 72ε | 66,557972 |
| Κατηγορία κορμού 1 | |
| (b/2-2r-tw)/tf | 2,910714286 |
| 9ε | 8,3197465 |
| Κατηγορία Πέλματος 1 | |



Σχήμα 4.9: Διαγράμματα ροπής και τέμνουσας για την εξεταζόμενη δοκό με αρ. 686. Αριστερά είναι τα διαγράμματα υπό το συνδυασμό φόρτισης G+0,3Q, ενώ δεξιά είναι τα διαγράμματα υπό τη σεισμική διέγερση στο x άξονα.

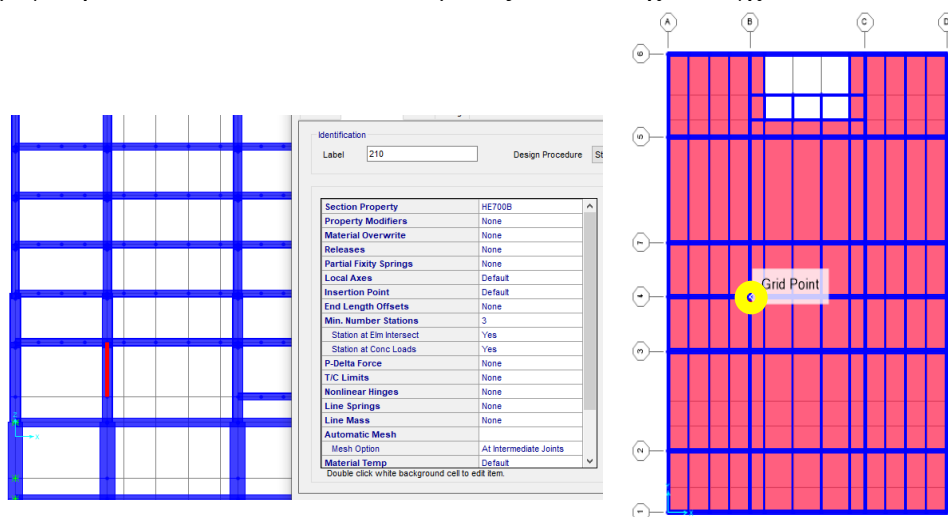
Πίνακας 4.0: Προσδιορισμός συντελεστή ν, μέχρι να εμφανιστεί πλαστική άρθρωση

| | |
|---------------------|---|
| ν | προσαυξητικός συντελεστής εντατικών μεγεθών εξαιτίας σεισμού μέχρι να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στο ένα από τα δύο άκρα της δοκού |
| A | αριστερό άκρο της δοκού |
| B | δεξιό άκρο της δοκού |
| $M_{,A}(G+0,3*Q)$ | ροπή στο αριστερό άκρο της δοκού εξαιτίας μόνιμων και κινητών φορτίων |
| $M_{,B}(G+0,3*Q)$ | ροπή στο δεξιό άκρο της δοκού εξαιτίας μόνιμων και κινητών φορτίων |
| $M_{,A}(+Eq_x)$ | ροπή στο αριστερό άκρο της δοκού εξαιτίας σεισμικής φόρτισης κατά x διεύθυνση με θετική φορά |
| $M_{,B}(+Eq_x)$ | ροπή στο δεξιό άκρο της δοκού εξαιτίας σεισμικής φόρτισης κατά x διεύθυνση με θετική φορά |
| $M_{,A}(-Eq_x)$ | ροπή στο αριστερό άκρο της δοκού εξαιτίας σεισμικής φόρτισης κατά x διεύθυνση με αρνητική φορά |
| $M_{,B}(-Eq_x)$ | ροπή στο δεξιό άκρο της δοκού εξαιτίας σεισμικής φόρτισης κατά x διεύθυνση με αρνητική φορά |
| M_{pl}, R_d (kNm) | πλαστική ροπή αντοχής της διατομής |
| | kNm |
| $M_{,A}(G+0,3*Q)$ | -199 |
| $M_{,B}(G+0,3*Q)$ | -199 |
| $M_{,A}(+Eq_x)$ | 26,4 |
| $M_{,B}(+Eq_x)$ | -219 |
| $1/(1-\theta)$ | 1,180376245 |
| $M_{,A}(+Eq_x)$ | 31,16 |
| $M_{,B}(+Eq_x)$ | -258,50 |
| M_{pl}, R_d (kNm) | -1324 |
| ν_B | 5,136986301 513,70% |

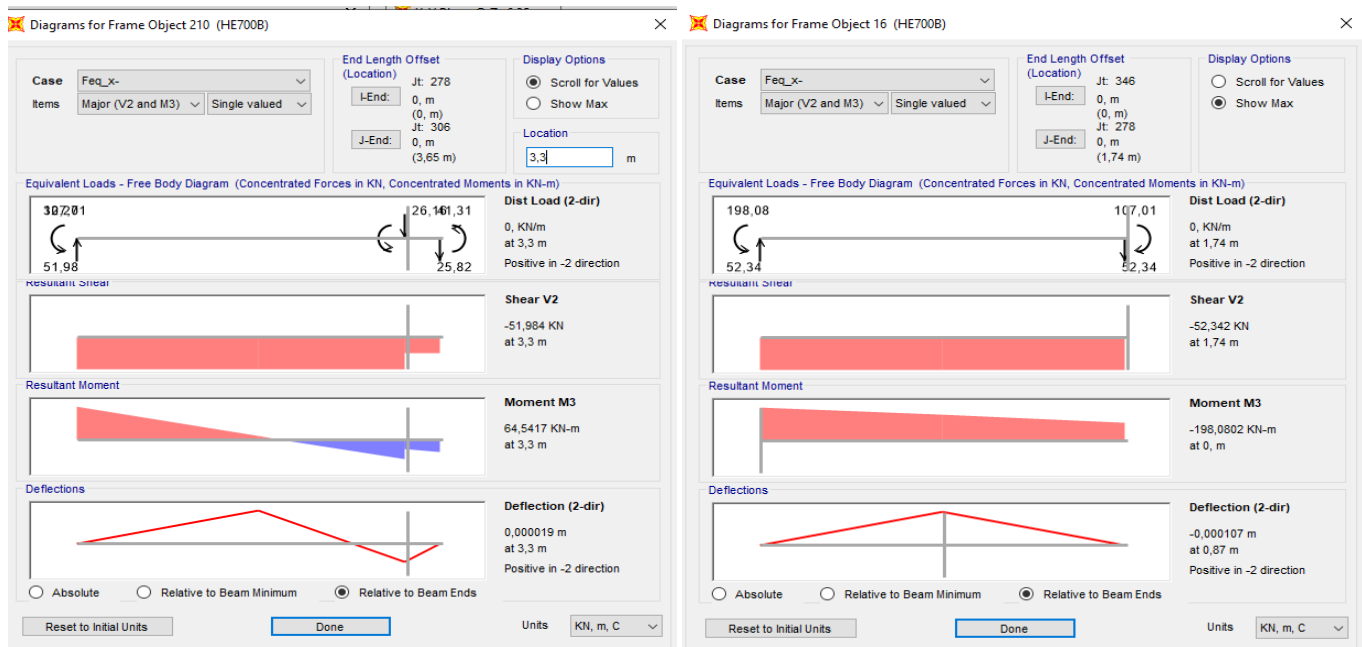
5.3.4 Έλεγχος υποστυλωμάτων

Όπως έχει ήδη προαναφερθεί, σύμφωνα με τον ικανοτικό σχεδιασμό, κύριος στόχος είναι η αποφυγή μαλακού ορόφου. Αυτό έχει ως συνέπεια στη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων πρώτα στη δοκό και ύστερα στο υποστύλωμα. Επομένως για να εξασφαλίσουμε την απαίτηση του σχεδιασμού, πρέπει να διαστασιολογούμε κατάλληλα το υποστύλωμα. Η κατάλληλη διαστασιολόγηση, συμπεριλαμβάνει τα μόνιμα και κινητά φορτία σε συνδυασμό με ένα κατάλληλα προσαυξημένο σεισμό. Ο σεισμός προσαυξάνεται κατά $(1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega) \cdot 1 / (1 - \theta)$, όπου συμπεριλαμβάνει την υπεραντοχή των δοκών, τον προσαυξητικό συντελεστή επιρροής φαινομένων 2ας τάξης, καθώς επίσης και τον προσαυξητικό συντελεστή $1,1 \cdot \gamma$. Συνοπτικά η συγκεκριμένη αύξηση των εντατικών μεγεθών εξαιτίας σεισμού, θα μας εξασφαλίσει την υπεραντοχή των υποστυλωμάτων, επομένως μας αποτρέπει πιθανή δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο υποστύλωμα σε σχέση με τη δοκό. Στον Πίνακα 4.1, 4.4, 4.5, 4.6, 4.7 παρουσιάζεται ο έλεγχος των υποστυλωμάτων με βάση τα προσαυξημένα φορτία σεισμού, στους ορόφους 1,2,3,4.

Εξαιρέση αποτελούν τα υποστυλώματα του ισόγειου που είναι και τα κρισιμότερα, τα οποία διαστασιολογούνται με προσαυξημένα εντατικά μεγέθη τέτοια έτσι ώστε να δημιουργούν πλαστική άρθρωση στη βάση. Στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζεται δειγματοληπτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων στο ισόγειο. Ο προσαυξητικός συντελεστής προκύπτει από το λόγο της διαφοράς της πλαστικής ροπής αντοχής της διατομής του υποστυλώματος με τη δρώσα ροπή από τα μόνιμα και κινητά φορτία, ως προς τη δρώσα ροπή που προκύπτει από τα φορτία σεισμού. Με βάση τον προσαυξητικό συντελεστή, πολλαπλασιάζουμε τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το σεισμικό συνδυασμό και εξετάζουμε την επάρκεια των μελών. Στο Σχήμα 5.0 παρουσιάζεται το υποστύλωμα που έχει ελεγχθεί προς εξέταση. Στο Σχήματα 5.1 παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη του ενδεικτικού υποστυλώματος 210 που έχει ελεγχθεί.



Σχήμα 5.0: Επιλογή υποστυλώματος προς εξέταση ικανοτικού ελέγχου



Σχήμα 5.1: Διαγράμματα ροπών τεμνουσών του επιλεγμένου υποστυλώματος υπό σεισμική φόρτιση κατά τη διεύθυνση x.

Πίνακας 4.1: Ικανοτικός έλεγχος υποστυλώματος με αρ. 210

ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ ΣΤΟΝ ΠΡΩΤΟ ΟΡΟΦΟ

Στον πρώτο όροφο, δηλαδή στο ισόγειο, σε αντίθεση με τους υπόλοιπους ορόφους τα σεισμικά εντατικά μεγέθη προσαυξάνονται μέχρι να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στα υποστυλώματα.

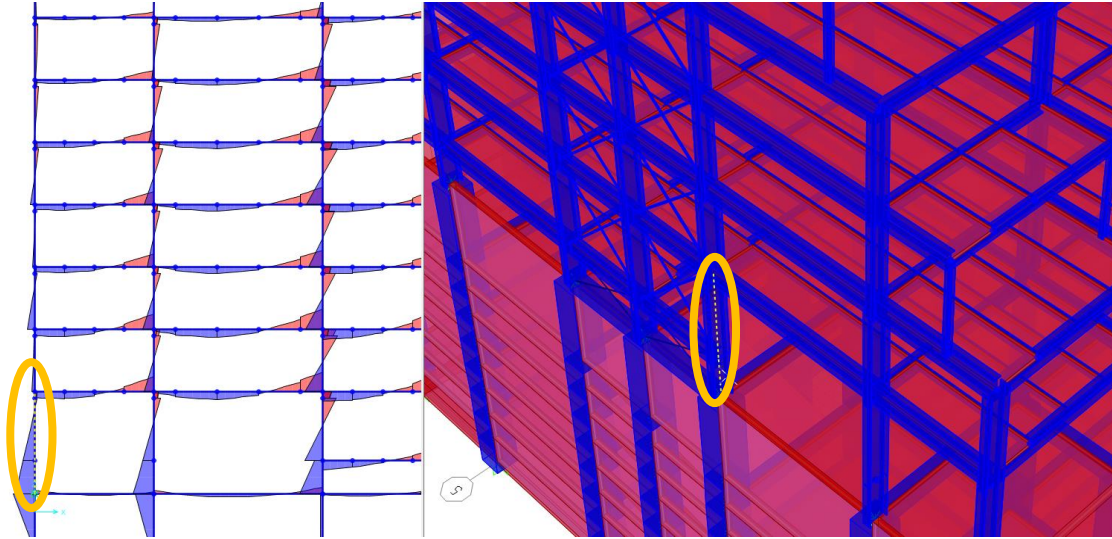
Εξεταζόμενο υποστυλώμα

| | |
|---------------------|---|
| Αρ. Υποστ. | 210 |
| Διατομή | HEB700 |
| ν | προσαυξητικός συντελεστής εντατικών μεγεθών εξαιτίας σεισμού μέχρι να δημιουργηθεί πλαστική άρθρωση στο ένα από τα δύο άκρα της δοκού |
| A | άνω άκρο της υποστυλώματος |
| B | κάτω άκρο της υποστυλώματος |
| $M_{A(G+0,3*Q)}$ | ροπή στο αριστερό άκρο της δοκού εξαιτίας μόνιμων και κινητών φορτίων |
| $M_{B(G+0,3*Q)}$ | ροπή στο δεξί άκρο της δοκού εξαιτίας μόνιμων και κινητών φορτίων |
| $M_{A(+Eq_x)}$ | ροπή στο άνω άκρο του υποστυλώματος εξαιτίας σεισμικής φόρτισης κατά x διεύθυνση με θετική φορά |
| $M_{B(+Eq_x)}$ | ροπή στο κάτω άκρο του υποστυλώματος εξαιτίας σεισμικής φόρτισης κατά x διεύθυνση με θετική φορά |
| $M_{A(-Eq_x)}$ | ροπή στο άνω άκρο του υποστυλώματος εξαιτίας σεισμικής φόρτισης κατά x διεύθυνση με αρνητική φορά |
| $M_{B(-Eq_x)}$ | ροπή στο κάτω άκρο του υποστυλώματος εξαιτίας σεισμικής φόρτισης κατά x διεύθυνση με αρνητική φορά |
| M_{pl}, R_d (kNm) | πλαστική ροπή αντοχής της διατομής |

| | |
|-----------------|-------------|
| | kNm |
| M,A(G+0,3*Q) | 57 |
| M,B(G+0,3*Q) | -46 |
| M,A(+Eqx) | -64 |
| M,B(+Eqx) | 198 |
| M,A(-Eqx) | 64 |
| M,B(-Eqx) | -198 |
| Mpl, Rd (kNm) | -2289 |
| vB | 11,32828283 |
| V(G+0,3*Q) (kN) | -20,4 |
| V(-Eqx) (kN) | -52,3 |
| Vtot (kN) | -612,869192 |
| M,A(-Eqx) | 725,010101 |
| M,B(-Eqx) | -2243 |
| ΣM,A(-Eqx) | 782,010101 |
| ΣM,B(-Eqx) | -2289 |
| Vpl, Rd (kN) | 2170 |
| Npl,Rd (kN) | 8415 |
| Επάρκεια μέλους | |

