

Περιεχόμενα:

Περίληψη.....	3
Κεφάλαιο 1 <sup>ο</sup> : Περιγραφή του έργου.....	6
1.1 Γενικά στοιχεία.....	6
1.2 Φέρων οργανισμός.....	7
1.3 Επικάλυψη στέγης.....	9
1.3.1 Φυτεμένο δώμα – Πράσινη στέγη.....	10
1.4 Εξωτερική τοιχοποιία .....	19
1.5 Ελαφρά εσωτερικά διαχωριστικά.....	23
1.6 Ψευδοροφές.....	24
1.7 Δάπεδα.....	27
Κεφάλαιο 2 <sup>ο</sup> : Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων – Προσομοίωμα.....	30
2.1 Παρουσίαση προγράμματος ανάλυσης της κατασκευής.....	30
2.2 Προσομοίωμα.....	33
2.2.1 Γεωμετρία.....	34
2.2.2 Ιδιότητες υλικών & τύποι διατομών.....	45
2.2.3 Φορτία & συνδυασμοί φορτίσεων.....	49
2.3 Διακριτοποίηση στοιχείων.....	58
2.4 Ανάλυση.....	59
Κεφάλαιο 3 <sup>ο</sup> : Παρουσίαση αποτελεσμάτων ανάλυσης	
3.1 Εντατικά μεγέθη.....	61
3.2 Ιδιομορφές.....	101
3.3 Διατομές που προκύπτουν από τη διαστασιολόγηση.....	106
3.4 Έλεγχος κατακόρυφων βελών.....	127

3.5 Έλεγχος ελαστικών σχετικών μετακινήσεων των ορόφων.....	128
3.6 Συνολικό βάρος του κτιρίου και των επιμέρους δομικών στοιχείων του....	129
3.7 Βάρος ανά κατηγορία δομικού στοιχείου και ανά όροφο.....	130
3.8 Έλεγχος και σχολιασμός εξαγομένων ανάλυσης.....	131
Κεφάλαιο 4 <sup>ο</sup> : Περαιτέρω έλεγχοι δομικών στοιχείων	
4.1 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου – σύμμικτης πλάκας.....	134
4.1.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	137
4.1.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	142
4.2 Έλεγχος της σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού IPE 330 του δώματος με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4.....	146
4.2.1 Έλεγχος κάμψης.....	146
4.2.2 Διαμήκης διάτμηση – Διατμητικοί σύνδεσμοι (ήλοι).....	149
4.3 Ικανοτικός σχεδιασμός.....	152
4.4 Συνδέσεις.....	160
Βιβλιογραφία.....	184

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ: Κάτοψη 5<sup>ου</sup> & 6<sup>ου</sup> επιπέδου

Κάτοψη κλίμακας

Όψη 21

### Περίληψη:

Στην παρούσα διπλωματική μελετήθηκε η κατασκευή πολυώροφου σύμμικτου κτιρίου που προορίζεται για χρήσεις κατοικιών. Είναι ένα μη κατασκευασμένο κτίριο, η επιλογή του οποίου προέκυψε από τη δημιουργική διάθεση του μελετητή να μελετήσει ως σύμμικτο ένα κτίριο της συγκεκριμένης μορφής, το οποίο είχε μελετηθεί ως κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ακολουθεί η συνοπτική περιγραφή του περιεχομένου των κεφαλαίων που απαρτίζουν την εργασία αυτή.

Στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρατίθενται γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου. Αρχικά περιγράφεται ο φέρων οργανισμός και ο τρόπος λειτουργίας των επιμέρους δομικών στοιχείων. Στη συνέχεια παρατίθενται στοιχεία για τα μη φέροντα στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν. Ιδιαίτερη μνεία γίνεται στις ιδιότητες, στους τύπους και στη διαστρωμάτωσή του φυτεμένου δώματος.

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση του προγράμματος με το οποίο αναλύεται το κτίριο καθώς και τα βήματα ανάλυσής του, στα οποία συμπεριλαμβάνονται τα φορτία και οι συνδυασμοί φόρτισης που θα εφαρμοστούν.

Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του φορέα δηλαδή τα εντατικά μεγέθη για τους συνδυασμούς φόρτισης, οι ιδιομορφές του κτιρίου καθώς επίσης και οι διατομές που προκύπτουν από τη διαδικασία της διαστασιολόγησης. Έπειτα γίνεται παρουσίαση των αριθμητικών δεδομένων και αποτελεσμάτων της διαστασιολόγησης όπως παρουσιάζονται στο πρόγραμμα. Στη συνέχεια παρατίθενται οι ελαστικές σχετικές παραμορφώσεις, ο έλεγχος αυτών καθώς και ο έλεγχος των κατακόρυφων βελών. Έπειτα παρατίθενται πίνακες με το βάρος του φέροντος οργανισμού ανά όροφο αλλά και συνολικά και τέλος οι παρατηρήσεις που αφορούν τόσο τα εξαγόμενα εντατικά μεγέθη όσο και τα αποτελέσματα της διαδικασίας διαστασιολόγησης.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο ελέγχονται βάσει των αντίστοιχων κανονισμών τα δομικά στοιχεία, των οποίων ο έλεγχος δεν έγινε από το πρόγραμμα, όπως η σύμμικτη πλάκα και το χαλυβδόφυλλο. Επίσης γίνεται ο έλεγχος μιας σύμμικτης δοκού σύμφωνα όμως με τον Ευρωκώδικα 4 καθώς οι σύμμικτες διατομές της

διαδικασίας διαστασιολόγησης του προγράμματος προκύπτουν από τον πιο πρόσφατο αμερικανικό κανονισμό που χρησιμοποιεί αυτό. Έπειτα γίνεται ο υπολογισμός των διατμητικών συνδέσμων που θα χρησιμοποιηθούν σε περίπτωση πλήρους διατμητικής κάλυψης και ακολουθεί ο ικανοτικός σχεδιασμός. Τέλος με χρήση του προγράμματος INSTANT γίνεται έλεγχος σε επιλεγμένες τυπικές συνδέσεις δομικών στοιχείων.



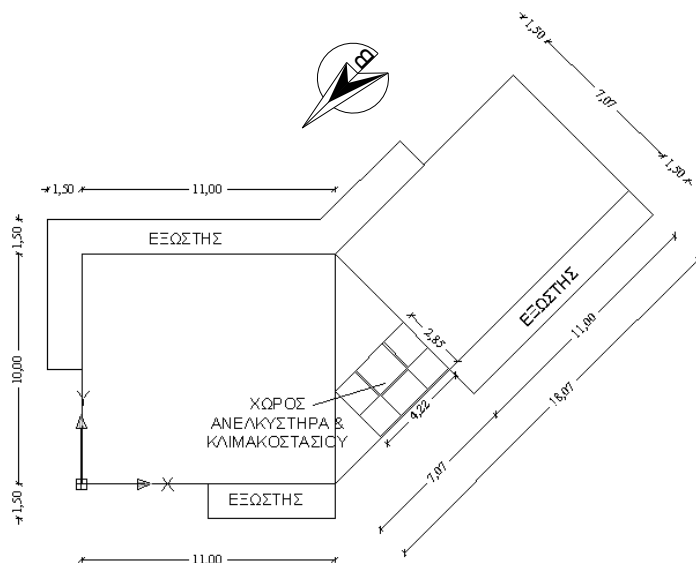
## Κεφάλαιο1<sup>ο</sup> : Περιγραφή του έργου

### 1.1 Γενικά στοιχεία:

Το κτίριο που θα μελετηθεί αποτελείται από πέντε πανομοιότυπους ορόφους ύψους 3m και από υπόγειο ύψους 2,5m. Η επιφάνεια του τυπικού ορόφου είναι 212,76 m<sup>2</sup> με σχήμα πολυγωνικό, μη κυρτό, μη συμμετρικό το οποίο αποτελείται από ένα ορθογωνικό τμήμα εμβαδού 110m<sup>2</sup>, από ένα τμήμα επίσης ορθογωνικό εμβαδού 77,77m<sup>2</sup> και από ένα τμήμα ορθογωνίου τριγώνου εμβαδού 24,99m<sup>2</sup>.

Σύμφωνα με τους όρους δόμησης, της περιοχής στην οποία βρίσκεται το οικοπέδο που θα ανεγερθεί το κτίριο, προβλέπεται η ανέγερση κατοικίας. Έτσι η χρήση του κτιρίου θα είναι κατοικία.

Στο κτίριο έχουν προβλεφθεί εξώστες με ενιαίο πλάτος 1,50m σε όλες τις κατευθύνσεις του κτιρίου μη συνεχόμενοι περιμετρικά λόγω της ύπαρξης των κατακόρυφων συνδέσμων. Επίσης προβλέπεται η κατασκευή κλιμακοστασίου και ανελκυστήρα εντός του τμήματος του ορθογωνίου τριγώνου σε τμήμα εμβαδού 12,03 m<sup>2</sup>. Η τοποθέτηση τους στο τμήμα αυτό έγινε με σκοπό την καλύτερη εξυπηρέτηση των χώρων του κτηρίου και την καλύτερη αξιοποίηση του σχήματος της κάτοψης (εικόνα 1).



Σχήμα 1: σκαρίφημα κάτοψης τυπικού ορόφου κτιρίου

### 1.2 Φέρων οργανισμός:

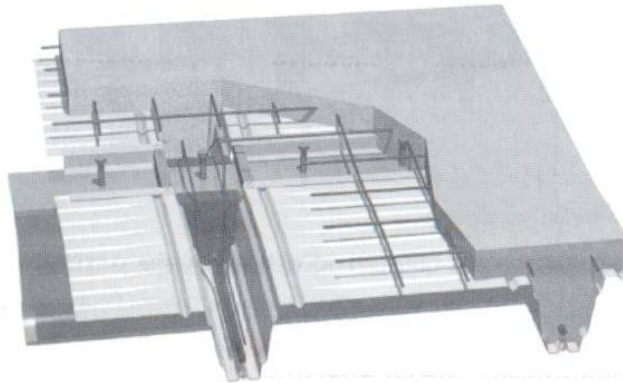
Ο φέρων οργανισμός είναι μεταλλικός και θεωρείται πακτωμένος στη στάθμη της θεμελίωσής του, η οποία θεωρείται πακτωμένη στη στάθμη του υπόγειου που βρίσκεται 1,1m κάτω από τη στάθμη του εδάφους. Στο πόνημα αυτό δε θα μελετηθεί περαιτέρω η θεμελίωση του κτιρίου ούτε η ύπαρξη και αξιοποίηση του υπόγειου χώρου.

Ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από υποστυλώματα, κύριες δοκούς, δευτερεύουσες δοκούς, κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και τις πλάκες. Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών – δοκών – υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων δυνάμεων στη θεμελίωση. Συγκεκριμένα δευτερεύουσες δοκοί αρθρωμένες στις κύριες δοκούς παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς που είναι αρθρωμένες στα υποστυλώματα. Έτσι οι συνδέσεις κυρίων δοκών – υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ως συνδέσεις τέμνουσας (απλές συνδέσεις) οι οποίες παραλαμβάνουν μόνο δύναμη, έχουν στροφική ικανότητα και λειτουργούν ως οιονεί αρθρώσεις. Η ασφαλής μεταφορά των οριζόντιων δράσεων και ταυτόχρονα η πλευρική ευστάθεια του φορέα εξασφαλίζεται με κατάλληλη διάταξη κατακόρυφων συνδέσμων χωρίς εκκεντρότητα περιμετρικά του κτιρίου και όσο το δυνατόν σε συμμετρική διάταξη ώστε να αυξηθεί η δυστρεψία του κτιρίου. Επίσης στην πλευρική ευστάθεια συνεισφέρουν και οι πλάκες που λειτουργούν και ως διαφράγματα.

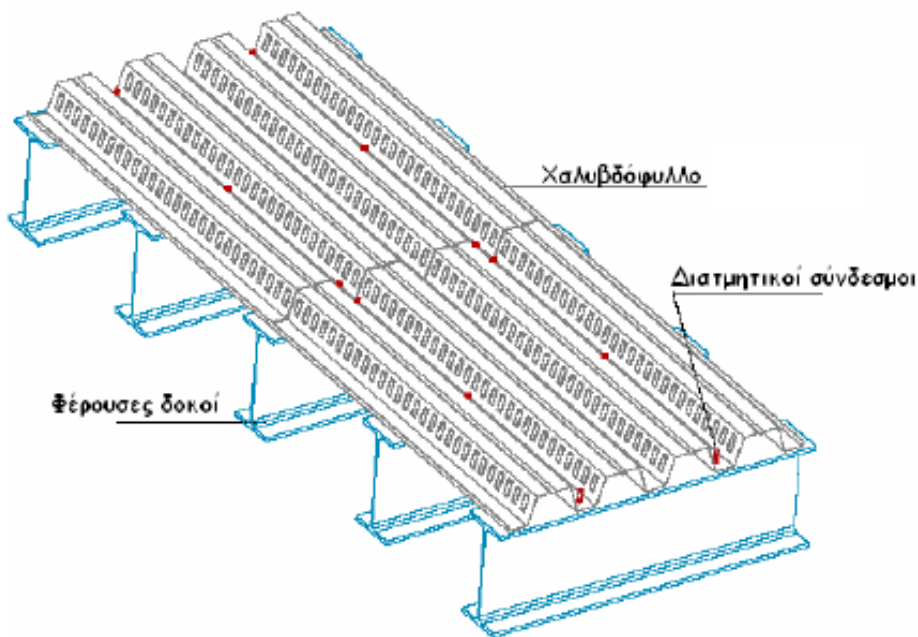
Τα υποστυλώματα και οι κύριες δοκοί και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μελετήθηκαν ως μεταλλικά στοιχεία, ενώ οι δευτερεύουσες δοκοί και οι πλάκες ως σύμμικτες. Επομένως το κτίριο χαρακτηρίζεται ως σύμμικτη κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα σύμμικτες δοκοί συντίθενται από σιδηροδοκό πρότυπης ή σύνθετης (συγκολλητής) διατομής και πλάκα από σκυρόδεμα, η οποία αποτελεί το πέλμα της δοκού. Η συνεργασία δοκού – πέλματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διατμητικών συνδέσμων στη διεπιφάνεια σκυροδέματος – σιδηροδοκού.