Πίνακας 4.2: Ικανοτικός έλεγχος υποστυλώματος 96

| | |
|-------------------------|-------------|
| Εξεταζόμενο υποστυλώωμα | |
| Αρ. Υποστ. | 96 |
| Διατομή | HEB700 |
| | kNm |
| M,A(G+0,3*Q) | 60 |
| M,B(G+0,3*Q) | -44 |
| M,A(+Eqx) | -22 |
| M,B(+Eqx) | 167 |
| M,A(-Eqx) | 22 |
| M,B(-Eqx) | -167 |
| Mpl, Rd (kNm) | -2289 |
| vB | 13,44311377 |
| V(G+0,3*Q) (kN) | -21 |
| V(-Eqx) (kN) | -37 |
| Vtot (kN) | -518,39521 |
| M,A(-Eqx) | 295,748503 |
| M,B(-Eqx) | -2245 |
| N(G+0,3Q) | 1146 |
| N(Eqx) | 270 |
| ΣNtot (kN) | 4775,640719 |
| ΣM,A(-Eqx) | 355,748503 |
| ΣM,B(-Eqx) | -2289 |
| Vpl, Rd (kN) | 2170 |
| Npl,Rd (kN) | 8415 |
| Επάρκεια μέλους | |



Σχήμα 5.2: Υπόδειξη εξεταστέου υποστυλώματος

Πίνακας 4.3 : Ικανοτικός έλεγχος υποστυλώματος 424

| Εξεταζόμενο υποστυλώμα | |
|------------------------|-------------|
| Αρ. Υποστ. | 424 |
| Διατομή | HEB700 |
| | kNm |
| M,A(G+0,3*Q) | -15 |
| M,B(G+0,3*Q) | -2 |
| M,A(+Eqx) | -76 |
| M,B(+Eqx) | 163 |
| M,A(-Eqx) | |
| M,B(-Eqx) | |
| Mpl, Rd (kNm) | 2289 |
| vB | 14,05521472 |
| V(G+0,3*Q) (kN) | 2,5 |
| V(-Eqx) (kN) | 48 |
| Vtot (kN) | 677,1503067 |
| M,A(+Eqx) | -1068,19632 |
| M,B(+Eqx) | 2291 |
| N(G+0,3Q) | 378 |
| N(Eqx) | 157 |
| ΣNtot (kN) | 2584,668712 |
| ΣM,A(-Eqx) | -1083,19632 |
| ΣM,B(-Eqx) | 2289 |
| Vpl, Rd (kN) | 2170 |
| Npl,Rd (kN) | 8415 |

Πίνακας 4.4 : Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων 1^{ου} ορόφου. Προσαύξηση σεισμικών εντατικών μεγεθών κατά $1,1*\gamma*\Omega*(1/(1-\theta))$

| 1ος ΟΡΟΦΟΣ - Ισόγειο | | | | | | |
|-----------------------------|---------|--------|--------|-------|-------|-------|
| $\Omega_{max}/\Omega_{min}$ | 1,44 | | | | | |
| ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ | ΔΙΑΤΟΜΗ | Npl,rd | Vpl,Rd | Ned,G | Ved,G | Med,G |
| 440 | HEB700 | 8415 | 2170 | 1568 | 55 | 105 |
| 441 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2446 | 47 | 78 |
| 444 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2458 | 46 | 78 |
| 445 | HEB700 | 8415 | 2170 | 1777 | 54 | 90 |
| 388 | HEB700 | 8415 | 2170 | 840 | 21 | 37 |
| 391 | HEB700 | 8415 | 2170 | 1073 | 7 | 18 |
| 278 | HEB700 | 8415 | 2170 | 1522 | 53 | 88 |
| 281 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2694 | 48 | 80 |
| 282 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2693 | 46 | 77 |
| 283 | HEB700 | 8415 | 2170 | 1530 | 52 | 87 |

| $1/(1-\theta)$ (προσαυξητικός συντελεστής) | Nd,e' | Vd,e' | Md,e' | Ned | Ved | Med |
|--|---------|--------|---------|----------|----------|----------|
| 1,15 | 517,5 | 45,103 | 78,3265 | 2592,65 | 144,3039 | 260,0865 |
| | 1317,9 | 118,45 | 236,9 | 5055,442 | 281,531 | 547,062 |
| | 1409,9 | 172,5 | 328,9 | 5249,602 | 387,55 | 729,222 |
| | 1431,75 | 121,9 | 231,15 | 4611,865 | 295,362 | 547,677 |
| | 63,25 | 90,85 | 187,45 | 965,235 | 200,883 | 408,151 |
| | 696,9 | 3,45 | 9,2 | 2452,862 | 13,831 | 36,216 |
| | 539,35 | 55,2 | 123,05 | 2589,913 | 162,296 | 331,639 |
| | 1587 | 96,6 | 182,85 | 5836,26 | 239,268 | 442,043 |
| | 1324,8 | 147,2 | 264,5 | 5316,104 | 337,456 | 600,71 |
| | 1166,1 | 112,7 | 213,9 | 3838,878 | 275,146 | 510,522 |

| γ | Mpl,Rd,i | Med,i | Ω | Ω' | Nd,e | Vd,e | Md,e |
|----------|----------|-------|-------------|-----------|------|-------|-------|
| 1,25 | 2289 | 319 | 7,175548589 | 1,44 | 450 | 39,22 | 68,11 |
| 1,25 | 2289 | 296 | 7,733108108 | 1,44 | 1146 | 103 | 206 |
| 1,25 | 2289 | 375 | 6,104 | 1,44 | 1226 | 150 | 286 |
| 1,25 | 2289 | 319 | 7,175548589 | 1,44 | 1245 | 106 | 201 |
| 1,25 | 2289 | 206 | 11,11165049 | 1,44 | 55 | 79 | 163 |
| 1,25 | 2289 | 250 | 9,156 | 1,44 | 606 | 3 | 8 |
| 1,25 | 2289 | 273 | 8,384615385 | 1,44 | 469 | 48 | 107 |
| 1,25 | 2289 | 249 | 9,192771084 | 1,44 | 1380 | 84 | 159 |
| 1,25 | 2289 | 323 | 7,086687307 | 1,44 | 1152 | 128 | 230 |
| 1,25 | 2289 | 291 | 7,865979381 | 1,44 | 1014 | 98 | 186 |

(συνέχεια Πίνακα 4.4)

| | Mpl,rd' | ΕΛΕΓΧΟΙ | | |
|----------------------|----------|----------|-----------|----------|
| | | ΑΞΟΝΙΚΗΣ | ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ | ΡΟΠΗΣ |
| Μείωση Mpl,rd | 2071,717 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Μείωση Mpl,rd | 1462,856 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Μείωση Mpl,rd | 1398,179 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Μείωση Mpl,rd | 1601,471 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Μείωση Mpl,rd | 2094,516 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Μείωση Mpl,rd | 2072,176 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Μείωση Mpl,rd | 1187,951 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Μείωση Mpl,rd | 1375,466 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| Μείωση Mpl,rd | 1812,628 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |

Πίνακας 4.5 : Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων 2^{ου} ορόφου. Προσαύξηση σεισμικών εντατικών μεγεθών κατά $1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega \cdot (1/(1-\theta))$

| 2ος ΟΡΟΦΟΣ | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|
| $G + 0,3 \cdot Q + 1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega \cdot (1/(1-\theta)) \cdot F_{eq,x}$ | | | | |
| | | Npl,Rd | Vpl,Rd | Mpl,Rd |
| 1747 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1748 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1749 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1750 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1739 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1740 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1741 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1742 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1751 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1752 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1753 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1754 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1743 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1744 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1745 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1746 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1727 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1728 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1729 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1730 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1731 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1732 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1733 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |
| 1734 | HEB700 | 8415 | 2170 | 2289 |

(συνέχεια Πίνακα 4.5)

| Ned tot | Ved tot | Med tot | | Mpl,rd' | ΑΞΟΝΙΚΗΣ | ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ | ΡΟΠΗΣ |
|---------|---------|---------|----------------------|----------|----------|-----------|----------|
| 1526 | 34 | 45 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3673 | 112 | 59 | Μείωση Mpl,rd | 1852,907 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3394 | 259 | 419 | Μείωση Mpl,rd | 1916,642 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2564 | 179 | 298 | Μείωση Mpl,rd | 2076,493 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1680 | 41 | 29 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3849 | 87 | 148 | Μείωση Mpl,rd | 1810,113 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3535 | 257 | 408 | Μείωση Mpl,rd | 1885,06 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2668 | 188 | 283 | Μείωση Mpl,rd | 2058,904 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2231 | 27 | 25 | Μείωση Mpl,rd | 2128,107 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 4975 | 90 | 157 | Μείωση Mpl,rd | 1488,938 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 4655 | 309 | 484 | Μείωση Mpl,rd | 1588,55 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3242 | 244 | 368 | Μείωση Mpl,rd | 1949,247 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2517 | 31 | 57 | Μείωση Mpl,rd | 2084,212 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 4111 | 164 | 260 | Μείωση Mpl,rd | 1742,698 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 4358 | 318 | 509 | Μείωση Mpl,rd | 1675,08 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3752 | 282 | 431 | Μείωση Mpl,rd | 1833,946 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 937 | 105 | 173 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2000 | 262 | 418 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1915 | 227 | 364 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2094 | 205 | 316 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 128 | 41 | 76 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 458 | 89 | 183 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 404 | 181 | 356 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 240 | 123 | 260 | Δε χρειάζεται μείωση | 2289 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |

Πίνακας 4.6 : Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων 3^{ου} ορόφου. Προσαύξηση σεισμικών εντατικών μεγεθών κατά $1,1*\gamma*\Omega*(1/(1-\theta))$

| 3ος ΟΡΟΦΟΣ | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|
| $G + 0,3*Q + 1,1*\gamma*\Omega*(1/(1-\theta))*F_{eq,x}$ | | | | |
| | | Npl,Rd | Vpl,Rd | Mpl,Rd |
| 1868 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1869 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1870 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1871 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1876 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1877 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1878 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1879 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1880 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1881 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1882 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1883 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1884 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1885 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1886 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1887 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1888 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1889 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1890 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1891 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1892 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1893 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1894 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 1895 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |

| Ned tot | Ved tot | Med tot | | Mpl,rd' | ΑΞΟΝΙΚΗΣ | ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ | ΡΟΠΗΣ |
|---------|---------|---------|----------------------|----------|----------|-----------|----------|
| 903 | 88 | 136 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1775 | 250 | 368 | Μείωση Mpl,rd | 1227,419 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1742 | 220 | 327 | Μείωση Mpl,rd | 1230,977 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1873 | 169 | 260 | Μείωση Mpl,rd | 1216,46 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 533 | 26 | 55 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1528 | 102 | 173 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1410 | 268 | 429 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 847 | 184 | 287 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1560 | 32 | 55 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3504 | 118 | 186 | Μείωση Mpl,rd | 947,6247 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3251 | 277 | 424 | Μείωση Mpl,rd | 1000,014 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2424 | 180 | 266 | Μείωση Mpl,rd | 1143,882 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2345 | 26 | 38 | Μείωση Mpl,rd | 1155,431 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3617 | 180 | 268 | Μείωση Mpl,rd | 922,958 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3836 | 290 | 443 | Μείωση Mpl,rd | 872,9236 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3400 | 231 | 351 | Μείωση Mpl,rd | 969,6351 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1353 | 17 | 36 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3181 | 103 | 165 | Μείωση Mpl,rd | 1013,815 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2956 | 286 | 441 | Μείωση Mpl,rd | 1056,144 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2237 | 195 | 289 | Μείωση Mpl,rd | 1170,6 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2048 | 11 | 22 | Μείωση Mpl,rd | 1195,426 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 4532 | 108 | 168 | Μείωση Mpl,rd | 694,3885 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 4286 | 317 | 480 | Μείωση Mpl,rd | 760,8849 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2958 | 216 | 323 | Μείωση Mpl,rd | 1055,781 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |