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα. Στο άνω μέρος της πλάκας διατάσσεται οπλισμός, συνήθως πλέγμα, για τον περιορισμό της ρηγμάτωσης και την παραλαβή των αρνητικών ροπών

Το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί στη φάση της διάστρωσης του σκυροδέματος ως ξυλότυπος και στη φάση λειτουργίας ως συνελκόμενος οπλισμός. Η συνεργασία χαλυβδόφυλλου – σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη νευρώσεων, εγκοπών ή προεξοχών στο χαλυβδόφυλλο ή με διάταξη διατμητικών συνδέσμων στις στηρίξεις των χαλυβδόφυλλων. Στο κατώτερο σημείο των νευρώσεων των χαλυβδόφυλλων και σε μικρή απόσταση από αυτά τοποθετούνται συνήθως ράβδοι οπλισμού, οι οποίες σε περίπτωση πυρκαγιάς και απενεργοποίησης της λειτουργίας του χαλυβδόφυλλου προσφέρουν τον απαιτούμενο οπλισμό στο συγκεκριμένο χρόνο.



**Εικόνα 1:** Σύμμικτη πλάκα από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα



**Εικόνα 2:** Σύμμικτη δράση στοιχείων



Η μόρφωση του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου ξεκινά από την αρχιτεκτονική μελέτη. Έτσι σε πρώτο στάδιο η τοποθέτηση των υποστυλωμάτων γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε να υπάρχει ελευθερία στη διαμόρφωση των χώρων της κατοικίας. Ωστόσο η διάταξη που θα επιλεγθεί τελικά πρέπει να είναι τέτοια ώστε να δημιουργεί διαδρομές για την ασφαλή παραλαβή και μεταφορά των φορτίων στη θεμελίωση. Άλλωστε η ανάλυση του φορέα, όσο σημαντική και αν είναι, δε μπορεί να διορθώσει έναν κακό σχεδιασμό. Αντιθέτως ο ορθός σχεδιασμός οδηγεί σε καλή συμπεριφορά του φορέα ακόμα και αν η ανάλυση είναι απλουστευμένη.

### 1.3 Επικάλυψη στέγης:

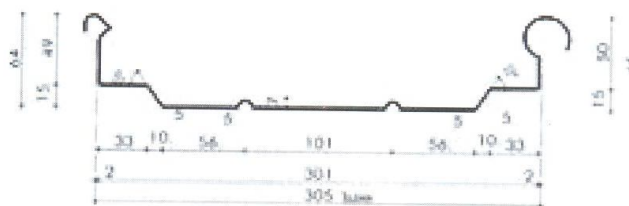
Τα στοιχεία επικάλυψης πρέπει να πληρούν τις εξής απαιτήσεις:

- Μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων (κινητό στέγης, χιόνι) στο φέροντα οργανισμό
- Θερμομόνωση
- Υγρομόνωση

Τα συνήθη στοιχεία επικάλυψης είναι πολύχρωμα πετάσματα από απλά μεταλλικά χαλυβδόφυλλα ή θερμομονωτικά πανέλα με επίπεδες ή αυλακωτές επιφάνειες.

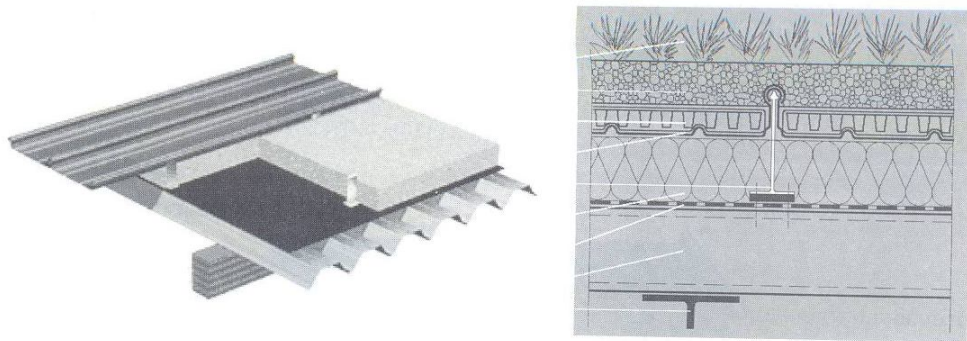
Τα μεταλλικά φύλλα διακρίνονται βασικώς σε:

- Κουμπωτά
- Κυματοειδή
- Τραπεζοειδή
- Συρταρωτά



**Εικόνα 3:** Κουμπωτό μεταλλικό φύλλο

Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν κουμπωτά φύλλα στα οποία οι διαμήκεις πλευρές «θηλυκώνουν» μεταξύ τους, οπότε αποφεύγεται ο αρμός. Η στήριξή τους γίνεται επί ορθοστατών, οι οποίοι στηρίζονται σε διαγώνιες μεταλλικές ταινίες που στερεώνονται στη βάση της στέγης (πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα ή βατές θερμομονωτικές πλάκες). Τα κουμπωτά φύλλα είναι λόγω της απουσίας αρμών κατάλληλα για τη διαμόρφωση στεγών με φυτεύσεις, τις λεγόμενες πράσινες στέγες.



**Εικόνα 4:** Κουμπωτά φύλλα σε μεταλλικές στέγες

### 1.3.1 Φυτεμένο δώμα - Πράσινη στέγη :

Η σύγχρονη τάση σύμφωνα με τις αρχές της βιώσιμης ανάπτυξης και της βιοκλιματικής αρχιτεκτονικής είναι η δημιουργία λειτουργικών φυτεμένων δωματίων – «πράσινων στεγών». Η κοστολόγηση του κύκλου ζωής υποδεικνύει ότι πράσινες στέγες κοστίζουν το ίδιο ή και λιγότερο από τα συμβατικά στέγες και είναι μια επένδυση η οποία παρέχει σημαντικό αριθμό κοινωνικά, περιβαλλοντικά και οικονομικά οφέλη που είναι τόσο στο δημόσιο όσο και τον ιδιωτικό χαρακτήρα.



**Εικόνα 5:** Πράσινη στέγη σε κατοικία στην Αθήνα

Τα φυτεμένα δώματα βελτιώνουν το μικροκλίμα των αστικών περιοχών, μειώνουν την ηχορύπανση, τη σκόνη και το νέφος, ενισχύουν και προστατεύουν τη μόνωση του δώματος και δημιουργούν φυσικό περιβάλλον για την αστική χλωρίδα και πανίδα. Τα φυτεμένα δώματα / «πράσινες στέγες» προσφέρουν αισθητικά, οικολογικά και λειτουργικά πλεονεκτήματα και αποτελούν μια σύγχρονη εφαρμογή περιβαλλοντικού σχεδιασμού με σημαντικά τεχνοοικονομικά οφέλη.

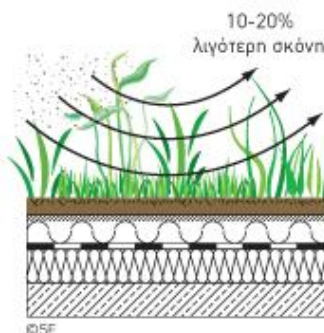
### Ιδιότητες του φυτεμένου δώματος:

- Μείωση της απορροής των υδάτων



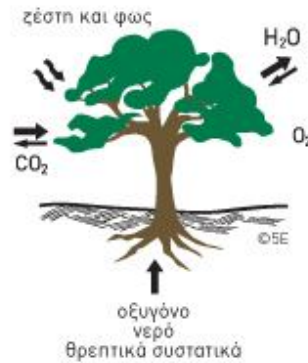
Τα φυτεμένα δώματα συμβάλλουν στην διαχείριση των όμβριων υδάτων, ενώ ανάλογα με την κατασκευή της «πράσινης στέγης», η απορροή του νερού μπορεί να μειωθεί έως και 90%, με αποτέλεσμα την αποφόρτιση των δικτύων όμβριων των αστικών κέντρων και κατά συνέπεια τον έλεγχο των πλημμυρών

- Μείωση της σκόνης και του νέφους στην ατμόσφαιρα



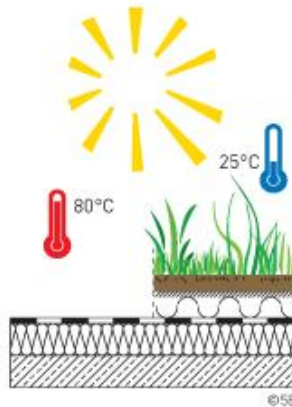
Η φυτική κάλυψη μιας «πράσινης στέγης» / φυτεμένου δώματος λειτουργεί σαν φίλτρο που συγκρατεί τα αιωρούμενα σωματίδια. Τα νιτρικά και άλλα επιβλαβή συστατικά του αέρα απορροφούνται, και με τη βοήθεια της βροχής καταλήγουν στο υπόστρωμα των φυτών.

- Βελτίωση μικροκλίματος αστικών περιοχών



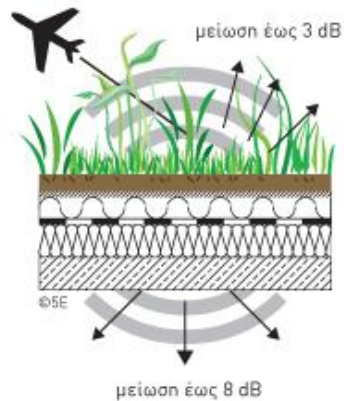
Οι «πράσινες στέγες» / φυτεμένα δώματα δροσίζουν και αυξάνουν την υγρασία της ατμόσφαιρας, δημιουργούν ευχάριστο μικροκλίμα και συμβάλουν στη μείωση του φαινομένου της «θερμής αστικής νησίδας».

- Ενίσχυση της αναμενόμενης διάρκειας ζωής της κατασκευής του δώματος



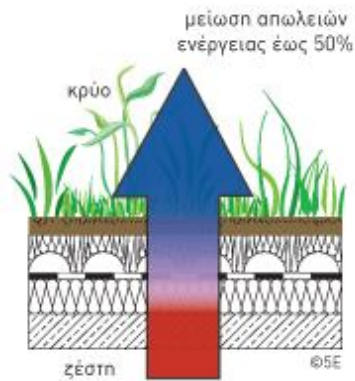
Η «πράσινη στέγη» / φυτεμένο δώμα ενός κτιρίου προστατεύει τα υποκείμενα μονωτικά υλικά από φθορές που θα προκαλούσε η έκθεσή τους στον ήλιο, στην υπεριώδη ακτινοβολία και στις μεγάλες αυξομειώσεις της θερμοκρασίας. Επίσης πολλά από τα υλικά που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή της πράσινης στέγης είναι κατασκευασμένα από ανακυκλωμένα δομικά υλικά, πλαστικά και καουτσούκ και έτσι μειώνεται η διάθεσή τους στην υγειονομική ταφή.

- Μείωση της ηχορύπανσης



Η «πράσινη στέγη» / φυτεμένο δώμα μπορεί να μειώσει την ένταση του ήχου που ανακλάται κατά 3 dB, και ταυτόχρονα βελτιώνει την ηχομόνωση του κτιρίου κατά 8 dB.

- Ενίσχυση και προστασία της μόνωσης του δώματος



Η «πράσινη στέγη» / φυτεμένο δώμα ενισχύει τη θερμομόνωση και μειώνει τις ενεργειακές απώλειες και τις θερμικές ανταλλαγές με το περιβάλλον, ενώ παράλληλα προστατεύει τις υποκείμενες στεγανοποιητικές μονωτικές μεμβράνες.

- Εκμετάλλευση διαθέσιμου χώρου



Τα φυτεμένα δώματα συμβάλουν στη λειτουργική και αισθητική αναβάθμιση των κτιρίων μετατρέποντας ανεκμετάλλετους χώρους σε λειτουργικούς χώρους ανάπαυλας και αναψυχής.

- Φυσικό περιβάλλον για ζώα και φυτά



Η «πράσινη στέγη» / φυτεμένο δώμα δημιουργεί αυτόνομα οικοσυστήματα, και ενθαρρύνει την παρουσία και την παραμονή της πανίδας (έντομα, πουλιά) στο περιβάλλον

### Τύποι φυτεμένου δώματος:

- Εκτατικός τύπος (extensive greenroof):

Το σύστημα αποτελείται από πολυεπίπεδη διαστρωμάτωση υλικών με ελαφρύ υπόστρωμα ανάπτυξης φυτών ύψους 8 έως 15 εκ., το φορτίο του υποστρώματος είναι μικρό ( κορεσμένο φορτίο ως  $1,2 \text{ kN/m}^2$  ) και το ριζικό σύστημα των φυτών επιφανειακό. Εφαρμόζεται κυρίως σε μη προσβάσιμες στέγες κτιριακών εγκαταστάσεων ή πρανή και δεν χρειάζεται τακτική συντήρηση. Για τη φυτική κάλυψη χρησιμοποιούνται φυτά χαμηλής βλάστησης, όπως φυτά εδαφοκάλυψης, αγριολούλουδα κλπ. Συνήθως επιλέγονται φυτά ανθεκτικά στη ξηρασία, στον άνεμο και στο ψύχος.

#### Χαρακτηριστικά «πράσινης στέγης» εκτατικού τύπου

1. Μικρή συντήρηση.
2. Περιοδική άρδευση.
3. Φύτευση με φυτά εδαφοκάλυψης, ποώδη φυτά.
4. Υπόστρωμα ύψους 8-15 εκ.

- Ημιεντατικός τύπος (intensive greenroof):

Για τη δημιουργία ενός τοπίου με εναλλαγές καθ' όλη τη διάρκεια του έτους, ενδείκνυται η κατασκευή «πράσινης στέγης» ημιεντατικού τύπου. Το σύστημα αποτελείται από ένα ελαφρύ υπόστρωμα ύψους 10 έως 25 εκ. και με φορτίο  $1,9 - 3,7 \text{ kN/m}^2$ . Στον ημιεντατικό τύπο φυτεμένου δώματος η φυτική κάλυψη μπορεί να είναι χλοοτάπητας, φυτά εδαφοκάλυψης και θάμνοι. Σε σχέση με τον εκτατικό τύπο στέγης έχει μεγαλύτερο ύψος υποστρώματος και συγκρατεί μεγαλύτερη ποσότητα νερού

#### Χαρακτηριστικά «πράσινης στέγης» ημιεντατικού τύπου

1. Περιοδική συντήρηση.
2. Περιοδική άρδευση.
3. Φύτευση με χλοοτάπητα, φυτά εδαφοκάλυψης, χαμηλούς θάμνους.
4. Υπόστρωμα ύψους 10-25 εκ.



- Εντατικός τύπος (intensive greenroof):

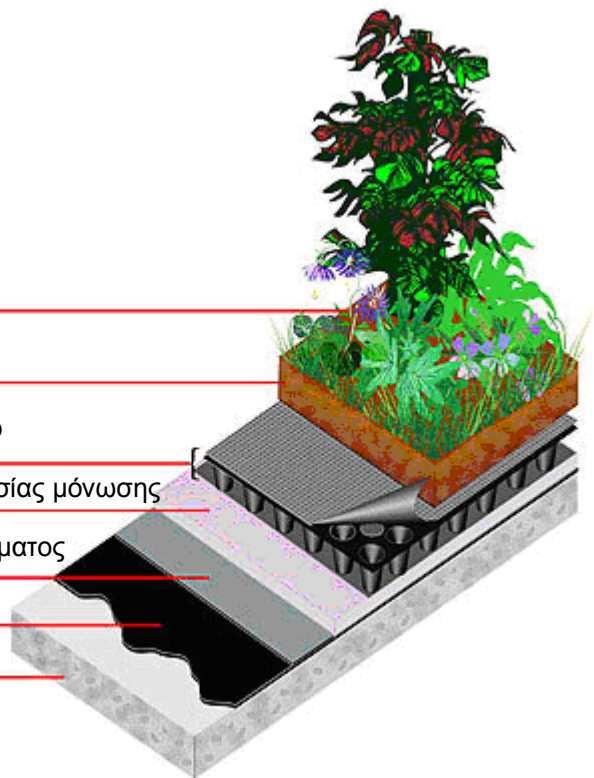
Το σύστημα εντατικού τύπου συνίσταται στη δημιουργία ενός «κήπου», σε υπόστρωμα 12-100 εκ. ,ύψος βλάστησης 250 cm και άνω και με επιφανειακό βάρος 3,7 kN/m<sup>2</sup> .Αυτός ο τύπος «πράσινης στέγης» / φυτεμένου δώματος απαιτεί τακτική συντήρηση (άρδευση, λίπανση κλπ.) και περιλαμβάνει μεγάλη ποικιλία φυτών, δέντρων και θάμνων. Μπορούν να δημιουργηθούν καθιστικά, πέργκολες, παιδότοποι και να γίνουν κατασκευές όπως μονοπάτια ή στοιχεία νερού.

Χαρακτηριστικά «πράσινης στέγης» εντατικού τύπου:

1. Τακτική συντήρηση.
2. Τακτική άρδευση.
3. Φύτευση με χλοοτάπητα, φυτά εδαφοκάλυψης, θάμνους και δένδρα.
4. Υπόστρωμα ύψους 12-100 εκ.

Διαστρωμάτωση «πράσινης στέγης»

1. Φυτικό υλικό
2. Υπόστρωμα ανάπτυξης φυτών
3. Διηθητικό φύλλο, 4. Αποστραγγιστικό στοιχείο
5. Υπόστρωμα συγκράτησης υγρασίας-προστασίας μόνωσης
6. Μembrάνη ελέγχου ανάπτυξης ριζικού συστήματος
7. Υγρομόνωση – Θερμομόνωση
8. Πλάκα σκυροδέματος





1. Φυτικό υλικό:

Μεγάλη ποικιλία φυτικού υλικού μπορεί να χρησιμοποιηθεί ανάλογα με τον τύπο της «πράσινης στέγης». Σε «πράσινη στέγη» / φυτεμένο δώμα εκτατικού τύπου χρησιμοποιούνται φυτά που χρειάζονται ελάχιστη συντήρηση, που είναι ανθεκτικά στη ξηρασία και αναβλαστάνουν εύκολα. Σε «πράσινη στέγη» / φυτεμένο δώμα εντατικού τύπου υπάρχει η δυνατότητα επιλογής φυτικού υλικού μέσα από μεγαλύτερη ποικιλία ειδών.

2. Υπόστρωμα ανάπτυξης φυτών:

Το υπόστρωμα ανάπτυξης των φυτών πρέπει να έχει ισορροπημένη σύσταση και μικρό ειδικό βάρος, όπως επίσης και κατάλληλες χημικές και φυσικές ιδιότητες για την ανάπτυξη των φυτών (pH, θρεπτικά στοιχεία, ποσοστό πορώδους, ικανότητα συγκράτησης υγρασίας). Το ύψος του υποστρώματος επηρεάζει το ρυθμό ανάπτυξης των φυτών, καθώς και το φορτίο με το οποίο επιβαρύνεται το δώμα. Το υπόστρωμα επιτρέπει τον αερισμό του ριζικού συστήματος των φυτών, ακόμη και όταν είναι κορεσμένο με νερό.

3. Διηθητικό φύλλο:

Το διηθητικό φύλλο αποτρέπει τη μεταφορά τεμαχιδίων από το υπόστρωμα ανάπτυξης των φυτών στο αποστραγγιστικό σύστημα.

4. Αποστραγγιστικό στοιχείο:

Το στοιχείο αποστράγγισης έχει κενούς χώρους (κυψέλες) στους οποίους αποθηκεύει νερό, ενώ ταυτόχρονα επιτρέπει την απορροή της πλεονάζουσας ποσότητας του νερού μέσω των καναλιών του προς τις υδρορροές του δώματος. Οι οπές που φέρει στην ανώτερη επιφάνεια των κυψελών επιτρέπουν τον αερισμό του ριζικού συστήματος των φυτών και βοηθούν στην εξάτμιση της υγρασίας προς το υπόστρωμα. Έχει τη δυνατότητα να συγκρατεί νερό στις κυψέλες του ακόμα και σε επικλινείς στέγες.

5. Υπόστρωμα συγκράτησης υγρασίας και προστασίας της μόνωσης:

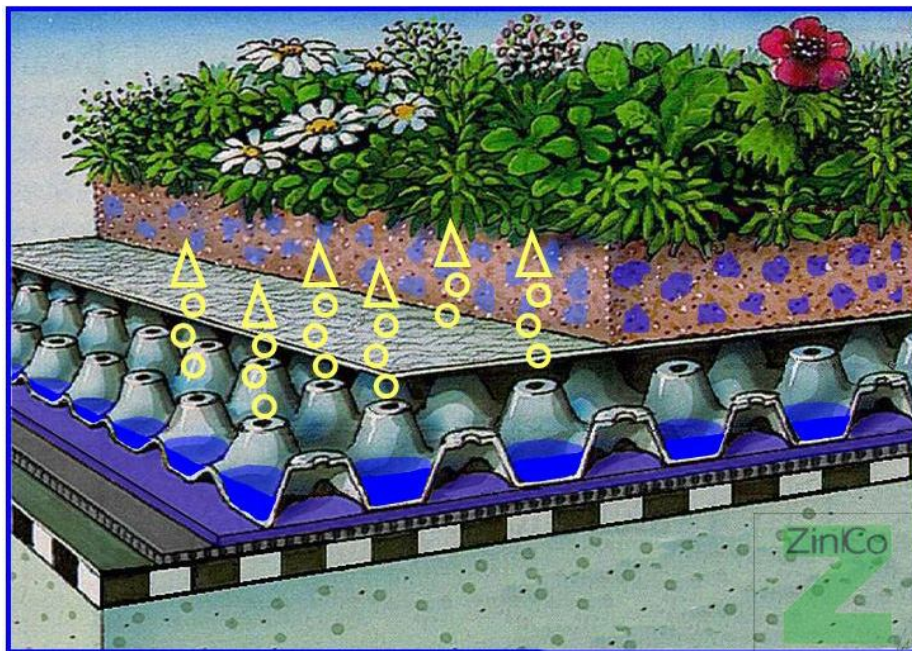
Συγκρατεί υγρασία και θρεπτικά στοιχεία, ενώ ταυτόχρονα εξασφαλίζει την προστασία της μόνωσης της στέγης από μηχανικές φθορές.

6. Μembrάνη ελέγχου ανάπτυξης ριζικού συστήματος:

Προσφέρει συνεχή προστασία και εμποδίζει τη διέλευση των ριζών των φυτών προς τη μόνωση του δώματος. Το πάχος και η μέθοδος εγκατάστασης της μεμβράνης εξαρτώνται από την κατασκευή και την κλίση της στέγης.

7. Υγρομόνωση - Θερμομόνωση:

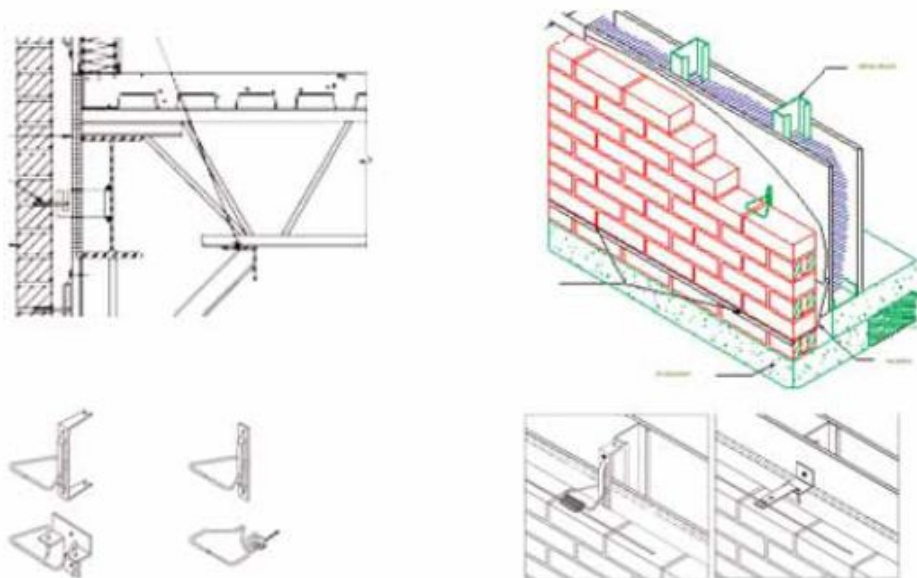
Απαραίτητη προϋπόθεση για την κατασκευή μιας «πράσινης στέγης» είναι η κατάλληλη υγρομόνωση του κτιρίου, όπως αυτή περιγράφεται στην αρχιτεκτονική μελέτη. Η εγκατάσταση «πράσινης στέγης» ενισχύει τη θερμομόνωση του κτιρίου και προστατεύει τις υποκείμενες στεγανωτικές μεμβράνες.



**Εικόνα 6:** προφίλ στρωμάτων της πράσινης στέγης

#### 1.4 Εξωτερική τοιχοποιία:

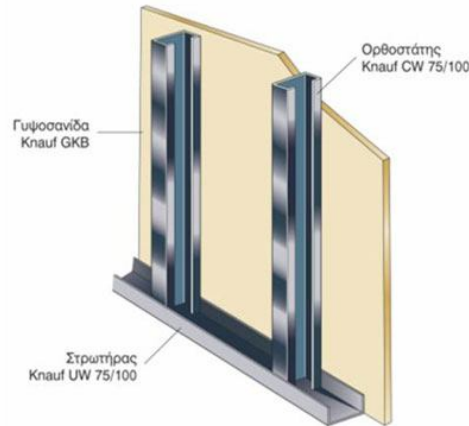
Μία συνήθης λύση για τα τις προσόψεις των μεταλλικών κτιρίων είναι οι αγκυρωμένες τοιχοποιίες, των οποίων η πλευρική στήριξη εξασφαλίζεται από πυκνούς ορθοστάτες μέσω κατάλληλων αγκυριών. Οι ορθοστάτες αποτελούνται από γαλβανισμένες διατομές C ψυχρής διαμόρφωσης, ενώ τα αγκύρια είναι από ανοξείδωτο χάλυβα. Τα αγκύρια βιδώνονται στους ορθοστάτες και ενσωματώνονται στους αρμούς του τοίχου. Ο τοίχος είναι δομικός με απόσταση από τους ορθοστάτες περί τα 50mm. Εκατέρωθεν των ορθοστατών τοποθετούνται γυψοσανίδες, μεταξύ των οποίων υπάρχει θερμομόνωση. Οι τοίχοι είναι αυτοφερόμενοι και ευσταθείς έναντι σεισμού.



**Εικόνα 7:** Αγκυρωμένη εξωτερική τοιχοποιία

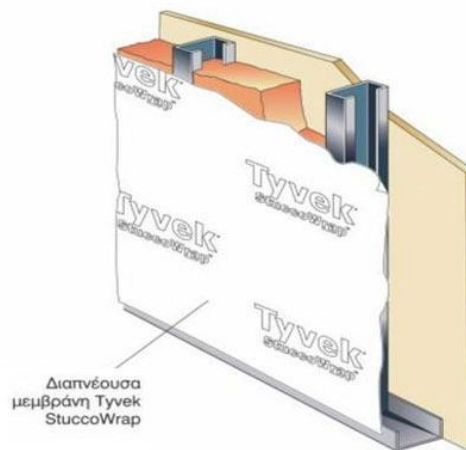
Έτσι για την πλαγιοκάλυψη του κτιρίου μας θα χρησιμοποιήσουμε μη φέρουσα τοιχοποιία ξηράς δόμησης σε μεταλλικό σκελετό από διπλούς ορθοστάτες με αμφίπλευρη διπλή επίστρωση από τσιμεντοσανίδες Aquapanel Cement Board τύπου Outdoor της Knauf και από ινογυψοσανίδες τύπου Knauf Vidiwall.

Παρακάτω περιγράφονται τα στάδια κατασκευής του συγκεκριμένου συστήματος εξωτερικής τοιχοποιίας με τα αντίστοιχα συνοδευτικά σκαριφήματα.