Πίνακας 4.7 : Ικανοτικός έλεγχος υποστυλωμάτων 4^{ου} ορόφου. Προσαύξηση σεισμικών εντατικών μεγεθών κατά $1,1*\gamma*\Omega*(1/(1-\theta))$

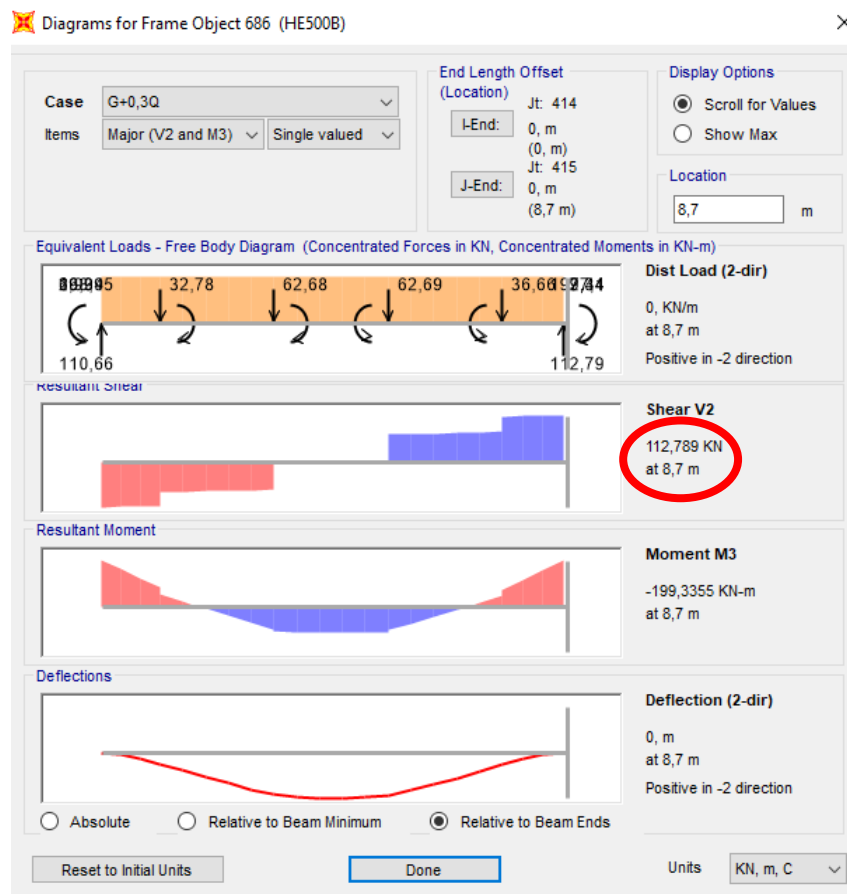
| | | 4ος ΟΡΟΦΟΣ | | |
|------|--------|------------|--------|--------|
| | | Npl,Rd | Vpl,Rd | Mpl,Rd |
| 2009 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2010 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2011 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2012 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2017 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2018 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2019 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2020 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2021 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2022 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2023 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2024 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2025 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2026 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2027 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2028 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2029 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2030 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2031 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2033 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2034 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2035 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |
| 2036 | HEB500 | 6572 | 1437 | 1324 |

| Ned tot | Ved tot | Med tot | | Mpl,rd' | ΑΞΟΝΙΚΗΣ | ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ | ΡΟΠΗΣ |
|---------|---------|---------|----------------------|----------|----------|-----------|----------|
| 837 | 75 | 125 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1475 | 228 | 349 | Δε χρειάζεται μείωση | 1257,308 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1480 | 195 | 304 | Δε χρειάζεται μείωση | 1256,855 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1541 | 168 | 253 | Δε χρειάζεται μείωση | 1251,206 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 319 | 13 | 18 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 899 | 75 | 158 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 860 | 266 | 514 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 441 | 193 | 372 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1378 | 16 | 25 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2965 | 74 | 113 | Μείωση Mpl,rd | 1054,51 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2789 | 250 | 386 | Μείωση Mpl,rd | 1085,554 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2036 | 173 | 268 | Μείωση Mpl,rd | 1196,928 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2067 | 12 | 24 | Μείωση Mpl,rd | 1193,029 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3000 | 167 | 258 | Μείωση Mpl,rd | 1048,11 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3161 | 256 | 381 | Μείωση Mpl,rd | 1017,704 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2855 | 239 | 362 | Μείωση Mpl,rd | 1074,135 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1123 | 27 | 40 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2510 | 51 | 87 | Μείωση Mpl,rd | 1130,874 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2356 | 248 | 389 | Μείωση Mpl,rd | 1153,845 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 1785 | 23 | 42 | Μείωση Mpl,rd | 1226,328 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3847 | 67 | 102 | Μείωση Mpl,rd | 870,3329 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 3688 | 298 | 454 | Μείωση Mpl,rd | 907,0589 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 2508 | 220 | 338 | Μείωση Mpl,rd | 1131,182 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |
| 837 | 75 | 125 | Δε χρειάζεται μείωση | 1324 | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ | ΕΠΑΡΚΕΙΑ |

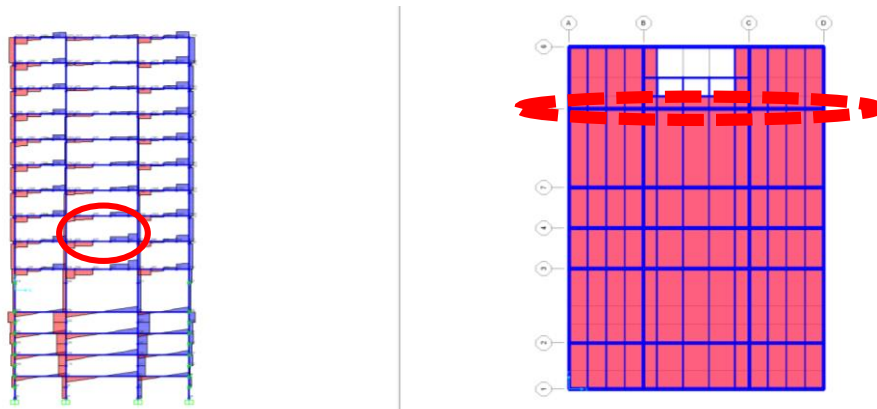
6 ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ

6.1 Έλεγχος Δοκών

Η δοκός ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικό λυγισμού. Στις περιοχές στηρίξεων, η πλάκα σκυροδέματος προσφέρει διαφραγματική λειτουργία στο άνω πέλμα εξασφαλίζοντας το έτσι πλευρικά. Το κάτω πέλμα όμως της δοκού το οποίο θλίβεται, πρέπει να ελεγχθεί σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Η πρώτη πλευρική εξασφάλιση εμφανίζεται στο σημείο που συνδέεται η πρώτη διαδοκίδα. Με βάση το τραπεζοειδές διάγραμμα ροπών στο ακραίο τμήμα της δοκού προσδιορίζεται ο συντελεστής ψ . Στον Πίνακα 4.8 παρουσιάζεται ο στρεπτοκαμπτικός έλεγχος. Στο Σχήμα 5.4 παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη της δοκού υπό τα μόνιμα και κινητά φορτία ενώ στο Σχήμα 5.5 παρουσιάζεται η θέση της εξεταζόμενης δοκού με αριθμό 686.



Σχήμα 5.4: Εντατικά μεγέθη εξαιτίας G+0,3Q για την δοκό με αρ.686



Σχήμα 5.5: Εξεταζόμενη δοκός με αρ.686 για στρεπτοκαμπτικό έλεγχο

Πίνακας 4.8 : Στρεπτοκαμπτικός έλεγχος δοκού με αρ. 686

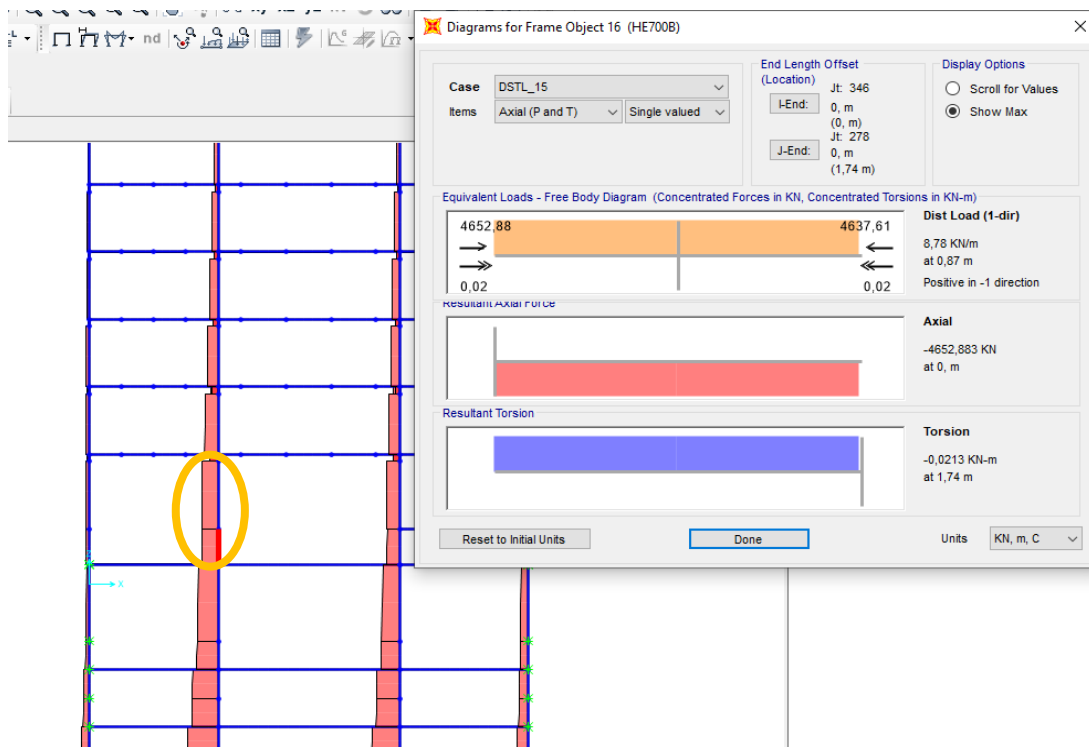
| ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΟΚΟΥ | |
|--------------------------------|-----------------------------------|
| k | συντελεστής στήριξης |
| kw | συντελεστής στήριξης σε στρέψη |
| L | άνοιγμα μέχρι την πρώτη διαδοκίδα |
| E | Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα |
| Iz | Ροπή Αδρανείας ασθενή άξονα |
| Iw | σταθερά στρέβλωσης |
| It | σταθερά στρέψης |
| G | μέτρο διατμήσεως χάλυβα |
| c,i | συντελεστές από διαγράμματα ροπών |
| HEB500 | |
| k | 1 |
| kw | 1 |
| L(cm) | 110 |
| ψ | 0,597014925 |
| c1 | 1,141 |
| c3 | 0,998 |
| E(kN/cm ²) | 21000 |
| G(kN/cm ²) | 8100 |
| It(cm ⁴) | 540 |
| Iz(cm ⁴) | 12620 |
| Iw (cm ⁶) | 7018000 |
| π | 3,141592654 |
| Mcr(kNcm) | 5921290,897 |
| Mcr(kNm) | 59212,90897 |
| fy(kN/cm ²) | 27,5 |
| Wpl,y (cm ³) | 4815 |
| λ-LT | 0,149539627 |

Για $\lambda < 0,2$ δε χρειάζεται να εξεταστεί η δοκός για στρεπτοκαμπτικό έλεγχο

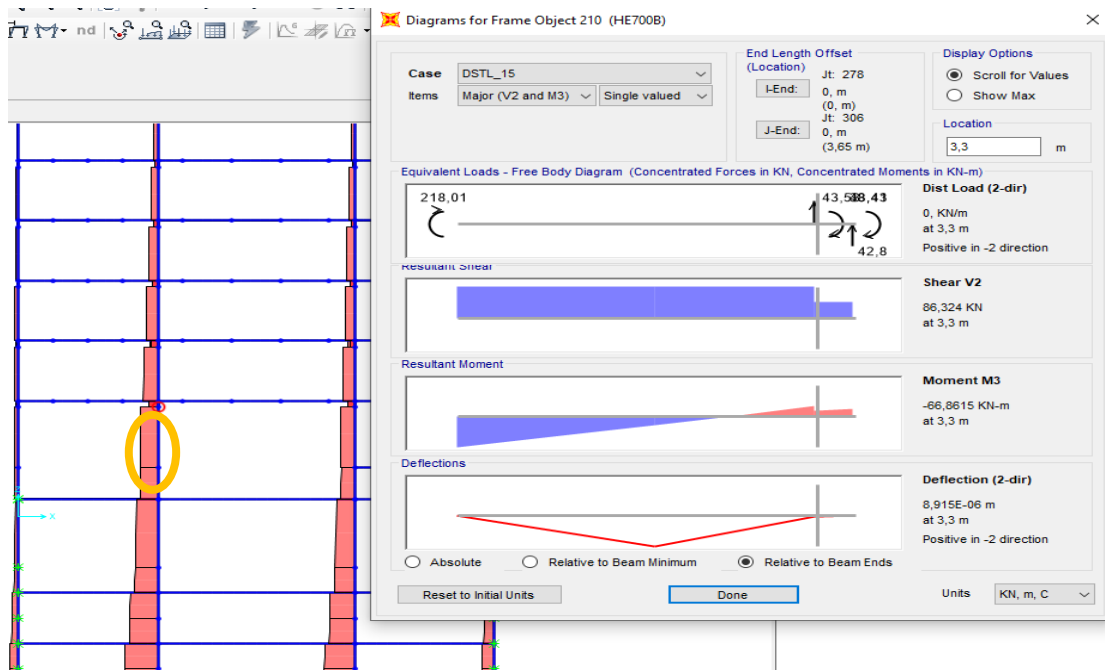
6.2 Έλεγχος Υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα δέχονται αξονικές και καμπτικές εντάσεις, επομένως πρέπει να ελεγχθούν σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Ο λυγισμός θα ελεγχθεί ως προς τους δύο άξονες, τον ισχυρό και τον ασθενή. Τον κρίσιμο λυγισμό στον αντίστοιχο άξονα επηρεάζει η στήριξη των υποστυλωμάτων στα δύο άκρα καθώς και η ροπή αδράνειας. Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά, που επιδρούν στο λυγισμό, αφορούν την ποιότητα του υλικού, που είναι κοινή και στους δύο άξονες. Τα υποστυλώματα που έχουν εξεταστεί στον στρεπτοκαμπτικό έλεγχο υπόκεινται του συνδυασμού φόρτισης DSTL_15, ο οποίος συμπεριλαμβάνει τα μόνιμα σε συνδυασμό με τα κινητά φορτία και τα προσαυξημένα φορτία σεισμού. Θα ελεγχθεί τυπικά ένα υποστυλώμα που βρίσκεται στο ισόγειο με αριθμό 210. Στο Σχήμα 5.6 παρουσιάζεται το υποστυλώμα καθώς και τα εντατικά του μεγέθη εξαιτίας του συνδυασμού φόρτισης DSTL_15. Σε αρχείο Excel, όπως προσδιορίζεται στους Πίνακες 4.9, έχει υπολογιστεί η λυγηρότητα σε κάθε άξονα ανάλογα με τον τρόπο στήριξης του υποστυλώματος και τον τρόπο στήριξης, και με βάση τη λυγηρότητα εξετάστηκε εάν υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

$$\text{DSTL_15: } G + 0,3Q + 1,1 \cdot \gamma \cdot \Omega \cdot 1 / (1 - \theta) \cdot \text{Feq},x + 0,3\text{Feq},y$$



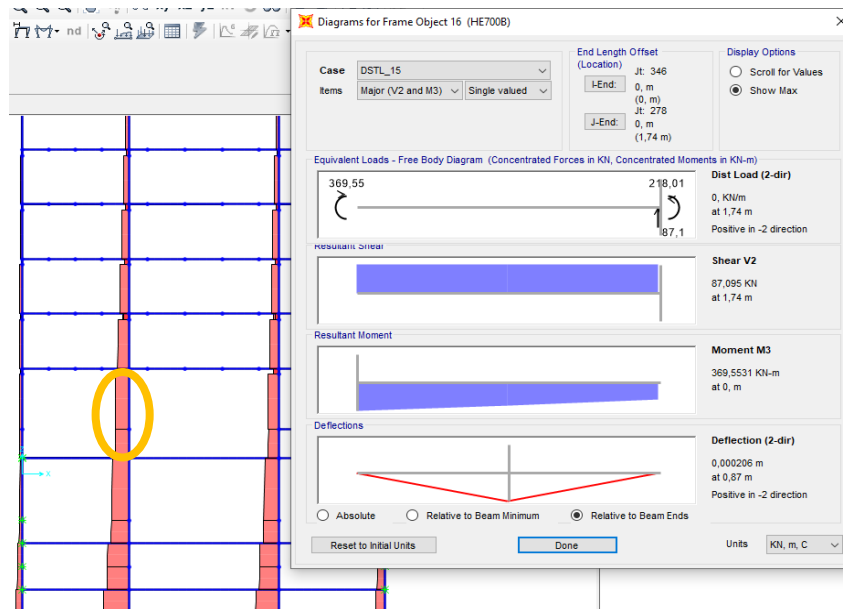
Σχήμα 5.6: Εξεταζόμενο υποστυλώμα (με αρ.16 είναι το κάτω τμήμα του υποστυλώματος) για στρεπτοκαμπτικό έλεγχο – εντατικά μεγέθη υπό τον προσαυξημένο συνδυασμό φόρτισης DSTL_15.



Σχήμα 5.7: Εξεταζόμενο υποστύλωμα (με αρ.210 είναι το άνω τμήμα του υποστυλώματος) για στρεπτοκαμπτικό έλεγχο – εντατικά μεγέθη υπό τον προσαυξημένο συνδυασμό φόρτισης

Πίνακας 4.9 : Υποστύλωμα 210 εξέταση στρεπτοκαμπτικού ελέγχου

| Υποστύλωμα προς εξέταση | |
|--|------------------------------|
| Αρ. | 210 |
| Διατομή | HEB700 |
| Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά της Διατομής | |
| A | Εμβαδόν διατομής |
| I _{yy} | Ροπή αδρανείας Ισχυρού άξονα |
| I _{zz} | Ροπή αδρανείας ασθενή άξονα |
| λ- | Ανηγμένη λυγηρότητα |
| Αντοχή της διατομής | |
| N _{pl,Rd} (kN) | 8415 |
| M _{pl,Rd} (kNm) | 2289 |
| V _{pl,Rd} (kN) | 2170 |



Σχήμα 5.8: Εξεταζόμενο υποστώλωμα (με αρ.210 είναι το άνω τμήμα του υποστυλώματος) για στρεπτοκαμπτικό έλεγχο.

Πίνακας 5.0: Στρεπτοκαμπτικός έλεγχος εξεταζόμενου υποστυλώματος

Εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από το συνδυασμό φόρτισης DSTL_15

| | |
|-------|------|
| Ned | 4652 |
| Med,y | 370 |
| Ved,z | 87 |

Πίνακας 5.1: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής HEB700

| | |
|---------------------|------------|
| E(kPa) | 210000000 |
| fy(kPa) | 275000 |
| A(m ²) | 0,0306 |
| λ1 | 86,8146809 |
| Iy(m ⁴) | 0,002569 |
| Iz(m ⁴) | 0,000144 |
| iy(m) | 0,2897486 |
| iz(m) | 0,06859943 |
| L(m) | 4,05 |

Πίνακας 5.2: Έλεγχος διάτμησης υποστυλώματος με αρ.210 HEB700

| Έλεγχος σε διάτμηση | |
|--|------|
| Vpl,Rd (kN) | 2170 |
| Ved (kN) | 87 |
| Επάρκεια ελέγχου τέμνουσας | |
| Δε χρειάζεται να ληφθεί υπόψιν η αλληλεπίδραση ροπής τέμνουσας | |

Λυγισμός ως προς τον ισχυρό άξονα (yy)

Ο λυγισμός του υποστυλώματος ως προς τον ισχυρό του άξονα είναι προς τη διεύθυνση του πλαισίου, το οποίο είναι μεταθετό

Εύρεση συντελεστών στήριξης η_i , στην κορυφή και στη βάση του υποστυλώματος.

Στη βάση το υποστύλωμα είναι πακτωμένο

Στην κορυφή το υποστύλωμα συνδέεται με μεταλλικό πλαίσιο ροπής

η_2 συντελεστής στήριξης βάσης

η_1 συντελεστής στήριξης κορυφής

η_2 0

Πίνακας 5.3: Υπολογισμός κρίσιμου μήκους λυγισμού υποστυλώματος με αρ.210 HEB700, στον ισχυρό άξονα

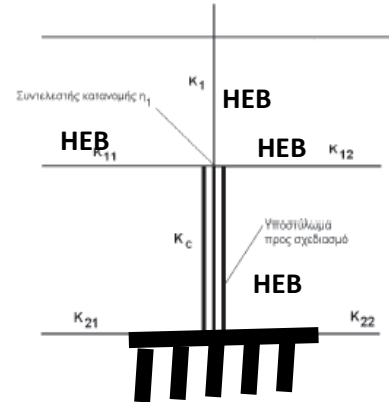
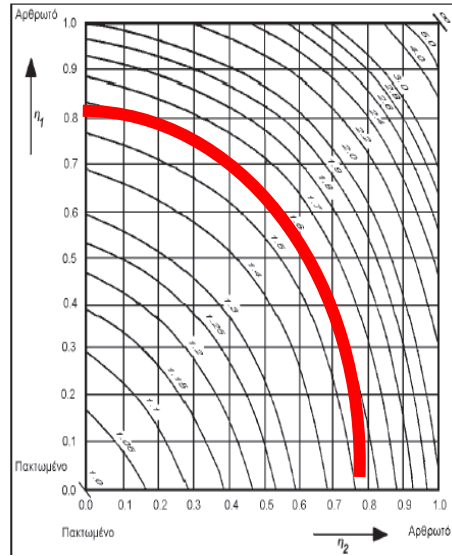
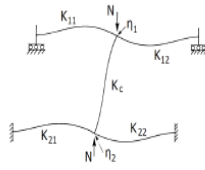
| Επιλογή καμπύλη λυγισμού στους άξονες | | | | |
|---------------------------------------|------------------|----------|----------|----------|
| h (mm) | 700 | | | |
| b (mm) | 300 | | | |
| tf (mm) | 100 | | | |
| h/b | 2,33333333 | | | |
| Άξονας | Καμπύλη λυγισμού | | | |
| y-y | a | | | |
| z-z | b | | | |
| | | Μέλος | | |
| | c | 1 | 11 | 22 |
| L(m) | 4,05 | 3,65 | 6,15 | 8,7 |
| I(m ⁴) | 0,002569 | 0,002569 | 0,001072 | 0,001072 |
| k(m ³) | 0,00063432 | 0,000704 | 0,000174 | 0,000123 |
| η_1 | 0,81810219 | | | |
| κ_y | 1,55 | | | |
| Lcr,y (m) | 6,2775 | | | |
| λ_y | 0,24955841 | | | |
| aLT,y | 0,21 | | | |
| Φ_y | 0,53634333 | | | |
| χ_y | 0,98903125 | | | |

Λόγος μήκους λυγισμού προς γεωμετρικό μήκος για υποστυλώματα με μεταθετά άκρα (ENV1993-1-1/1992 Σχ. E.2.2 και E.2.3b):

$$\eta_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}}$$

όπου $K_i = I_i/L_i$



Σχήμα 5.9: Προσδιορισμός συντελεστών η_1 , η_2 για μεταθετό πλαίσιο

Πίνακας 5.4: Υπολογισμός κρίσιμου μήκους λυγισμού υποστυλώματος με αρ.210 HEB700, στον ασθενή άξονα

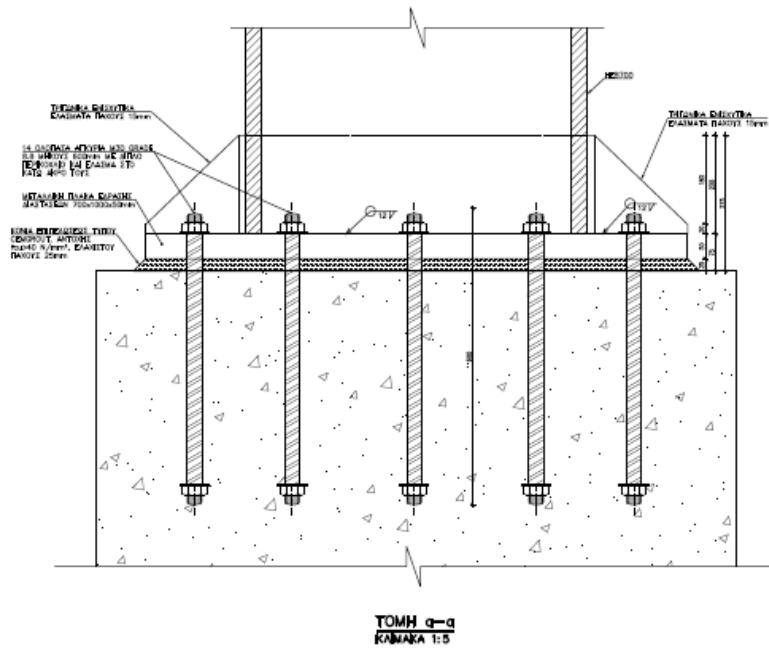
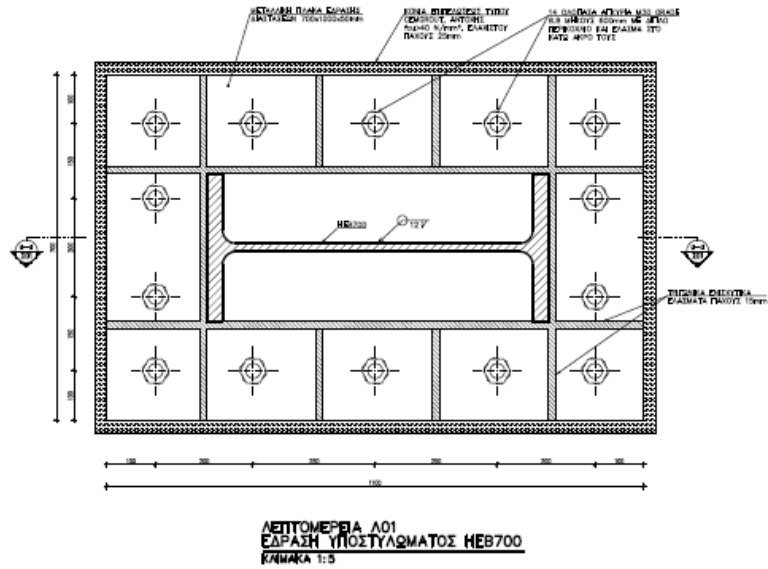
| Λυγισμός ως προς τον ασθενή άξονα (zz) | |
|---|------------|
| Κατά τον ασθενή άξονα το υποστυλώμα είναι συνδεδεμένο αρθρωτά | |
| κz | 1 |
| Lcr,z (m) | 4,05 |
| λ-y | 0,68005074 |
| aLT,y | 0,34 |
| Φy | 0,81284313 |
| χz | 0,79485557 |
| Άξονας | χ |
| yy | 0,98903125 |
| zz | 0,79485557 |
| Nb,Rd (kN) | 6688,70965 |
| Ned (kN) | 4652 |
| επάρκεια αξονικής Ικανοποιείται κατά | 69,55% |