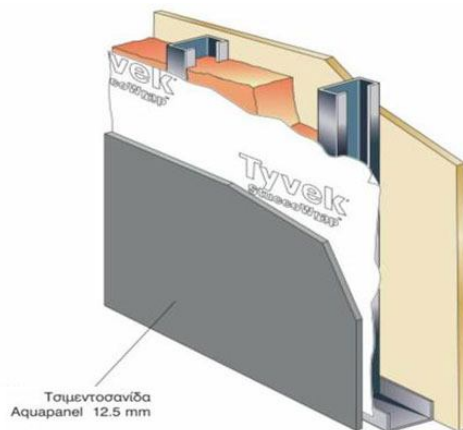
**Εικόνα 8:** Μεταλλικός σκελετός

Στάδιο 1<sup>ο</sup>: Κατασκευή μεταλλικού σκελετού που αποτελείται από το στρωτήρα και τους ορθοστάτες. Ο σκελετός πρέπει να διασφαλίζει ανεξάρτητος την παραλαβή των αναμενόμενων φορτίσεων με μέγιστη επιτρεπόμενη παραμόρφωση  $L/360$ . Στην τυπική περίπτωση συμβατικών κατασκευών στην Ελλάδα αυτό διασφαλίζεται με την επιλογή μεταλλικών προφίλ Knauf CW 75 ή CW 100 (εικόνα 8)



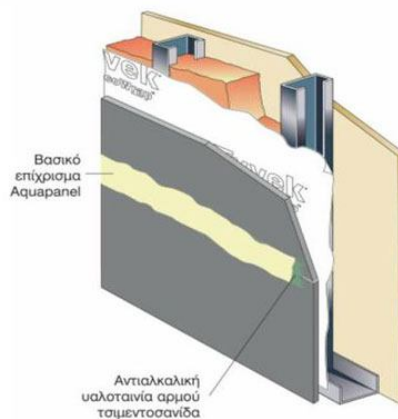
**Εικόνα 9:** Διαπνέουσα μεμβράνη

Στάδιο 2<sup>ο</sup>: Η εξωτερική παρειά του μεταλλικού σκελετού καλύπτεται με την ειδική διαπνέουσα μεμβράνη, η τοποθέτηση της οποίας επιβάλλεται για τη στεγανοποίηση της τοιχοποιίας αλλά και για την εξασφάλιση της μη άμεσης επαφής των προφίλ με το αλκαλικό περιβάλλον της πίσω παρειάς των τσιμεντοσανίδων (εικόνα 9)



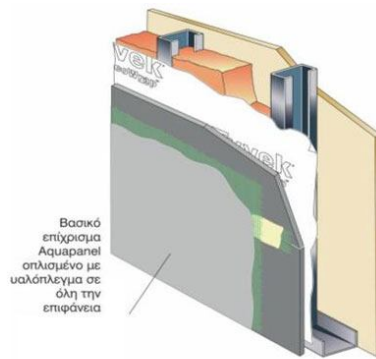
**Εικόνα 10:** Τσιμεντοσανίδα

Στάδιο 3<sup>ο</sup>: Οι τσιμεντοσανίδες τοποθετούνται χωρίς να σφηνώνονται, με ένα ελάχιστο κενό 2-3 χιλιοστά μεταξύ τους. Η στερέωσή τους γίνεται με ειδικές βίδες. Οι κατακόρυφοι αρμοί πρέπει να υποστηρίζονται από ορθοστάτες ενώ δεν επιτρέπεται η δημιουργία αρμών στην συνέχεια του περιγράμματος των ανοιγμάτων, είτε οριζοντίως, είτε κατακορύφως (εικόνα 10)



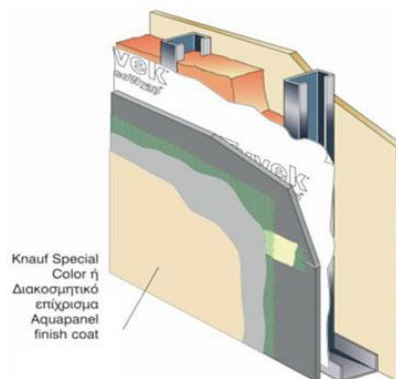
**Εικόνα 11 :** Αρμολόγηση

Στάδιο 4<sup>ο</sup>: Η σωστή αρμολόγηση των τσιμεντοσανίδων είναι εξαιρετικά σημαντική για την συμπεριφορά του συστήματος σύμφωνα με τον σχεδιασμό του. Έτσι ακολουθεί το στοκάρισμα των αρμών και το επόμενο στάδιο αυτό του βασικού επιχρίσματος (εικόνα 11).



**Εικόνα 12 :** Βασικό επίχρισμα οπλισμένο με υαλόπλεγμα

Στάδιο 5<sup>ο</sup>: Η εφαρμογή του πρέπει να γίνει μετά το στέγνωμα των αρμών, συνήθως την επόμενη ημέρα. Το μείγμα απλώνεται στην επιφάνεια της τσιμεντοσανίδας με οδοντωτή σπάτουλα 6 επί 6 χιλιοστών. Στο ακόμη νωπό επίχρισμα τοποθετείται σε όλη την επιφάνεια ειδικό αντιαλκαλικό υαλόπλεγμα ενίσχυσης. Στη συνέχεια το πλέγμα επιπεδώνεται επιμελώς με φαρδιά σπάτουλα, έτσι ώστε να εγκιβωτισθεί πλήρως. Το αποτέλεσμα είναι μια λεία, ενισχυμένη, ελαστομερής, αδιαβροχοποιητική στρώση μέσου πάχους 2,5-3 χιλιοστών (εικόνα 12)



**Εικόνα 13:** Διακοσμητικό επίχρισμα ή βαφή

Στάδιο 6<sup>ο</sup>: Τέλος εφαρμόζεται είτε ένα ειδικό ελαστομερές χρώμα με βάση συμπολυμερείς ακρυλικούς εστέρες το οποίο λόγω του οπλισμού με ίνες στην μάζα του διαστρώνεται σε μορφή σαγρέ χωρίς να παραμορφώνεται, είτε ένα ετοιμόχρηστο διακοσμητικό επίχρισμα υψηλής περιεκτικότητας σε πολυμερή και μεγάλη ελαστικότητα, με βαφή στον κόκκο των αδρανών. Η επεξεργασία αυτή πρέπει να γίνει τουλάχιστον 24 ώρες μετά την εφαρμογή του βασικού επιχρίσματος (εικόνα 13).



### 1.5 Ελαφρά εσωτερικά διαχωριστικά:

Οι απαιτήσεις ως προς τα ελαφρά εσωτερικά διαχωριστικά είναι, ανάλογα με την εφαρμογή, οι ακόλουθες:

- Αντοχή σε πλευρική πρόσκρουση ατόμων ή αντικειμένων.
- Αποφυγή βλαβών έναντι περιορισμένης σχετικής γωνίας παραμόρφωσης μεταξύ ορόφων.
- Πυροπροστασία.
- Ηχομόνωση.
- Θερμομόνωση.
- Υγρομόνωση.

Τα ελαφρά διαχωριστικά διακρίνονται σε:

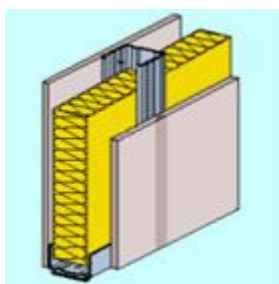
- Συμβατικές τοιχοποιίες από πλίνθους διαφόρων υλικών ( οπτόπλινθοι, πορώδες σκυρόδεμα, κλπ.)
- Τοίχους από γυψοσανίδες.

Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν τοίχοι από γυψοσανίδες. Οι τοίχοι από γυψοσανίδες έχουν ένα εσωτερικό σκελετό από χαλύβδινους ορθοστάτες διατομής U ή C που καλύπτεται εκατέρωθεν με γυψοσανίδες. Ανάλογα με το χρόνο αντοχής έναντι πυρκαγιάς, τοποθετούνται μία, δύο ή τρεις γυψοσανίδες. Οι γυψοσανίδες στερεώνονται στους ορθοστάτες με βίδες, οι οποίες διαπερνούν όλες τις πλάκες ταυτόχρονα. Το ηχομονωτικό υλικό τοποθετείται μεταξύ των ορθοστατών.



**Εικόνα 14:** Συστήματα εσωτερικής τοιχοποιίας από γυψοσανίδες

Συγκεκριμένα θα χρησιμοποιηθεί τοίχος Knauf μεταλλικού σκελετού W111, η οποία χαρακτηρίζεται ως φέρουσα εσωτερική τοιχοποιία ξηράς δόμησης. Το συνολικό πάχος της είναι 75mm και στηρίζεται σε μεταλλικό σκελετό από μονούς ορθοστάτες πλάτους 50mm, με εσωτερική μόνωση από πετροβάμβακα σε πλάκες πάχους των 4cm και πυκνότητας των 50 Kg/m<sup>3</sup>, με αμφίπλευρη διπλή επίστρωση από σάνταρντ γυψοσανίδες τύπου Knauf-GKB, πάχους 12,5mm (εικόνα 16)

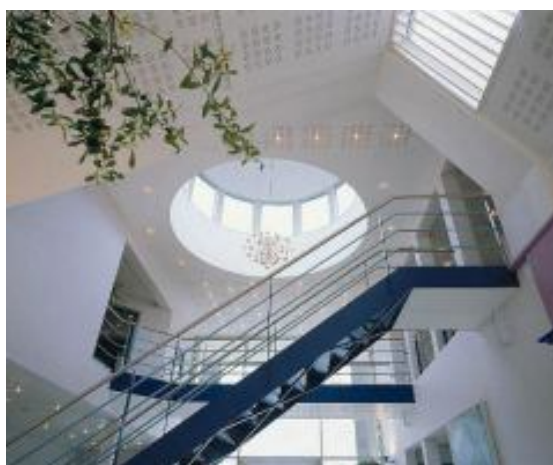


**Εικόνα 15:** Τοίχος μεταλλικού σκελετού W111

#### 1.6 Ψευδοροφές:

Οι ψευδοροφές χρησιμοποιούνται κυρίως για τους ακόλουθους λόγους:

- Μείωση του ύψους των χώρων για την αποτελεσματικότερη θέρμανση
- Κάλυψη του χώρου των Η/Μ εγκαταστάσεων κάτω από την οροφή
- Διακόσμηση εσωτερικών χώρων



**Εικόνα 16:** Θολωτή ψευδοροφή σε κατοικία



Η επιλογή της κατάλληλης ψευδοροφής βασίζεται στις ακόλουθες κατά περίπτωση απαιτήσεις και κριτήρια:

- επιζητούμενο αισθητικό αποτέλεσμα
- απαιτούμενη ηχοαπορροφητικότητα και ηχοανακλαστικότητα
- αντοχή σε κρούσεις
- αντοχή σε υγρασία
- αντοχή στο χρόνο και στη γήρανση
- αντοχή σε υδρατμούς
- αντανάκλαση φωτός
- θερμική αγωγιμότητα

Στις ψευδοροφές ενσωματώνονται εύκολα:

- Φωτιστικά σώματα και κρυφός φωτισμός.
- Ανιχνευτές και Sprinklers πυρόσβεσης.
- Αεραγωγοί και στόμια κλιματισμού.
- Θυρίδες επισκεψιμότητας σωληνώσεων.
- Ράγες για κουρτίνες και στόμια.
- Αγωγοί ηλεκτρολογικών καλωδιώσεων.

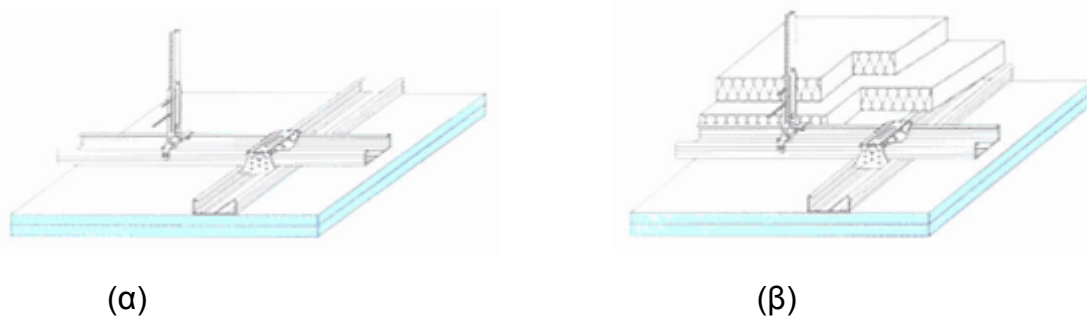


**Εικόνα 17:** Διακοσμητική ψευδοροφή σε κατοικία

Στο κτίριό μας θα χρησιμοποιηθούν ψευδοροφές από γυψοσανίδα, και συγκεκριμένα πυράντοχη Οροφή K214 Knauf-Fireboard – Πυραντοχή F90 από κάτω και από πάνω.

Η ψευδοροφή τύπου Knauf-K214 αποτελείται από αφανές σύστημα ανάρτησης με διπλό Fireboard πάχους 2x20 mm. Το σύστημα ανάρτησης αποτελείται από κύριους οδηγούς τύπου Knauf-CD:60x27x0,6 mm σε αξονικές αποστάσεις 750mm αναρτημένους από τη φέρουσα οροφή με άκαμπτες αναρτήσεις Nonius σε αποστάσεις 600mm. Έτσι η στήριξη των πλακών της ψευδοροφής γίνεται σε μεταλλική εσχάρα, αναρτημένη από την οροφή. Με χρήση των γυψοσανίδων τοποθετημένων σε κατάλληλη θέση, επιτυγχάνεται πυροπροστασία από κάτω (εικόνα 18α) ή από πάνω και από κάτω (εικόνα18β). Κάθετα στους κύριους οδηγούς στερεώνονται με συνδετήρες Π οι δευτερεύοντες οδηγοί, ίδιου τύπου με τους κύριους οδηγούς, σε αξονικές αποστάσεις 400mm. Απαιτείται διπλή στρώση πετροβάμβακα πάχους 2x40mm και ελάχιστης πυκνότητας 40Kg/m<sup>3</sup>.

Ο χρόνος πυραντίστασης εξαρτάται από τον αριθμό των γυψοσανίδων. Όπως και στα διαχωριστικά, οι πλάκες βιδώνονται μεταξύ τους και με τη μεταλλική εσχάρα. Η σύνδεση με τον τοίχο γίνεται και εδώ μέσω μεταλλικής ράγας συνδεδεμένης με τον τοίχο μέσω βλήτρων. Για να μην υπάρχουν κενά από τα οποία μπορεί να περάσει η φωτιά τοποθετείται μία κατακόρυφη γυψοσανίδα. Με κατάλληλη πρόβλεψη πρόσθετων ηχομονωτικών πλακών, επιτυγχάνεται ψευδοροφή πυράντοχη και ηχομονωτική ή επιπροσθέτως και θερμομονωτική.



**Εικόνα 18:** Λεπτομέρειες πυράντοχης ψευδοροφής από γυψοσανίδες Knauf

### 1.7 Δάπεδα:

Η αυξανόμενη ζήτηση οικολογικών προϊόντων φέρνει στο προσκήνιο και τα δάπεδα που κατασκευάζονται από υλικά φιλικά προς το περιβάλλον, τα οικολογικά δάπεδα. Τα ακόλουθα ανήκουν σε αυτή την κατηγορία δαπέδων.

Τα ξύλινα δάπεδα, με κύρια χαρακτηριστικό τους ότι: Δεν έχει γίνει η επεξεργασία τους με χημικές ουσίες, τοξικά μυκητοκτόνα, λούστρο κλπ. Προέρχονται από δάση από όπου δεν έχουν ξυλευτεί άναρχα και τα οποία έχουν αποκατασταθεί μετά την ξύλευση. Οι βασικοί τύποι δαπέδων παρκέτων είναι:

- Το μασίφ ξύλινο δάπεδο.
- Το συγκολλημένο δάπεδο τύπου laminated.
- Το έτοιμο προβερνικωμένο δάπεδο πολλαπλών στρωμάτων.