Πίνακας 5.4: Στρεπτοκαμπτικός έλεγχος υποστυλώματος με αρ.210 HEB700

| Μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού | |
|---|---------------------------------|
| ψ | λόγος ακραίων ροπών του μέλους |
| I_w | σταθερά στρέβλωσης |
| I_t | σταθερά στρέψης |
| M_{cr} | κρίσιμη ροπή πλευρικού λυγισμού |
| ψ | -0,25 |
| κ | 1 |
| $L(m)$ | 4,05 |
| I_w | 0,00001611 |
| $I_z(m^4)$ | 0,000144 |
| $E(kPa)$ | 210000000 |
| $G(kPa)$ | 80769230,8 |
| $I_t(m^4)$ | 0,00000839 |
| k_w | 1 |
| c_1 | 1,879 |
| c_3 | 1,957 |
| M_{cr} (kNm) | 13202,6853 |
| $W_{pl,y}$ | 0,008 |
| λ_{LT} | 0,40820677 |
| απαιτείται έλεγχος σε κάμψη και θλίψη | |
| a_{LT} | 0,34 |
| Φ_{LT} | 0,61871153 |
| χ_{lt} | 0,92280405 |
| Έλεγχος μέλους σε κάμψη και θλίψη | |
| c_{my} | 0,9 |
| k_{yy} | 0,92493076 |
| $N_{ed}/(\chi_y \cdot N_{rk}) + k_{yy} \cdot (M_y / \chi_{LT} \cdot M_{yRk})$ | 0,72096852 |
| $N_{ed}/(\chi_z \cdot R_k)$ | 0,69550036 |
| Επάρκεια ελέγχου σε κάμψη και θλίψη | |

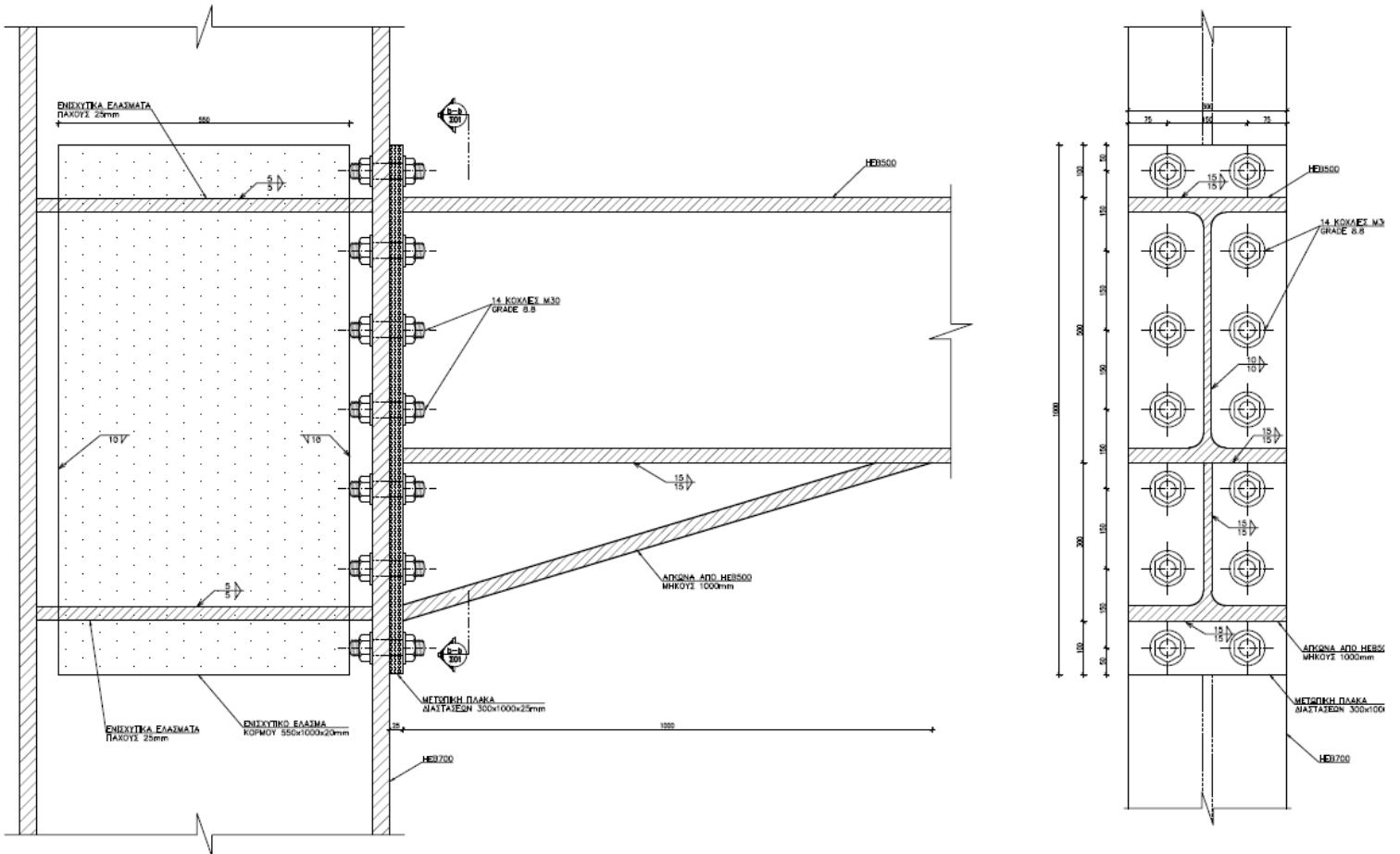
7 ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ

7.1 Σύνδεση Θεμελίου Υποστυλώματος



Σχήμα 6.0: Σύνδεση πάκτωσης υποστυλώματος ΗΕΒ700 με πλάκα σκυροδέματος

7.2 Σύνδεση Ροπής Δοκού-Υποστυλώματος

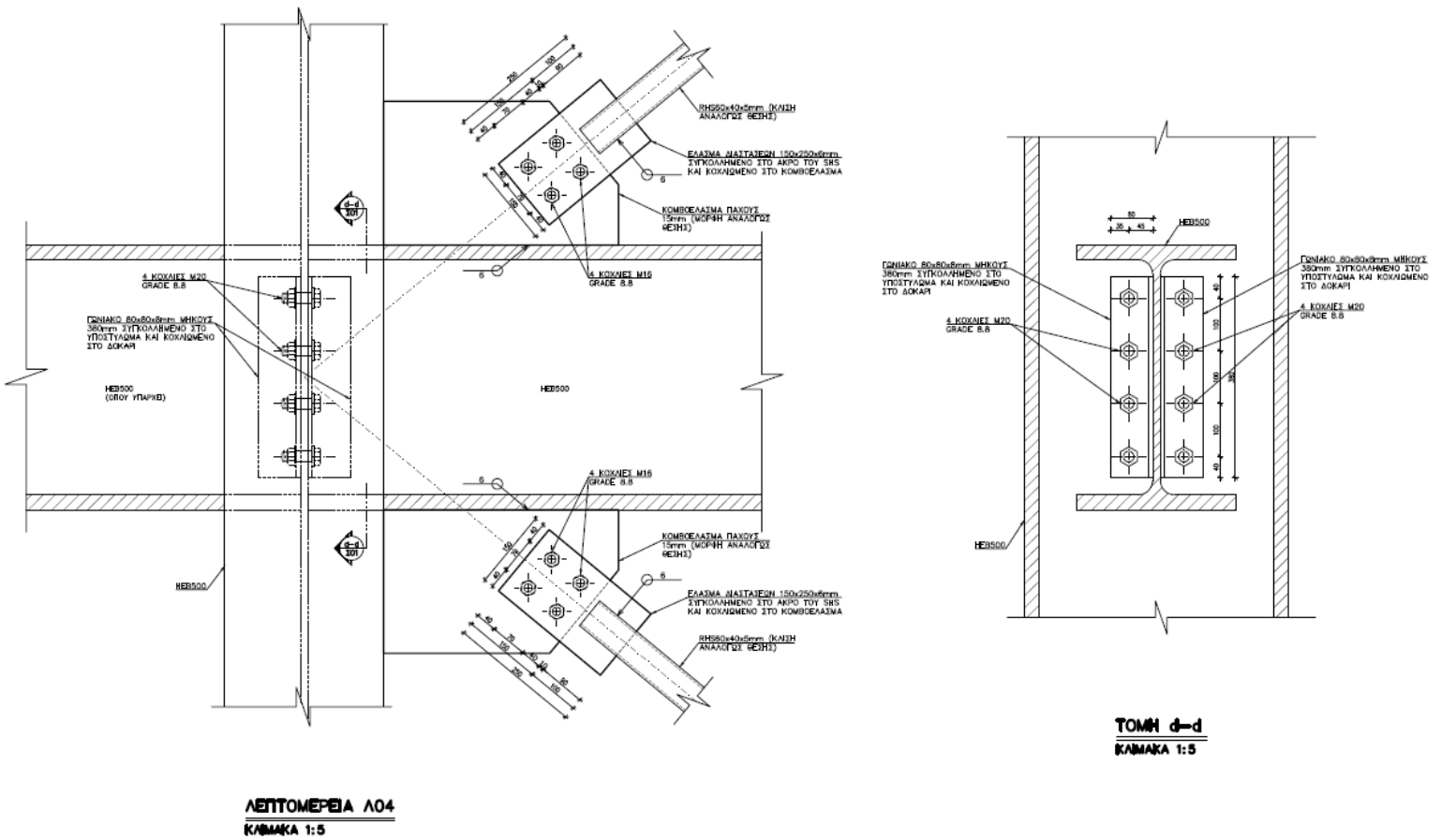


ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ Λ02
ΣΥΝΔΕΣΗ ΠΕΛΑΜΑΤΟΣ ΗΕΒ700 – ΗΕΒ500
ΚΑΜΑΚΑ 1:5

ΤΟΜΗ b-b
ΚΑΜΑΚΑ 1:5

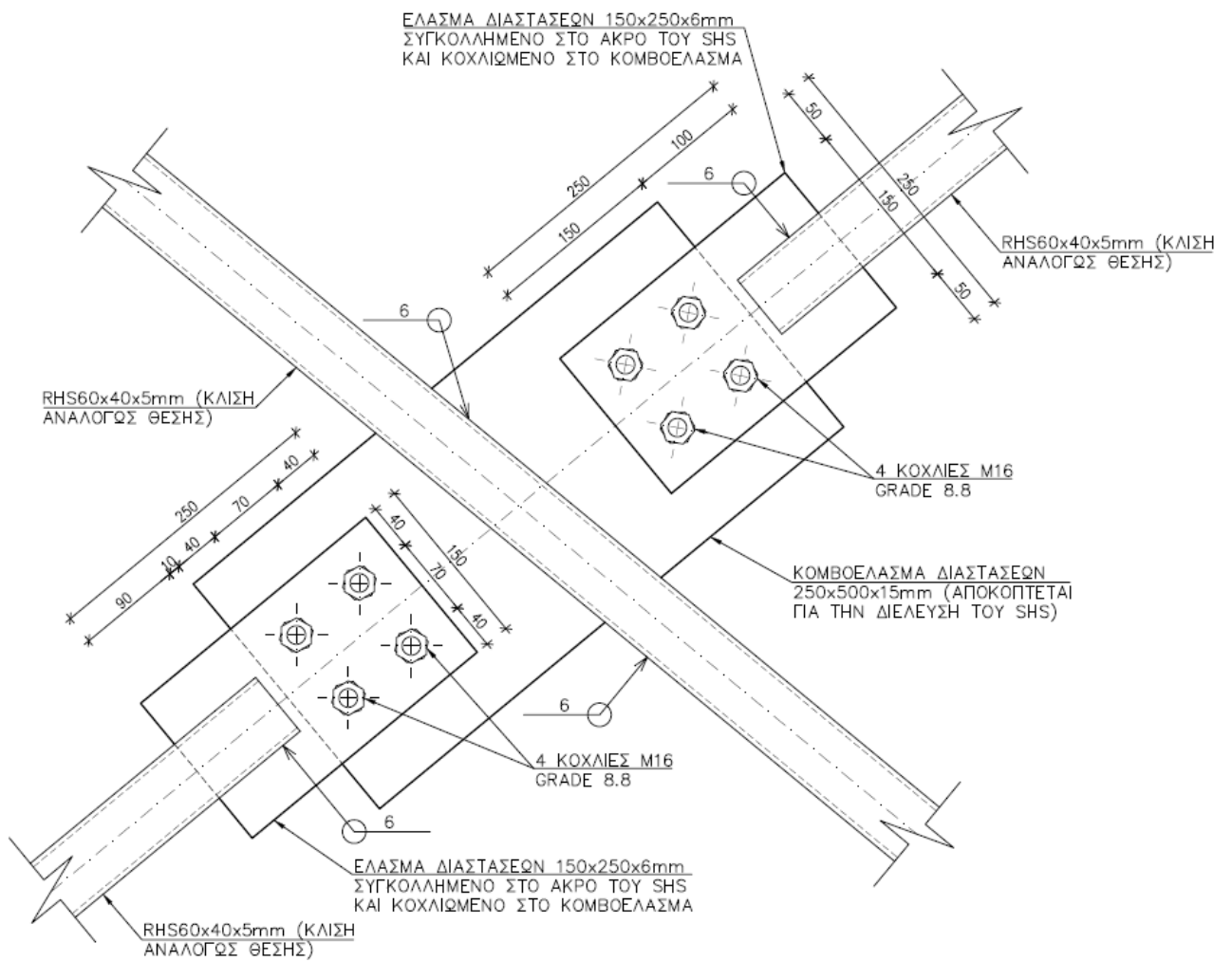
Σχήμα 6.1: Σύνδεση ροπής υποστυλώματος ΗΕΒ700 με δοκό ΗΕΒ500. Έχει προστεθεί ενίσχυση για παραλαβή θλίψης στο θλιβόμενο πέλαμα εξαιτίας ροπής

7.3 Σύνδεση Τέμνουσας



Σχήμα 6.2: Σύνδεση τέμνουσας δοκών στη γ και διεύθυνση του κτηρίου και σύνδεση συνδέσμων δυσκαμψίας με το μεταλλικό πλαίσιο.

7.4 Σύνδεση Διαγωνίων

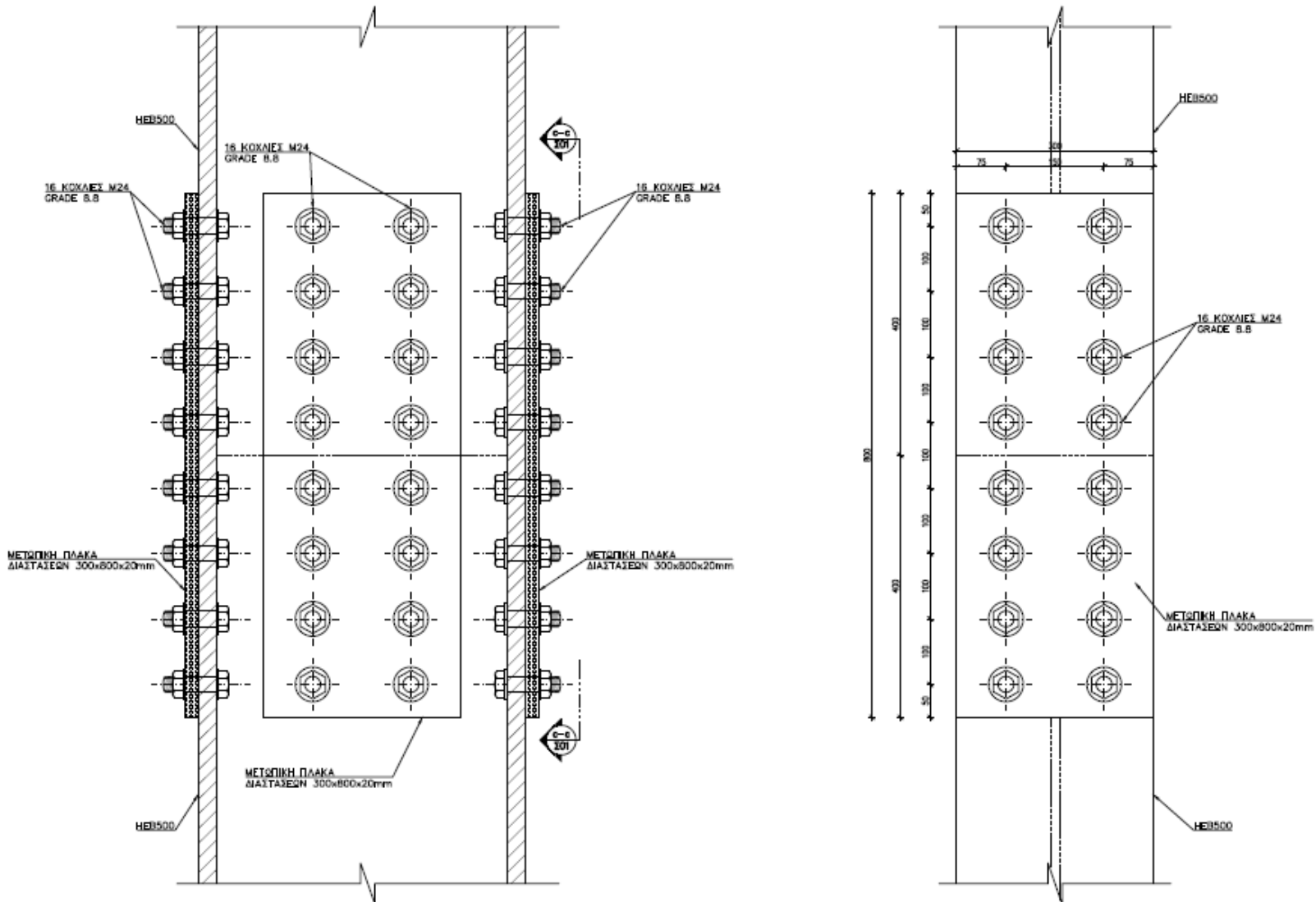


ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΣΥΝΔΕΣΗΣ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:5

Σχήμα 6.2: Σύνδεση μελών των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου χιαστί, διατομής RHS.

7.5 Σύνδεση Αποκατάστασης Συνέχειας Υποστυλώματος



ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ Λ03
ΑΠΟΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΗΕΒ500
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:5

ΤΟΜΗ c-c
ΚΛΙΜΑΚΑ 1:5

Σχήμα 6.3: Αποκατάσταση συνέχειας υποστυλώματος ΗΕΒ500. Η αποκατάσταση γίνεται στο σημείο με μηδενική ένδειξη ροπής είναι για δύο υποστυλώματα ίδιας διατομής

8 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

8.1 Ιδιομορφές Κατασκευής

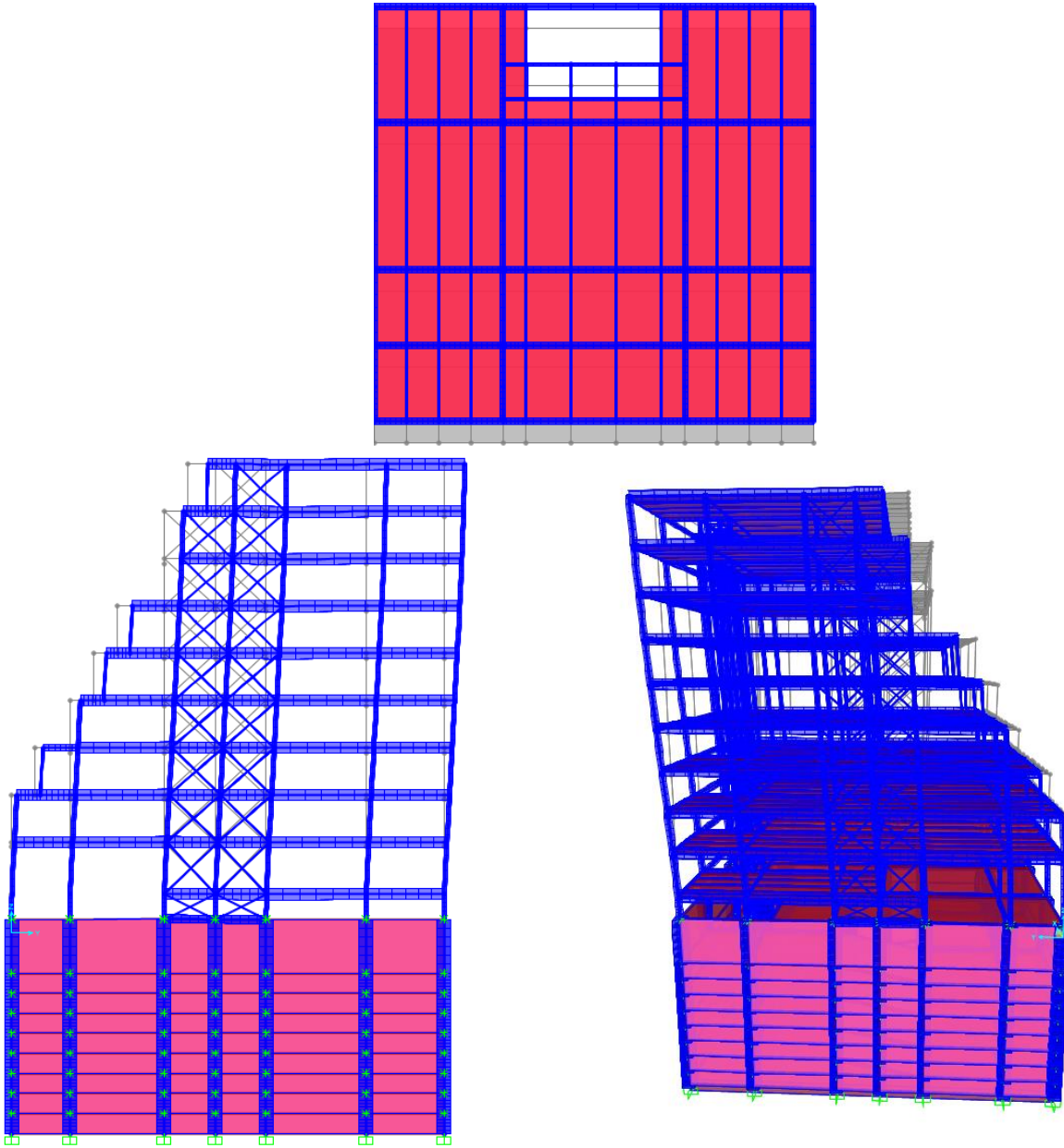
Μετά το πέρας της ανάλυσης εξάγουμε τις ιδιομορφές της κατασκευής. Η κάθε ιδιομορφή αντιστοιχεί σε μία συγκεκριμένη ιδιοπερίοδο που προκύπτει από το μητρώο μάζας και στιβαρότητας της κατασκευής. Με βάση τις ιδιομορφές μπορούμε να καταλάβουμε την απόκριση της κατασκευής υπό τις αντίστοιχες σεισμικές διεγέρσεις. Η πρώτη ιδιομορφή αποτελεί και τη θεμελιώδη ιδιομορφή της κατασκευής.

Σύμφωνα με την ανάλυση στο λογισμικό SAP2000, η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής μας είναι $T = 1,877 \text{ sec}$, ενώ η απόκριση των πρώτων δύο ιδιομορφών παρουσιάζεται στα Σχήματα 6.4 και 6.5 αντίστοιχα. Όπως ήταν αναμενόμενο, εξαιτίας της συμμετρίας της κατασκευής ως προς τον άξονα y , η 1^η ιδιομορφή που προκύπτει από σεισμική διέγερση κατά τον y άξονα, εκτελεί καθαρή μεταφορική κίνηση ως προς τη διεύθυνση y και μάλιστα είναι ασύζευκτη ως προς την κίνηση κατά το x άξονα και ως προς τη στροφή της κάτοψης. Δηλαδή κατά την απόκριση της πρώτης ιδιομορφής, υπό σεισμική διέγερση κατά τη y διεύθυνση ο συντελεστής συμμετοχής της πρώτης ιδιομορφής στον άξονα x και θ είναι ίσο με μηδέν.