**Εικόνα 19:** δάπεδο από μασίφ ξύλο

Τα κεραμικά δάπεδα τύπου cotto. Κατατάσσονται σε εσωτερικά ή εξωτερικά, τοίχου ή δαπέδου, επισμαλτωμένο ή όχι, επίπεδα ή μη. Το κεραμικό πλακίδιο τύπου cotto είναι ένα διαχρονικό υλικό η εφαρμογή του οποίου άνθησε στην αρχαιότητα, στο Βυζάντιο, στην ισλαμική αρχιτεκτονική, αλλά και στην

Ιταλική Αναγέννηση. Πρόκειται ουσιαστικά για «ψημένη γη», για «κεραμίδι δαπέδου» και βρίσκεται στην αγορά είτε σε φυσική μορφή, είτε επισματωμένο.



**Εικόνα 20:** κεραμικό δάπεδο

Τα δάπεδα linoleum. Είναι τα πιο διαδεδομένα συνθετικά οικολογικά δάπεδα. Αποτελούνται κατά 100% από φυσικές πρώτες ύλες, από ξυλάλευρα και οκόνη φελλού αναμειγμένα με λινέλαιο (λάδι από λινάρι) και ρετσίνι, αλλά και με ορυκτά χρώματα πάνω σε βάση από φυτικό νήμα. Τα δάπεδα αυτό διατίθενται σε ρολό, σε διάφορα πάχη. Είναι ξεκούραστο στο περπάτημα, εξαιτίας του φαινομένου της επαναφοράς, που οφείλεται στην παρουσία του φελλού, αλλά και αρκετά μονωτικό, όμως δεν είναι ανθεκτικό στα αλκαλικά, γι' αυτό και αντενδείκνυται για ορισμένες χρήσεις.



**Εικόνα 21:** δάπεδο linoleum



## **Κεφάλαιο 2<sup>ο</sup>:** **Πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων - Προσομοίωμα:**

### **2.1 Παρουσίαση προγράμματος ανάλυσης της κατασκευής:**

Το κτίριο μελετήθηκε με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Etabs 9.1.4. Το πρόγραμμα εκτελεί γραμμικές και μη γραμμικές στατικές και δυναμικές αναλύσεις για κατασκευές από δομικό χάλυβα, οπλισμένο σκυρόδεμα ή όποιο άλλο υλικό ορίσει ο χρήστης. Το προσομοίωμα μπορεί να περιλαμβάνει πλαίσια παραλαβής ροπής, πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας, πλαίσια με απομειωμένες διατομές δοκών ή άλλων στοιχείων τους, δύσκαμπτες και εύκαμπτες πλάκες, κεκλιμένες οροφές, ράμπες και κατασκευές χώρων στάθμευσης, κατασκευές με μεσοπατώματα, κατασκευές με σύμμικτα ή μεταλλικά καταστρώματα κ.α.

Για τη διαστασιολόγηση των μεταλλικών στοιχείων είναι διαθέσιμοι οι εξής κανονισμοί: AISC-ASD01, AISC ASD89, AISC-LRFD99, BS5950 90, BS5950 2000, CISC95, EUROCODE3-1993, INDIAN IS 800-1998, ITALIAN UNI 10011, UBC97-ASD, UBC97-LRFD, AISC-ASD 2001, AISC-LRFD 2001, AISC 2005.

Για τη διαστασιολόγηση των σύμμικτων στοιχείων είναι διαθέσιμοι οι εξής κανονισμοί: AISC-LRFD93, AISC-LRFD99, AISC-ASD89, AISC-ASD01, CISC 95, BS950 90, INDIAN IS:800-1998.

Για τον αντισεισμικό σχεδιασμό εκτός από τη δυνατότητα εισαγωγής τυχόντος φάσματος προσδιορισμένο από το χρήστη, το πρόγραμμα περιλαμβάνει τα εξής φάσματα: UBC94, UBC97, BOCA96, NBCC95, IBC2003, NEHR97, EUROCODE8, NZS4203, CHINESE002, ITALIAN3274, IS1893:2002.

Στις δυνατότητες του προγράμματος περιλαμβάνονται:

- ❖ Πλήρως τρισδιάστατο κτηριακό μοντέλο
- ❖ Κτηριακή ορολογία ( δοκοί, πλάκες, υποστυλώματα κλπ)
- ❖ Αυτόματη γένεση φορτίων βαρύτητας

- ❖ Τεχνικές γένεσης των φορτίων βαρύτητας και των οριζόντιων φορτίων (φορτία σεισμού και ανέμου ) με ευκολία στη χρήση σε σχέση με τα γενικά προγράμματα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων.
- ❖ Αυτόματη γένεση φορτίων ανέμου
- ❖ Αυτόματη γένεση σεισμικών φορτίων
- ❖ Τρισδιάστατη ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων
- ❖ Ραβδωτά, επιφανειακά, κομβικά και στοιχεία σύζευξης
- ❖ Δυνατότητα ανάλυσης φαινομένων 2ας τάξης (P-Δ)
- ❖ Γραμμική στατική ανάλυση
- ❖ Ιδιομορφική ανάλυση
- ❖ Δυναμική φασματική ανάλυση
- ❖ Γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορία
- ❖ Διαστασιολόγηση χάλυβα
- ❖ Διαστασιολόγηση οπλισμένου σκυροδέματος
- ❖ Διαστασιολόγηση σύμμικτων διατομών
- ❖ Διαστασιολόγηση τοιχωμάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Οι ποικίλοι αλγόριθμοι που περιέχει το πρόγραμμα για το σχεδιασμό βάσει των διαφόρων κανονισμών, για την επιλογή των μεταλλικών διατομών, τον έλεγχο των τάσεων και τη βελτιστοποίηση των μετατοπίσεων

περιλαμβάνουν τον υπολογισμό των αξονικών αντοχών και αντοχών σε διαξονική κάμψη, τον καθορισμό των συντελεστών  $K$ , την ενσωμάτωση στους υπολογισμούς των ανυποστήρικτων μηκών και των φαινομένων 2ας τάξεως, τον προσδιορισμό του συντελεστή εκμετάλλευσης της διατομής. Με βάση όλα τα παραπάνω προκύπτουν οι αποδεκτές διατομές.

Το πρόγραμμα εκτελεί μία γραμμική στατική ανάλυση για κάθε φορτίο που ορίζεται. Τα αποτελέσματα διαφορετικών στατικών φορτίων μπορούν να συνδυαστούν μεταξύ τους και με φορτία άλλων γραμμικών αναλύσεων όπως η φασματική ανάλυση.

Η ιδιομορφική ανάλυση υπολογίζει τις ιδιομορφές της κατασκευής βάσει της δυσκαμψίας των στοιχείων και των μαζών που υπάρχουν. Αυτές οι ιδιομορφές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να μελετηθεί η συμπεριφορά της κατασκευής και είναι απαραίτητες για φασματικές αναλύσεις και αναλύσεις με χρονοϊστορίες. Για τον υπολογισμό των ιδιομορφών το προσομοίωμα πρέπει να περιλαμβάνει μάζες. Οι μάζες προσδιορίζονται με μία από τις παρακάτω προσεγγίσεις:

- 📊 Με βάση τα ίδια βάρη όπως ορίζονται από το χρήστη κατά την εισαγωγή των ιδιοτήτων των υλικών και οποιοσδήποτε επιπλέον μάζες έχουν οριστεί (αυτή είναι η προεπιλεγμένη μέθοδος από το πρόγραμμα)
- 📊 Με βάση τους συνδυασμούς φορτίσεων που έχει ορίσει ο χρήστης
- 📊 Συνδυασμός των δύο παραπάνω

Εν γένει οι μάζες ορίζονται και στους έξι βαθμούς ελευθερίας. Παρ'όλα αυτά το πρόγραμμα δίνει την επιλογή να οριστεί μετατοπισιακή μάζα στους καθολικούς  $X$  και  $Y$  άξονες και μάζα με στροφική ροπή αδράνειας περί τον καθολικό  $Z$  άξονα. Αυτή η επιλογή είναι χρήσιμη όταν δε λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση η κατακόρυφη σεισμική συνιστώσα.



Για τις φασματικές αναλύσεις η εδαφική επιτάχυνση προς κάθε κατεύθυνση παρέχεται σαν μια ψηφιακή φασματική καμπύλη ψευδοεπιταχύνσεων συναρτήσεως των ιδιοπεριόδων της κατασκευής. Αυτή η προσέγγιση έχει σα στόχο να προσδιοριστεί τη μέγιστη πιθανή απόκριση και όχι την πλήρη ιστορία. Το πρόγραμμα πραγματοποιεί φασματικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας υπέρθεση ιδιομορφών, ιδιοδιανύσματα ή διανύσματα Ritz. Τα διανύσματα Ritz συνιστώνται επειδή δίνουν ακριβέστερα αποτελέσματα για τον ίδιο αριθμό ιδιομορφών.

## 2.2 Προσομοίωμα:

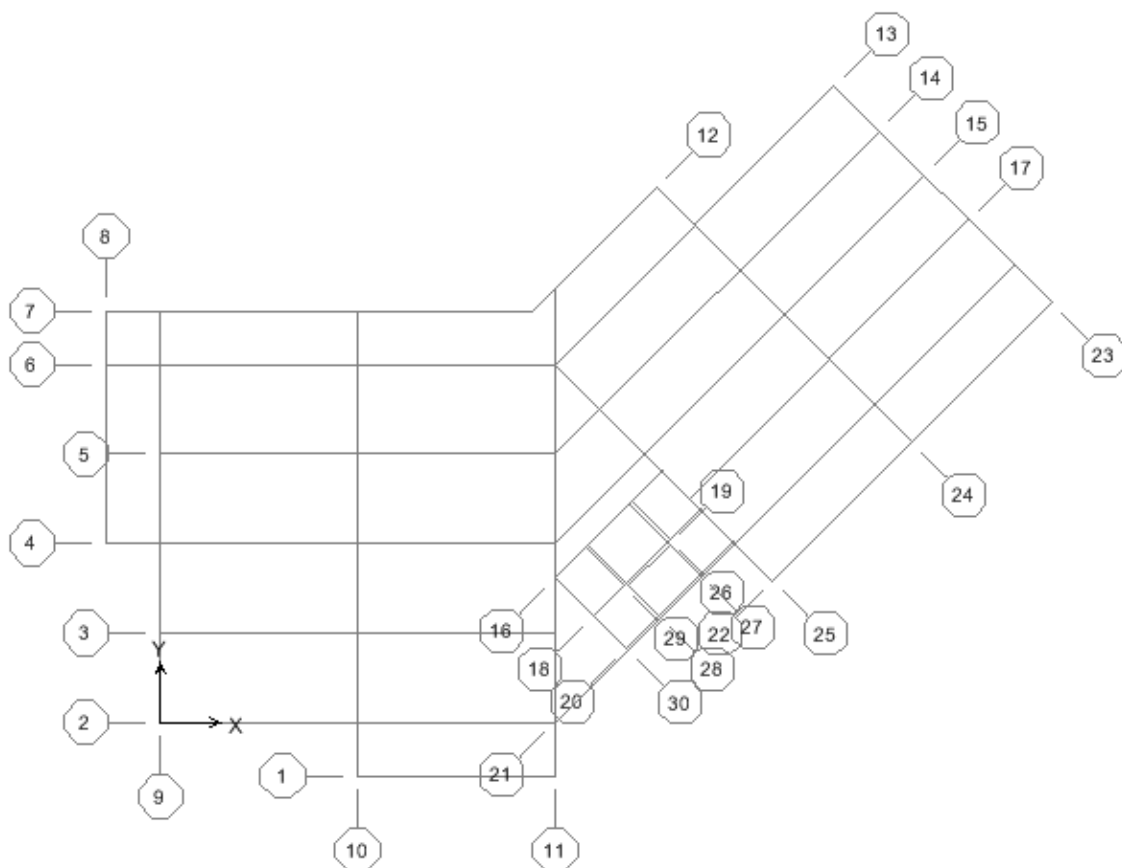
Κατά τη μόνωση του προσομοιώματος πραγματοποιούνται τα παρακάτω βασικά βήματα:

- Σχεδιάζονται σημεία, γραμμικά και επιφανειακά στοιχεία με τη βοήθεια καννάβου που έχει οριστεί από το πρόγραμμα ή που έχει εισαχθεί σε dxf File of Architectural Grid
- Προσδιορίζονται δομικές ιδιότητες ( διατομών και υλικών)
- Ορίζονται οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί αυτών
- Διακριτοποιούνται τα επιφανειακά στοιχεία σε περίπτωση που δεν είναι οριζόντια, γιατί τότε αυτή η διαδικασία γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.

Μόλις το προσομοίωμα ολοκληρωθεί, η ανάλυση μπορεί να ξεκινήσει. Τότε το πρόγραμμα διακριτοποιεί το φορέα και επομένως τα στοιχεία που αποτελούν το μοντέλο πλέον δεν είναι σημεία, γραμμές και επιφάνειες αλλά στοιχεία συνδέσμων, πλαισίων, συνδέσεων και κελυφών.

### 2.2.1 Γεωμετρία:

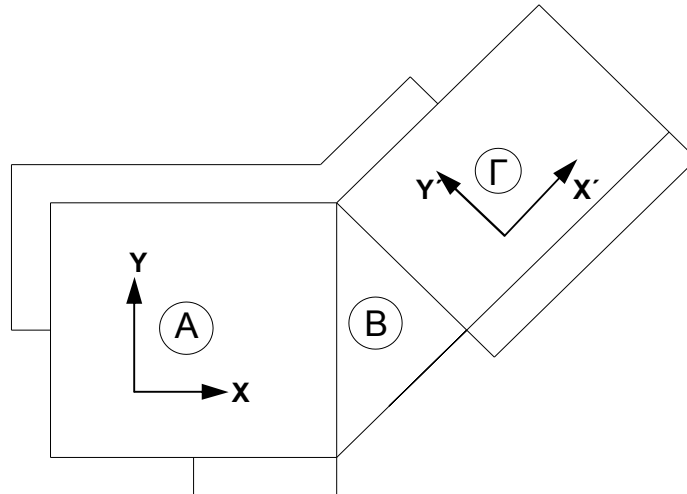
Για το σχεδιασμό του προσομοιώματος λόγω της μορφής της κάτοψης (μη ορθογωνική) που έχει επιλεγθεί, ο κάρναβος σχεδιάστηκε αρχικά στο σχεδιαστικό πρόγραμμα AutoCAD και μετά έγινε εισαγωγή στο πρόγραμμα Etabs για την τοποθέτηση όλων των δομικών στοιχείων ( εικόνα 22).



**Εικόνα 22:** Κάρναβος κτιρίου

Η αρίθμηση που φαίνεται στον κάρναβο, χρησιμοποιείται για τον καθορισμό των διαφόρων τομών – όψεων στα σχέδια που ακολουθούν αλλά και στις αναφορές στο κείμενο.

Αρχικά τοποθετήθηκαν τα υποστυλώματα στα οποία συνδέθηκαν αρθρωτά οι κύριες δοκοί. Τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν πακτωμένα στη στάθμη θεμελίωσής τους και συνεχή καθ' ύψος.



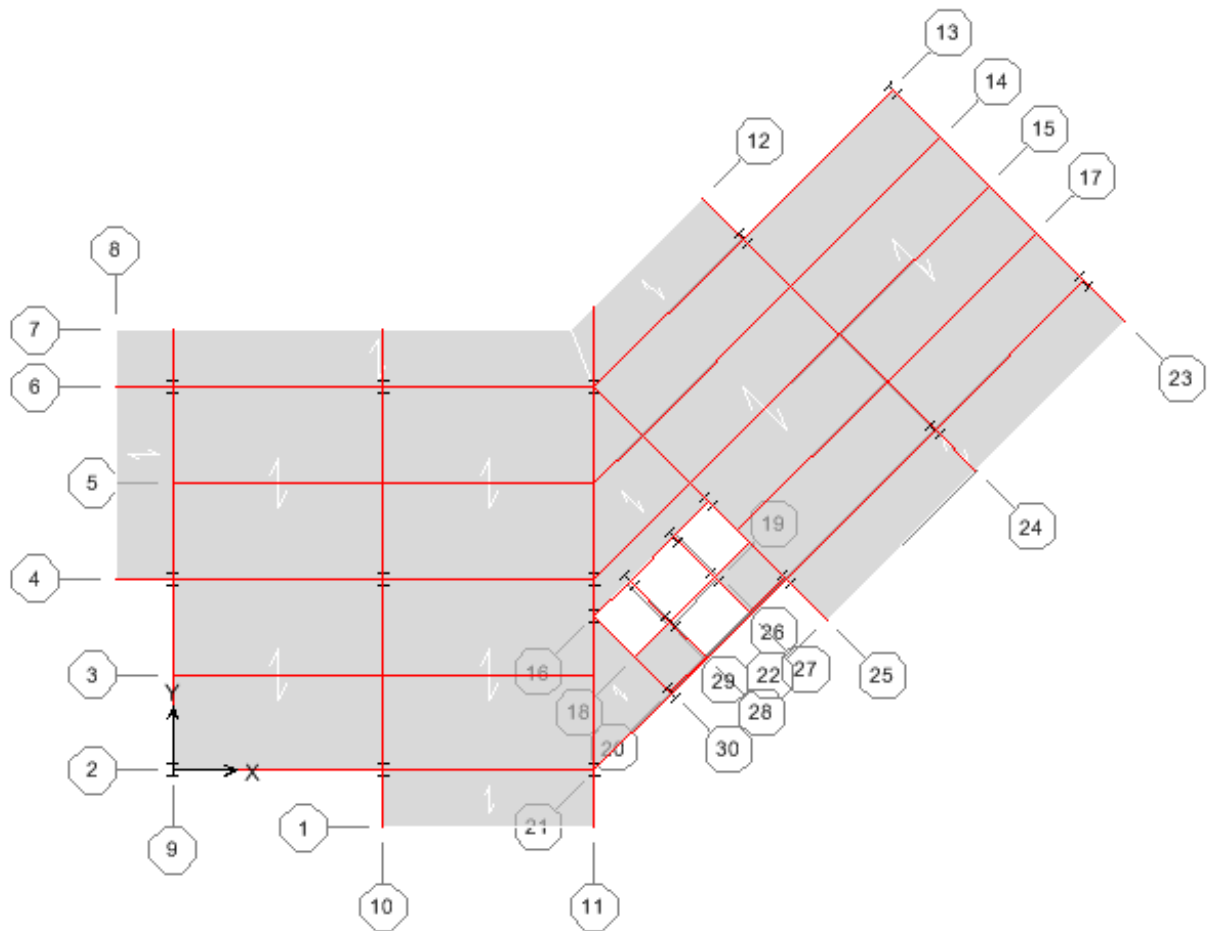
**Σχήμα 2:** σκαρίφημα κάτοψης τυπικού ορόφου

Συγκεκριμένα στο ορθογώνιο τμήμα Α (σχήμα 2) τοποθετήθηκαν εννέα υποστυλώματα με τρόπο τέτοιο ώστε:

α) κατά την διεύθυνση Χ να δημιουργηθούν αποστάσεις των 5,5m που γεφυρώθηκαν με την τοποθέτηση των κύριων δοκών αρθρωμένων στα υποστυλώματα.

β) κατά τη διεύθυνση Υ να δημιουργηθούν αποστάσεις των 5m που επίσης γεφυρώθηκαν με την τοποθέτηση των κύριων δοκών αρθρωμένων στα υποστυλώματα. Μεταξύ των κύριων δοκών παρεμβάλλονται δευτερεύουσες δοκοί που αρθρώνονται κάθετα σε αυτές και δημιουργούν τελικά αποστάσεις των 2,5m κατά τη διεύθυνση Υ.

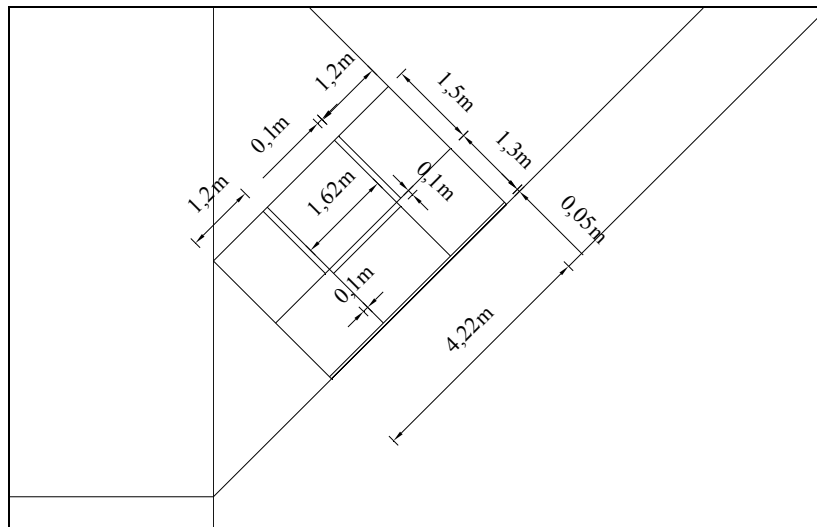
Στο ορθογώνιο τμήμα Γ (σχήμα 2) τοποθετήθηκαν συνολικά έξι υποστυλώματα δημιουργώντας κατά τη διεύθυνση Χ' δύο ανοίγματα των 5,5m σε καθεμία από τις πλευρές του σχήματος και κατά τη διεύθυνση Υ' τρία ανοίγματα των 7,07m, που γεφυρώθηκαν με την τοποθέτηση κύριων δοκών. Στη συνέχεια κάθετα στις κύριες δοκούς της διεύθυνσης Υ' τοποθετήθηκαν αρθρωτά δευτερεύουσες δοκοί σε απόσταση 1,77m μεταξύ τους (εικόνα 23).



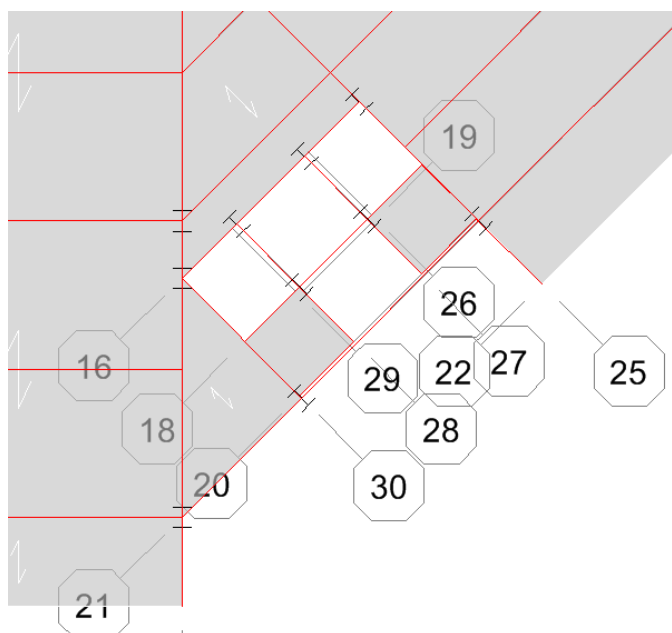
**Εικόνα 23:** Υποστυλώματα και δοκοί σε κάτοψη τυπικού ορόφου

Συνοπτικά: Οι κύριες δοκοί συνδέουν τα υποστυλώματα και είναι αρθρωμένες σε αυτά, ενώ οι δευτερεύουσες δοκοί αρθρώνονται κάθετα στις κύριες δοκούς και συγκεκριμένα βρίσκονται στη διεύθυνση  $X$  στις τομές 3 και 5, ενώ στη διεύθυνση στις τομές 14, 15 και 17. Στους εξώστες, οι δοκοί πακτώθηκαν στις θέσεις των υποστυλωμάτων της περιμέτρου πάνω στις οποίες στηρίχθηκε το κατάστρωμα (έγχυτο σκυρόδεμα σε χαλυβδόφυλλο) και λειτουργούν ως πρόβολοι. Τα καταστρώματα στηρίζονται πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς και στις κύριες δοκούς που εκτείνονται κατά τις διευθύνσεις  $X$  και  $X'$ .

Τέλος, στο τμήμα Β τοποθετήθηκε ο ανελκυστήρας και το κλιμακοστάσιο σε μια περιοχή διαστάσεων  $4,22 \times 2,85 \text{m}^2$ , σε καθένα από τα τέσσερα άκρα της τοποθετήθηκε ένα υποστύλωμα. Ο ανελκυστήρας διαστάσεων  $1,62 \times 1,50 \text{m}^2$  οριοθετείται από τέσσερα υποστυλώματα στα άκρα του και στα οποία αρθρώνονται δοκοί. Έπειτα περιμετρικά των τριών πλευρών του ανελκυστήρα τοποθετείται το ανάπτυγμα του κλιμακοστασίου (εικόνα 24).



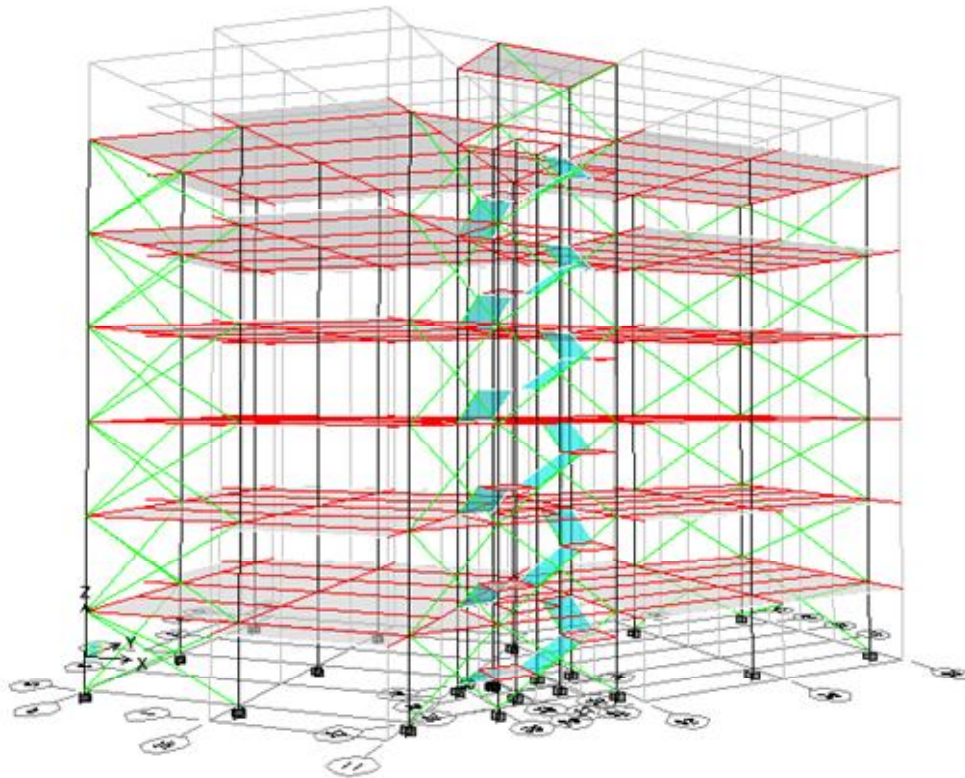
Σχήμα 3: Λεπτομέρεια καννάβου της σκάλας στην κάτοψη στο τμήμα Β



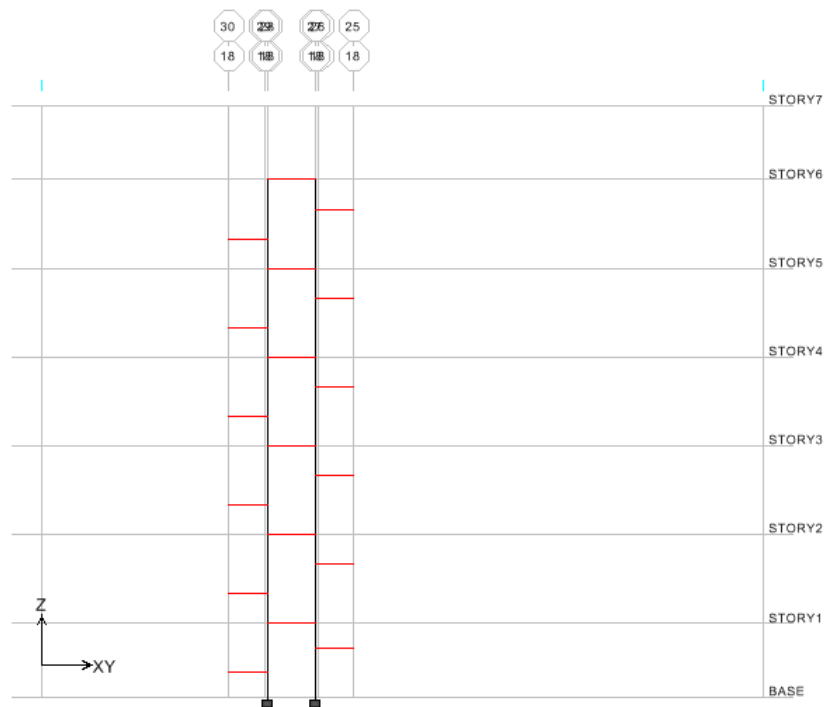
Εικόνα 24: Θέσεις υποστυλωμάτων, δοκών και των δύο πλατύσκαλων στο καννάβο της σκάλας

Καθ' ύψος τώρα, τα επίπεδα του κτιρίου διατάσσονται ανά 3m από τον 1<sup>ο</sup> όροφο μέχρι τον 5<sup>ο</sup> όροφο, ενώ το υπόγειο έχει ύψος 2,5m όπως και η απόληξη του κλιμακοστασίου στο δώμα. Τα καταστρώματα στηρίζονται πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς και στις κύριες δοκούς που εκτείνονται κατά τις διευθύνσεις X και X'.