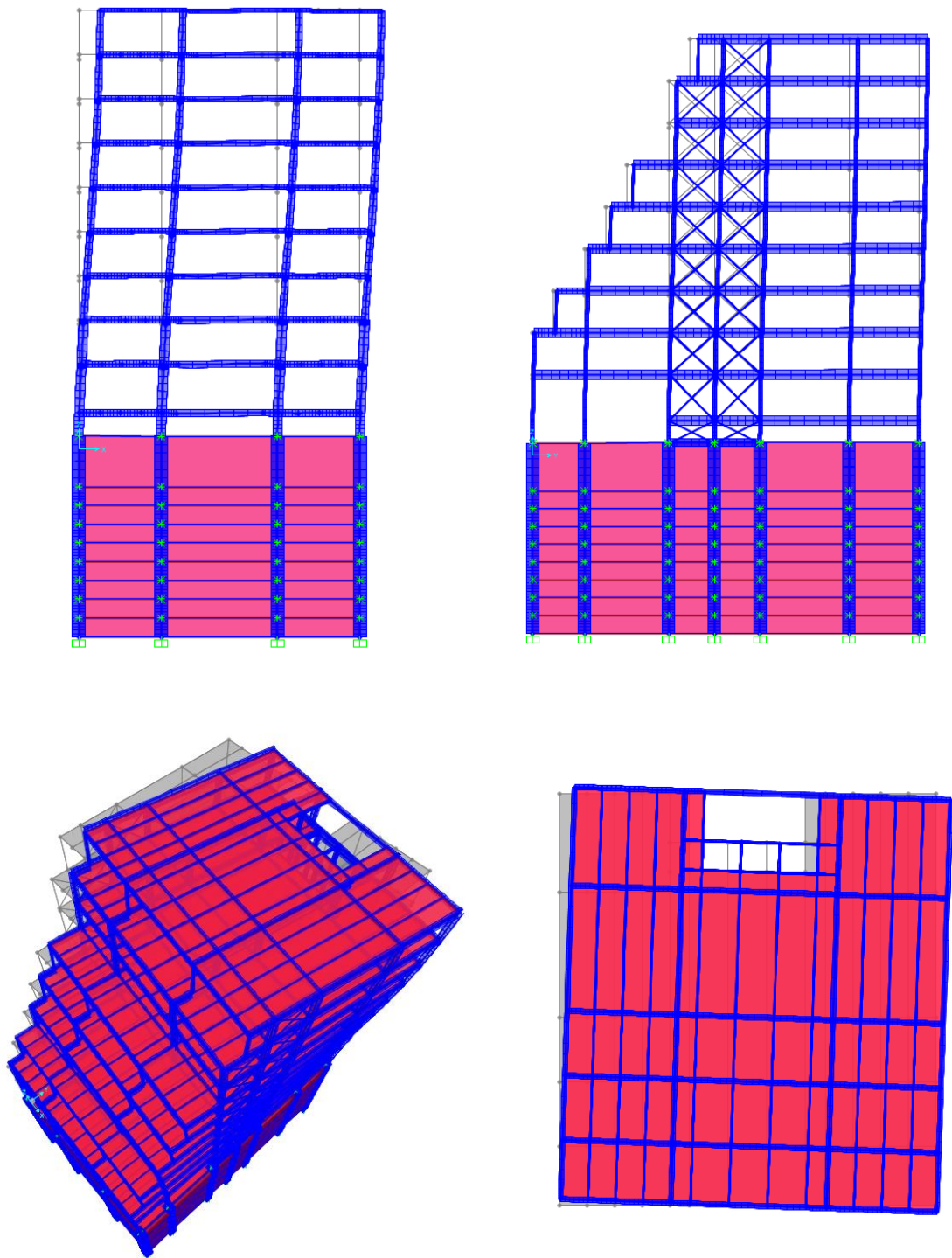
Σε αντίθετη περίπτωση κατά τη 2^η ιδιομορφή, που συμπίπτει με σεισμική διέγερση κατά τη x διεύθυνση, παρατηρούμε ότι η κίνηση δεν είναι καθαρά μεταφορική. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας του ότι η κατασκευή μας παρουσιάζει μία ασυμμετρία ως προς τη x διεύθυνση με αποτέλεσμα να ενεργοποιούνται και οι άλλες δύο διευθύνσεις (y , θ). Στον Πίνακα 5.5 παρουσιάζονται οι πρώτες 12 ιδιομορφές σε συνδυασμό με τα ποσοστά μάζας που ενεργοποιούνται για κάθε μία από αυτές. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, λαμβάνουμε υπόψιν τον αριθμό των ιδιομορφών τέτοιο έτσι ώστε το άθροισμα των δρωσών μαζών να είναι σε ποσοστό 90% της συνολικής μάζας.

Πίνακας 5.5: Ποσοστό μαζών συμμετοχής στις αντίστοιχες ιδιομορφές σύμφωνα με το SAP2000

| StepType Text | StepNum Unitless | Period Sec | UX Unitless | UY Unitless | UZ Unitless | SumUX Unitless | SumUY Unitless | SumUZ Unitless | RX Unitless | RY Unitless | RZ Unitless | SumRX Unitless | SumRY Unitless | SumRZ Unitless |
|---------------|------------------|------------|-------------|-------------|-------------|----------------|----------------|----------------|-------------|-------------|-------------|----------------|----------------|----------------|
| Mode | 1 | 1,877144 | 9,067E-09 | 0,4116 | 3,576E-10 | 9,067E-09 | 0,4116 | 3,576E-10 | 0,5857 | 2,469E-08 | 1,309E-06 | 0,5857 | 2,469E-08 | 1,309E-06 |
| Mode | 2 | 0,870409 | 0,24443 | 2,485E-06 | 7,441E-11 | 0,24443 | 0,4116 | 4,32E-10 | 2,037E-08 | 0,44942 | 0,28615 | 0,5857 | 0,44942 | 0,28616 |
| Mode | 3 | 0,784248 | 0,14375 | 3,301E-05 | 6,706E-09 | 0,38818 | 0,41163 | 7,138E-09 | 9,077E-07 | 0,22893 | 0,13217 | 0,5857 | 0,67835 | 0,41833 |
| Mode | 4 | 0,704761 | 2,972E-05 | 0,07584 | 1,22E-06 | 0,38821 | 0,48747 | 1,227E-06 | 0,00142 | 4,06E-05 | 0,00016 | 0,58712 | 0,67839 | 0,41849 |
| Mode | 5 | 0,397661 | 3,687E-05 | 0,02214 | 7,65E-07 | 0,38825 | 0,5096 | 1,992E-06 | 0,00244 | 1,565E-05 | 0,00018 | 0,58956 | 0,67841 | 0,41867 |
| Mode | 6 | 0,341154 | 0,03199 | 5,294E-05 | 2,99E-09 | 0,42024 | 0,50966 | 1,995E-06 | 8,611E-06 | 0,00695 | 0,08601 | 0,58957 | 0,68536 | 0,50468 |
| Mode | 7 | 0,331318 | 3,412E-07 | 0,00291 | 1,399E-08 | 0,42024 | 0,51257 | 2,009E-06 | 0,00041 | 6,194E-08 | 9,508E-07 | 0,58998 | 0,68536 | 0,50468 |
| Mode | 8 | 0,291621 | 0,05411 | 7,489E-06 | 8,583E-09 | 0,47435 | 0,51257 | 2,018E-06 | 4,787E-07 | 0,00096 | 0,03153 | 0,58998 | 0,68631 | 0,53621 |
| Mode | 9 | 0,27238 | 1,226E-06 | 0,01156 | 7,066E-07 | 0,47436 | 0,52414 | 2,725E-06 | 0,00021 | 2,848E-06 | 0,00014 | 0,59019 | 0,68631 | 0,53635 |
| Mode | 10 | 0,213421 | 3,036E-06 | 0,00122 | 1,4E-06 | 0,47436 | 0,52536 | 4,124E-06 | 4,069E-07 | 6,768E-07 | 7,779E-06 | 0,59019 | 0,68631 | 0,53636 |
| Mode | 11 | 0,208362 | 0,01189 | 0,0001 | 4,675E-07 | 0,48625 | 0,52546 | 4,592E-06 | 2,053E-06 | 0,00258 | 0,02734 | 0,59019 | 0,6889 | 0,5637 |
| Mode | 12 | 0,199853 | 0,00011 | 0,00745 | 6,227E-06 | 0,48636 | 0,5329 | 1,082E-05 | 0,00047 | 2,354E-05 | 0,00015 | 0,59066 | 0,68892 | 0,56384 |



Σχήμα 6.4: Παραμορφωμένη κατασκευή κατά την 1^η ιδιομορφή με $T = 1,877$ sec.



Σχήμα 6.5: Παραμορφωμένη κατασκευή κατά την 2^η ιδιομορφή με $T = 0,87$ sec.

8.2 Καταμέτρηση Υλικών

Πίνακας 5.6: Προβολή διατομών στους αντίστοιχους ορόφους

| ΔΙΑΤΟΜΕΣ | ΜΕΛΟΣ | ΟΡΟΦΟΣ | ΣΥΝΔΕΣΗ |
|------------|---------------------------|-----------|-----------|
| HEB700 | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ | 1,2 | ΡΟΠΗΣ |
| HEB500 | ΔΟΚΟΣ | 1,2 | ΡΟΠΗΣ |
| IPE750*196 | ΔΟΚΟΣ | 0-10 | ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ |
| HEB500 | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ | 3-10 | ΡΟΠΗΣ |
| UPN280 | ΔΙΑΔΟΚΙΔΑ | 1-10 | ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ |
| RHS 60,40 | ΧΙΑΣΤΙ | 1,3,3,4,6 | ΑΡΘΡΩΣΗ |
| CHS 48,3 | ΧΙΑΣΤΙ | 7,8,9,10 | ΑΡΘΡΩΣΗ |
| CHS 42,4 | ΧΙΑΣΤΙ | 1 | ΑΡΘΡΩΣΗ |
| HEB180 | ΦΥΤΕΥΤΟ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ | 4,6,7,10 | ΡΟΠΗΣ |
| IPE280 | ΔΟΚΟΣ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ | 0 - 10 | ΤΕΜΝΟΥΣΑΣ |
| HEB300 | ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ ΚΛΙΜΑΚΟΣΤΑΣΙΟΥ | 0 - 10 | ΡΟΠΗ |

| Section Text | ObjectType Text | NumPieces Unitless | TotalLength | TotalWeight KN |
|---------------|-----------------|--------------------|-------------|----------------|
| CHS42.4,2.6 | Frame | 8 | 31,9876 | 0,8 |
| RHS 60,40 *3 | Frame | 8 | 39,06917 | 1,696 |
| CHS 48,3 2.6 | Frame | 28 | 136,74209 | 3,929 |
| RHS 60,40 * 4 | Frame | 32 | 158,22068 | 8,964 |
| HE180B | Frame | 16 | 52,8 | 26,539 |
| IPE400 | Frame | 6 | 42 | 27,318 |
| IPE270 | Frame | 193 | 464,7 | 164,181 |
| HE300B | Frame | 164 | 458 | 525,278 |
| HE700B | Frame | 84 | 253,12 | 596,191 |
| UPN280 | Frame | 503 | 2260,3 | 929,063 |
| HE400B | Frame | 96 | 672 | 1024,17 |
| HE500B | Frame | 207 | 956,65 | 1759,903 |
| IPE750x196 | Frame | 193 | 954,1 | 1843,339 |
| BEAM_C | Frame | 104 | 655,8 | 4917,048 |
| WALL_CB | Area | | | 9608,962 |
| COLUMN_C | Frame | 252 | 418,88 | 10468,908 |
| slab_up | Area | | | 14144,992 |
| SLAB_CB | Area | | | 15302,138 |
| ΚΟΙΤΟΣΤΡΟΣΙ | Area | | | 15955,287 |

Πίνακας 5.6: Υπολογισμός βάρους χαλυβδόφυλλου

| Βάρος χαλυβδόφυλλου | |
|-------------------------------|-------------|
| γ (kN/m ³) | 25 |
| h(m) | 0,12 |
| slab_up(total kN) | 14144 |
| A_χαλυβ(m ²) | 4714,666667 |
| m_χαλ (kg/m ²) | 13 |
| Tot (tn) | 61 |

Πίνακας 5.7: Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα

| Δομικά Υλικά | Μάζα (ανωδομή) | Μάζα ανά καλυμμένη επιφάνεια |
|---------------------------|----------------|------------------------------|
| | M (tn) | (kg/m ²) |
| Δομικός χάλυβας | 691 | 138 |
| Συνδέσεις δομικού χάλυβα | 67 | 13 |
| Συνολικός δομικός χάλυβας | 759 | 152 |
| Χαλυβδόφυλλο | 61 | 13 |

Πίνακας 5.8: Υπολογισμός όγκου σκυροδέματος στο υπόγειο

| | kN | V(m ³) |
|-------------|-------|--------------------|
| slab_cb | 15302 | 612,08 |
| koitostrosi | 15955 | 638,2 |
| column_c | 10469 | 418,76 |
| wall_cb | 9609 | 384,36 |
| beam_cb | 4917 | 196,68 |
| sum | | 2250,08 |

Πίνακας 5.9: Υπολογισμός συνολικού όγκου σκυροδέματος σε όλη της κατασκευή

| Σκυροδέμα | Όγκος m ³ | Όγκος ανά καλυμμένη επιφάνεια (m ³ /m ²) |
|-----------|-------------------------|--|
| Ανωδομή | 565,76 | 0,12 |
| Υπόγειο | 2250,08 | 0,919030192 |
| Total | 2815,84 | 0,393109764 |

9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

9.1 Σύγκριση δύο κατασκευών (με ή χωρίς πυρήνα σκυροδέματος)