Όπως προαναφέρθηκε η σύνδεση των ορόφων γίνεται εκτός από τον ανελκυστήρα και με το κλιμακοστάσιο που είναι μεταλλικό. Σε κάθε όροφο το κλιμακοστάσιο καθ' ύψος αναπτύσσεται σε τρία επίπεδα καθώς παρεμβάλλονται δύο πλατύσκαλα χωρίζοντας το ύψος του ορόφου (3m) σε τρία μέρη του 1m τα οποία γεφυρώνονται με ράμπες (εικόνα 25). Το κάθε πλατύσκαλο στηρίζεται σε δύο δοκούς 1,3m η καθεμία, που είναι πακτωμένες στα υποστυλώματα του ανελκυστήρα και σε μία δοκό ακόμη (1,3m), που είναι πακτωμένη σε ένα υποστύλωμα από τα περιμετρικά που οριοθετούν το κλιμακοστάσιο. Στις δοκούς των πλατύσκαλων καταλήγουν οι δοκοί των ραμπών που αρθρώνονται σ' αυτές. Οι δοκοί αυτές απέχουν 1,2m καθορίζοντας έτσι το πλάτος της σκάλας. Το μήκος των δοκών πάνω στις οποίες στηρίζονται οι ράμπες είναι 1,8m στο πρώτο και στο τρίτο μέρος (του ενός μέτρου) του ύψους του ορόφου και 1,9m στο ενδιάμεσο μέρος.

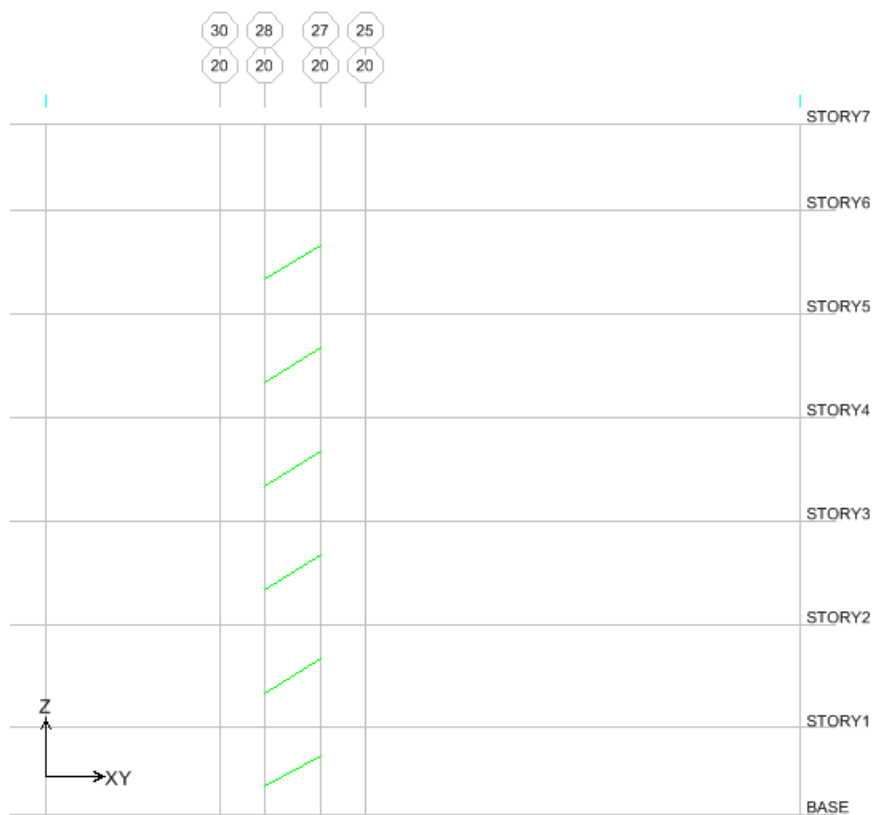


**Εικόνα 25:** Κλιμακοστάσιο σε τρισδιάστατη μορφή



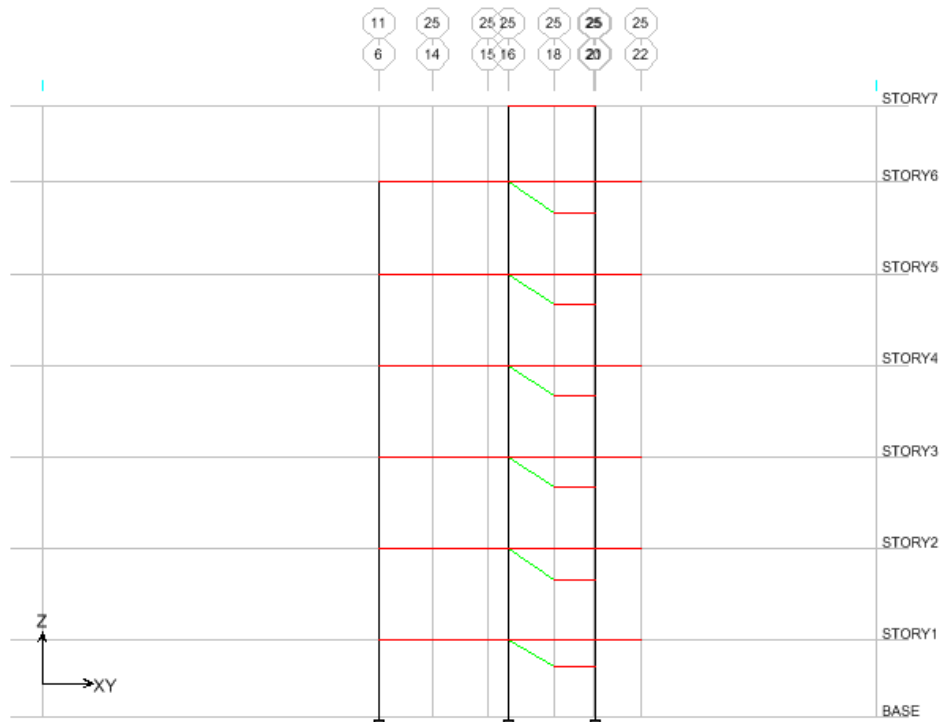
**Εικόνα 26:** Τομή 18

Υποστυλώματα ανελκυστήρα, δοκοί των πλατύσκαλων καθώς και δοκοί του ανελκυστήρα στις στάθμες των ορόφων



**Εικόνα 27:** Τομή 20

Δοκοί της ράμπας μεταξύ άνω και κάτω πλατύσκαλου



Εικόνα 28: Τομή 25

Υποστυλώματα , δοκοί πλατύσκαλων και δοκοί ράμπας που συνδέει το άνω πλατύσκαλο με την εκάστοτε στάθμη ορόφου



Εικόνα 29: Τομή 26

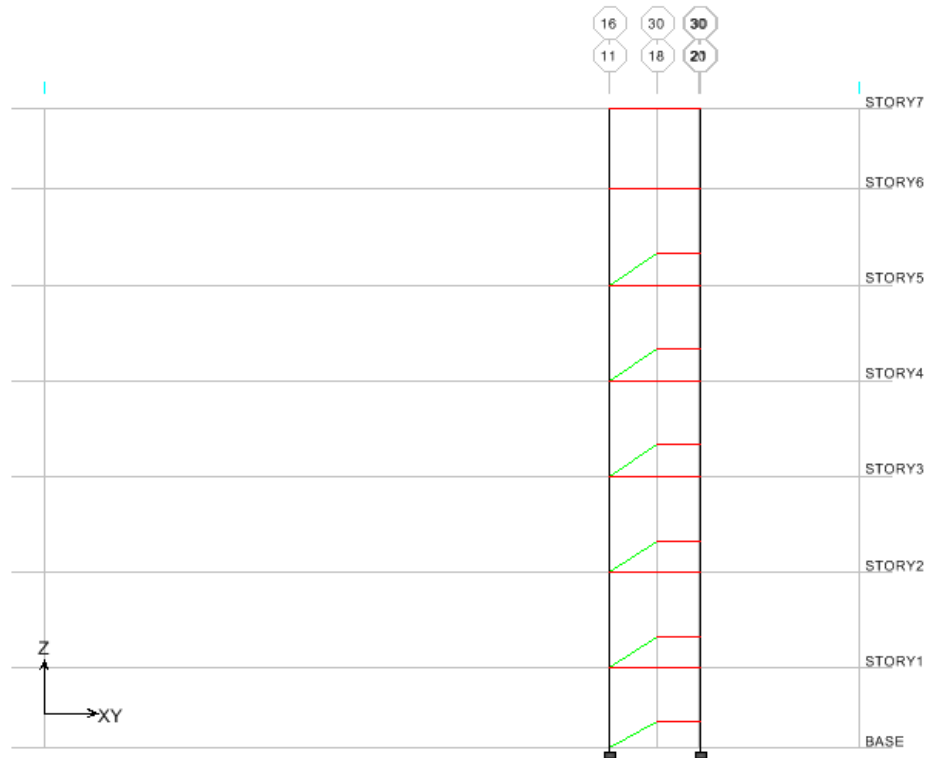
Υποστυλώματα ανελκυστήρα, δοκοί άνω πλατύσκαλου και δοκοί ανελκυστήρα





**Εικόνα 30:** Τομή 28

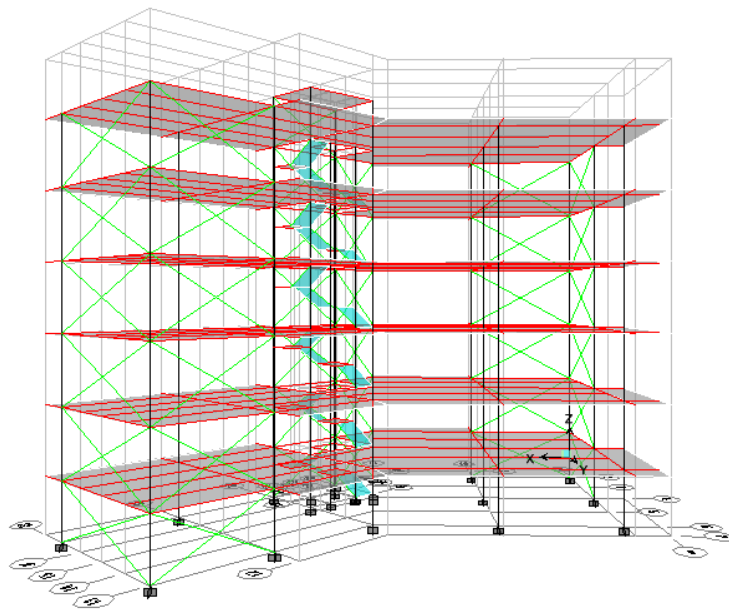
Υποστυλώματα ανελκυστήρα, δοκοί κάτω πλατύσκαλου και δοκοί ανελκυστήρα



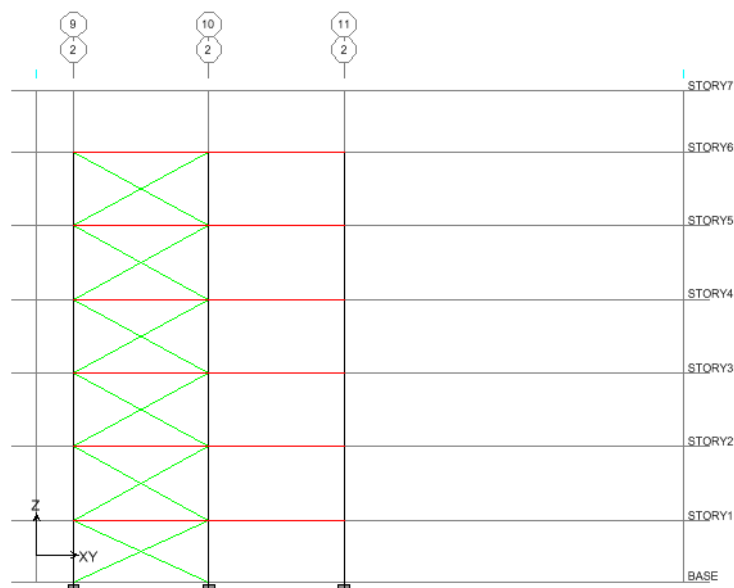
**Εικόνα 31:** Τομή 30

Υποστυλώματα και δοκοί κλιμακοστασίου, Δοκοί ράμπας μεταξύ στάθμης ορόφου και κάτω πλατύσκαλου και δοκός κάτω πλατύσκαλου

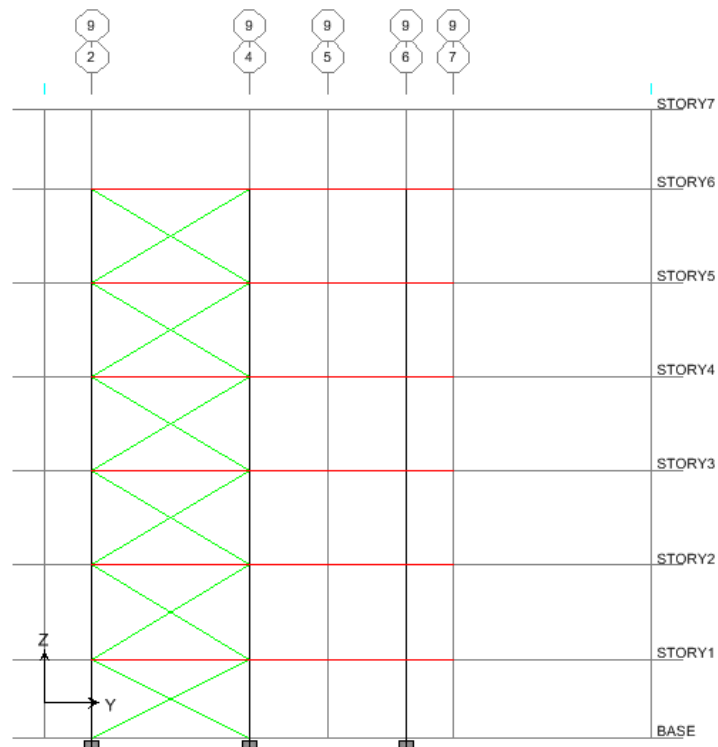
Στο μοντέλο μας επειδή οι συνδέσεις δοκών - υποστυλωμάτων δεν είναι συνδέσεις ροπής αλλά συνδέσεις τέμνουσας που είναι και απλούστερες και οικονομικότερες, τοποθετούνται σύνδεσμοι δυσκαμψίας χωρίς εκκεντρότητα τύπου Χ περιμετρικά του κτιρίου στις θέσεις που δεν υπάρχουν εξώστες. Η τοποθέτησή τους επιδιώκεται όσο γίνεται σε συμμετρική διάταξη κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου, έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η πλευρική ευστάθεια στις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και η όσο το δυνατόν μεγαλύτερη δυστρεψία του κτιρίου.