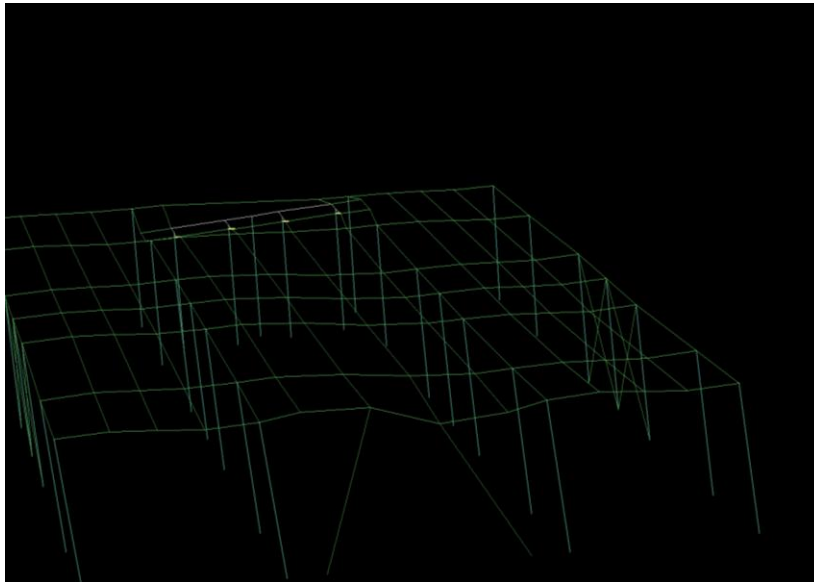
Όσον αφορά την κατασκευή που χρησιμοποιήθηκε τοιχίο σκυροδέματος για την κάλυψη του ανελκυστήρα και απεικονίζεται στο Σχήμα 6.7, είχε παρατηρηθεί ότι το τοιχίο συνέβαλε πολύ στη στιβαρότητα της κατασκευής κατά τη x διεύθυνση. Το τοιχίο, σε συνδυασμό με την ασυμμετρία της κατασκευής ως προς τον άξονα y , είχε σαν αποτέλεσμα να δημιουργεί ένα στρεπτικά εύκαμπτο κτίριο, αφού ο πόλος στροφής ήταν αρκετά πάνω από το κέντρο μάζας. Επομένως στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης κατά τον x άξονα, ο σεισμός που ασκείται στο κέντρο μάζας της κατασκευής δημιουργεί στρεπτικές ροπές ως προς τον πόλο στροφής ο οποίος είναι κοντά στο τοιχίο σκυροδέματος αναπτύσσοντας έτσι μεγάλες στρεπτικές ροπές αναγκάζοντας την κατασκευή να έχει μετατόπιση και στις δύο διευθύνσεις. Για να μειωθούν οι στρεπτικές ροπές κατά τη σεισμική διέγερση κατά το x άξονα, απαιτήθηκε να κατασκευαστεί έκκεντρο λάμδα στην κάτω πλευρά της κάτοψης του κτιρίου, έτσι ώστε να αντισταθμιστεί κάπως το τοιχίο σκυροδέματος, μεταφέροντας έτσι τον πόλο στροφής προς το κέντρο μάζας. Στο Σχήμα 6.6 φαίνεται η επίδραση του τοιχίου σκυροδέματος και του έκκεντρου λάμδα κατά την 1^η ιδιομορφή, στο Σχήμα 6.8 παρουσιάζεται η επίδραση του έκκεντρου λάμδα ως προς τον πόλο στροφής.

Η ύπαρξη του τοιχίου σκυροδέματος σε συνδυασμό με το έκκεντρο λάμδα, αύξησε κατά πολύ τη δυσκαμψία της κατασκευής κατά τη x διεύθυνση με αποτέλεσμα να μην απαιτηθούν μεγάλες δυσκαμψίες στα πλαίσια ροπής. Στην κατασκευή που δεν χρησιμοποιήθηκε τοιχίο σκυροδέματος η μόνη δυσκαμψία που παρουσιαζόταν κατά τον άξονα x , ήταν η δυσκαμψία των πλαισίων ροπής η οποία εξαρτάται κυρίως από τη ροπή αδρανείας του ισχυρού άξονα των διατομών των υποστυλωμάτων. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα την απαίτηση μεγαλύτερων διατομών στα υποστυλώματα. Πιο συγκεκριμένα, η εξέταση του συντελεστή ευαισθησίας στη x διεύθυνση της κατασκευής, αποτέλεσε το σημαντικότερο παράγοντα για τη διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων έτσι ώστε να κρατηθεί ο συντελεστής ευαισθησίας εντός επιτρεπτών ορίων. Συνοπτικά στη κατασκευή χωρίς τον πυρήνα σκυροδέματος, τα υποστυλώματα ισογείου είναι όλα διατομές HEB700, ενώ στην κατασκευή με το τοιχίο σκυροδέματος είναι διατομής HEB500, υπό εξαίρεση δύο υποστυλωμάτων που εξαιτίας ικανοτικού απαιτήθηκε να είναι HEB 700. Στην κατασκευή λοιπόν με την προσθήκη σκυροδέματος η ποσοτική απαίτηση σε χάλυβα ανά εμβαδόν καλυμμένης επιφάνειας ήταν μικρότερη σε σχέση με την κατασκευή χωρίς την προσθήκη σκυροδέματος. Στον Πίνακα 6.0 παρουσιάζονται οι μετρήσεις δομικού χάλυβα για τις δύο κατασκευές. Επίσης η κατασκευή με τον πυρήνα σκυροδέματος παρουσίασε μεγαλύτερη δυσκαμψία με αποτέλεσμα οι σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων για περιορισμό βλαβών να είναι μικρότερες, καθώς επίσης και ο συντελεστής ευαισθησίας, με αποτέλεσμα τα σεισμικά εντατικά μεγέθη να μην αυξηθούν τόσο όσο στην κατασκευή χωρίς τον πυρήνα σκυροδέματος. Αυτό συνεπάγεται στο ότι τα φαινόμενα 2ας τάξης είναι εντονότερα στην περίπτωση που δεν υπήρχε τοιχίο σκυροδέματος.

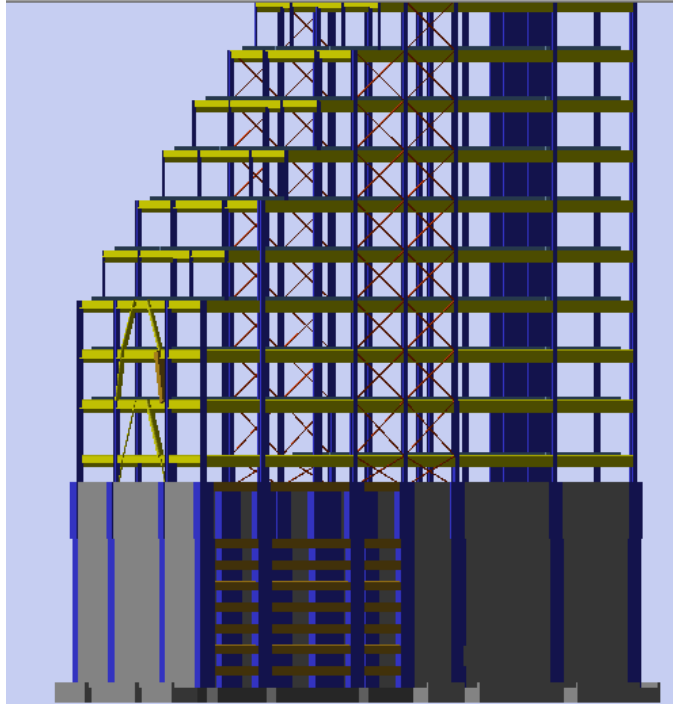
Συνοψίζοντας, στις πολυώροφες κατασκευές είναι πιο βέλτιστο να δημιουργούμε τοιχία ή συνδέσμους δυσκαμψίας γιατί επιδρούν σημαντικά στη δυσκαμψία της κατασκευής με σχετικό μικρό κόστος. Η επίδραση δυσκαμψίας είναι πολύ σημαντική, γιατί σαν αποτέλεσμα περιορίζονται οι μετακινήσεις και δεν επηρεάζουν έντονα της κατασκευή τα φαινόμενα 2ας τάξης. Επειδή τα μεταλλικά πλαίσια είναι πολύ εύκαμπτα, ο περιορισμός των πιο πάνω φαινομένων αποδεικνύεται αντιοικονομικός. Επίσης κατά τη δημιουργία τοιχίων δυσκαμψίας σε πολυώροφα κτίρια, η τοποθέτησή τους πρέπει να είναι όσο το δυνατό πιο συμμετρική, έτσι ώστε να περιορίζεται η στρεπτική ευαισθησία του κτιρίου και οι πρώτες δύο ιδιομορφές όσο γίνεται να κάνουν μόνο μεταφορικές κινήσεις κατά τη διεύθυνση της διέγερσης.

Πίνακας 6.0: Συνολικό βάρος δομικού χάλυβα στην κατασκευή με πυρήνα σκυροδέματος

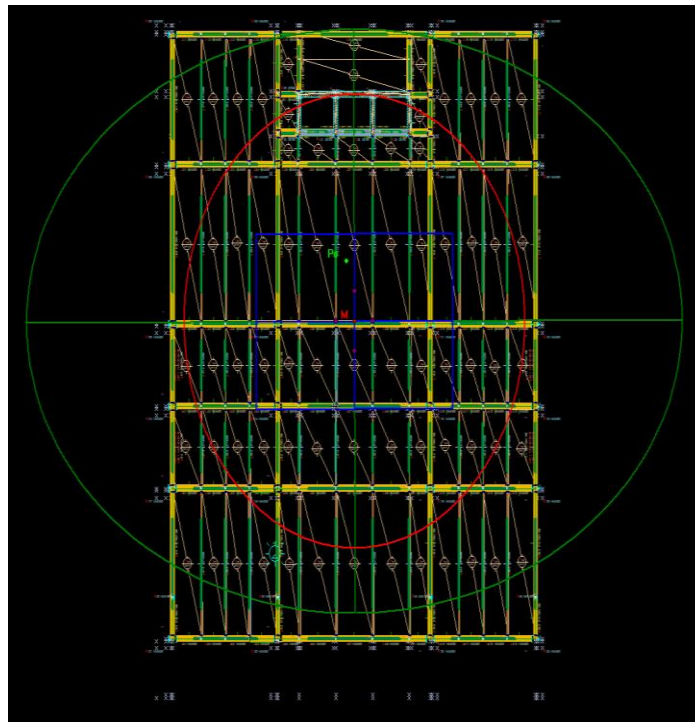
| Δομικά Υλικά | Μάζα | Μάζα ανά καλυμμένη επιφάνεια |
|---------------------------|--------|------------------------------|
| | M (tn) | (kg/m ²) |
| Δομικός χάλυβας | 668 | 133 |
| Δομικός χάλυβας συνδέσεις | 66,8 | 13 |
| Συνολικός δομικός χάλυβας | 734,8 | 147 |



Σχήμα 6.6: Παραμορφωμένη κατασκευή με τον πυρήνα σκυροδέματος κατά την 1^η ιδιομορφή



Σχήμα 6.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση 10οροφης κατασκευής με πυρήνα σκυροδέματος



Σχήμα 6.8: Κάτοψη κατασκευής με πυρήνα σκυροδέματος. Απαιτήθηκε η προσθήκη έκκεντρων λάμδα στο κάτω μέρος της κάτοψης για την αποφυγή μεγάλων στροφών κατά τη σεισμική φόρτιση.

10 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
2. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
3. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). “Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Aslani H., Miranda E. (2005). “Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings.” Report No. 157, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
7. Bazzurro P., and Luco N. (2007). “Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses?” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1813–1835.
8. Celarec D., Vamvatsikos D., Dolsek M. (2011). “Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of the structural ageing process.” In: Dolsek M. (ed), *Protection of Built Environment Against Earthquakes*. Springer: Dordrecht.
9. Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines.” *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533.
10. CUNY (2012). “Avoiding and detecting plagiarism.” The City University of New York, New York, NY, http://www.gc.cuny.edu/CUNY_GC/media/CUNY-Graduate-Center/PDF/Policies/General/AvoidingPlagiarism.pdf.
11. De Luca F., Vamvatsikos D., Iervolino I. (2011). “Near-optimal bilinear fit of capacity curves for equivalent SDOF analysis.” *Proceedings of the COMPDYN2011 Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece.
12. Dolsek M. (2009). “Incremental dynamic analysis with consideration of modelling uncertainties.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(6), 805–825.
13. Dolsek M., Fajfar, P. (2008). “The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – A probabilistic assessment.” *Engineering Structures*, 30(11), 3186–3192.
14. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
15. Jalayer F. (2003). “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
16. Jalayer F., Cornell, C.A. (2009). “Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(8), 951–1052.

17. Liel A.B., Haselton C.B., Deierlein G.G., Baker J.W. (2009). “Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings.” *Structural Safety*, 31(2), 197–211.
18. Luco N., Cornell C.A. (2007). “Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions.” *Earthquake Spectra*, 23(2), 357–392
19. McKenna F., Fenves G.L., Scott M.H. (2000). “Open system for earthquake engineering simulation”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://opensees.berkeley.edu> [01/10/2016].
20. NIST (2010). “Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design.” Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
21. PEER (2005). “PEER NGA Database.” Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/> [22/10/2016].
22. SAC Joint Venture (2000a). “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-350, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
23. SAC Joint Venture (2000b). “Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
24. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). “Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
25. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). “Applied Incremental Dynamic Analysis.” *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
26. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). “Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
27. Μακάριος, Τ. (2000) ‘Άξονας βέλτιστης στρέψης και ακτίνες δυστροπίας σε πολυώροφα κτίρια’, *Τεχνικά Χρονικά*, Επιστ. Εκδ. ΤΕΕ, τεύχ. 1, 75-94.
28. Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας καθηγητής Ε.Μ.Π, Γιάννης Ν. Ψυχάρης
29. Φωτογραφικό υλικό διατμητικών ήλων ktirio.gr

27. Χ. Γαντές – Δ. Βαμβάτσικος – Π. Θανόπουλος, Ξ. Λιγνός – Α. Σπηλιόπουλος – Κ. Κουλάτσου «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3,
28. Φωτογραφικό υλικό εργαστηριακών δοκιμών μεταλλικών κατασκευών Ε.Μ.Π