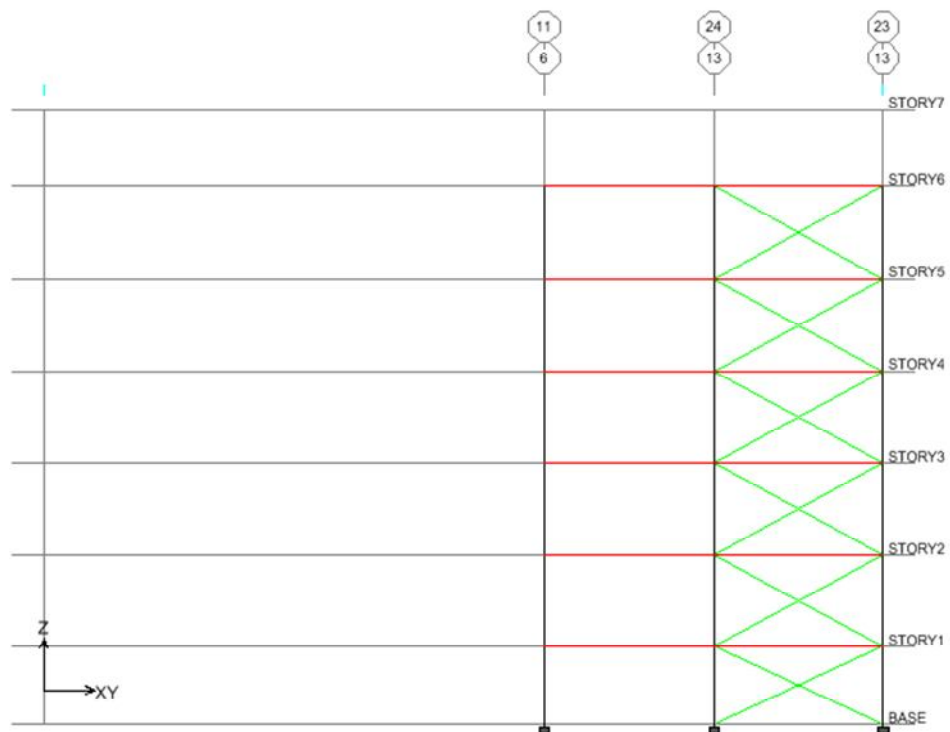
**Εικόνα 32:** Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος, τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας περιμετρικά του κτιρίου



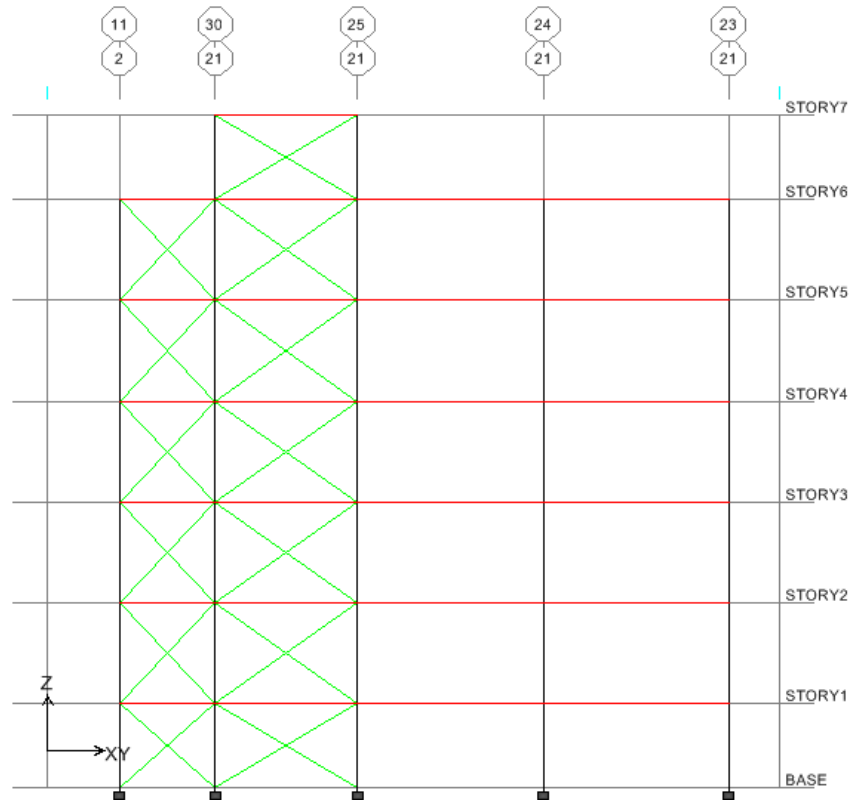
**Εικόνα 33:** Όψη 2, υποστυλώματα-κύριες δοκοί- σύνδεσμοι δυσκαμψίας



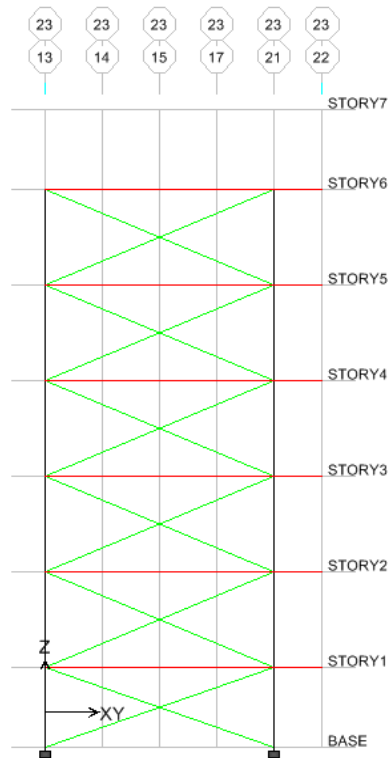
**Εικόνα 34:** Όψη 9, υποστυλώματα-κύριες δοκοί- σύνδεσμοι δυσκαμψίας



**Εικόνα 35:** Όψη 13, υποστυλώματα-κύριες δοκοί- σύνδεσμοι δυσκαμψίας



Εικόνα 36: Όψη 21, υποστυλώματα-κύριες δοκοί- σύνδεσμοι δυσκαμψίας



Εικόνα 37: Όψη 23, υποστυλώματα- κύριες δοκοί- σύνδεσμοι δυσκαμψίας

### 2.2.2 Ιδιότητες υλικών & τύποι διατομών:

Ο ορισμός των υλικών γίνεται μέσω της εισαγωγής των τιμών των εξής ιδιοτήτων:

- Χάλυβας: πυκνότητα, βάρος κατ'όγκο, μέτρο ελαστικότητας, λόγος του Poisson, συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας, όριο διαρροής, όριο θραύσης, κόστος ανά μονάδα βάρους.
- Σκυρόδεμα: πυκνότητα, βάρος κατ'όγκο, μέτρο ελαστικότητας, λόγος του Poisson, συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας, αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη και όριο διαρροής του χάλυβα σκυροδέματος.

Στο κτίριό μας επιλέγεται να χρησιμοποιηθεί δομικός χάλυβας S355, σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας σκυροδέματος B500C.

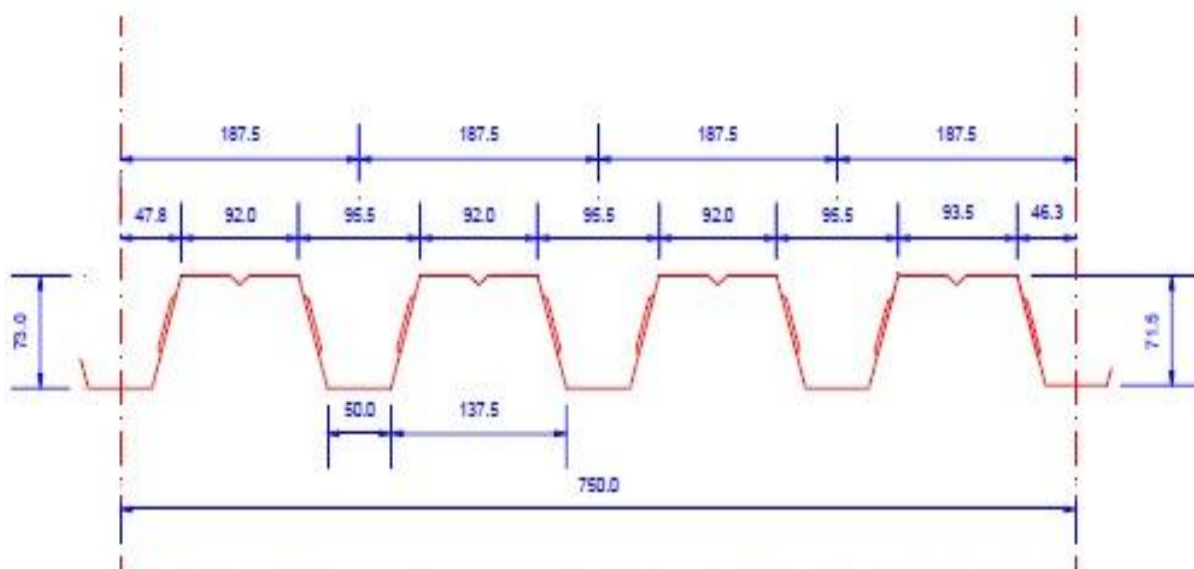
Έχοντας ορίσει τη γεωμετρία του φορέα και τις ιδιότητες των υλικών, ακολουθεί ο καθορισμός του τύπου των διατομών για κάθε δομικό στοιχείο. Σύμφωνα με τη διαδικασία αυτή ορίζουμε στο πρόγραμμα μια λίστα διατομών από τις οποίες θα γίνεται η επιλογή για το εκάστοτε υπό διαστασιολόγηση στοιχείο. Σκοπός είναι να περιορίσουμε τον υπολογιστικό χρόνο και τον αριθμό των επαναλήψεων που απαιτούνται για τη σύγκλιση σχεδιασμού – ανάλυσης.

Συγκεκριμένα έχουμε:

- Για τα υποστυλώματα έχουν οριστεί πρότυπες διατομές HEB
- Για τις κύριες δοκούς η επιλογή γίνεται μέσω διατομών HEA
- Για τις δευτερεύουσες δοκούς ορίζονται διατομές IPE
- Για τις δοκούς της κλίμακας έχουν οριστεί διατομές UPN
- Για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας ορίζονται διατομές HEB

Τα πλατύσκαλα και οι ράμπες αποτελούνται από πλάκα μεταλλική πάχους 0,10m, η οποία έχει και μεμβρανική και καμπτική λειτουργία, η επιλογή της οποίας παρέχεται από το πρόγραμμα ανάλυσης και επιλέγονται πεπερασμένα στοιχεία κελύφους για τη διακριτοποίησή της (shell).

Οι σύμμικτες πλάκες των καταστρωμάτων αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα συνολικού πάχους 13 cm. Το χαλυβδόφυλλο είναι προφίλ τύπου SYMDECK 73. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προφίλ για κάθε πάχος φαίνονται στο σχήμα 4 καθώς και στους πίνακες που ακολουθούν.



Σχήμα 4: Διατομή χαλυβδόφυλλου

Πάχος	t(mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G(kg/m)	7,36	7,85	9,81	12,27
Επιφάνεια	A(cm <sup>2</sup> )	9,57	10,15	12,72	15,98
Ροπή αδρανείας	Iy(cm <sup>4</sup> )	82,51	88,00	110,42	138,32
Ροπή αντίστασης	Wy(cm <sup>3</sup> )	20,68	22,11	27,74	34,67

Πίνακας 1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου ανά φάτνωμα

Πάχος	t(mm)	0,75	0,80	1,00	1,25
Βάρος	G(kg/m <sup>2</sup> )	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A(cm <sup>2</sup> /m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδρανείας	Iy(cm <sup>4</sup> /m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	Wy(cm <sup>3</sup> /m)	27,57	29,48	36,99	42,23

**Πίνακας 2:** Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο πλάτους της διατομής

Οι παράμετροι που απαιτούνται για τον έλεγχο της διάτμησης δίνονται από τον κατασκευαστή ως εξής:  $m=90,83$  MPa και  $k=0,0144$  MPa.

Οι αντοχές του χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 δίνονται από τον κατασκευαστή σε μορφή πίνακα, με βάση το πάχος της πλάκας σκυροδέματος και το άνοιγμα της πλάκας για κάθε στατικό σύστημα καθώς και για κάθε πάχος χαλυβδόφυλλου. Επιλέχθηκε να χρησιμοποιηθεί χαλυβδόφυλλο πάχους 0,75mm, άρα με βάση των παρακάτω πίνακα για αμφιέριστη έδραση, για πάχος πλάκας 0,13m έχουμε:

- για άνοιγμα 2,50m (απόσταση μεταξύ δευτερευουσών δοκών στο ορθογώνιο τμήμα Α) το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο που μπορεί να φέρει είναι  $5,06$  kN/m<sup>2</sup>
- για άνοιγμα 1,77m (απόσταση μεταξύ δευτερευουσών δοκών στο τρίγωνο τμήμα Β και το ορθογώνιο τμήμα Γ) το μέγιστο ωφέλιμο φορτίο (με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των 1,75m και 2,00m) που μπορεί να φέρει είναι  $11,80$  kN/m<sup>2</sup>

- Όταν η έδραση του χαλυβδόφυλλου στις δοκούς είναι αμφιέριστη:

Πάχος Πλάκας	Άνοιγμα L(m)																			
	h <sub>c</sub> (m)	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
0.13	26.22	20.58	16.82	12.06	8.85	6.64	5.06	3.88	2.98	2.28	1.72	1.26	0.89	0.58						
0.14	28.14	22.07	18.02	13.44	9.87	7.40	5.64	4.32	3.32	2.54	1.91	1.41	0.99	0.65						
0.15	30.00	23.54	19.21	14.82	10.88	8.17	6.22	4.77	3.66	2.80	2.11	1.55	1.10	0.71						
0.16	31.89	24.98	20.37	16.02	11.89	8.93	6.80	5.21	4.00	3.06	2.31	1.70	1.20	0.78						
0.17	33.72	26.40	21.52	17.58	12.90	9.69	7.37	5.66	4.35	3.32	2.51	1.85	1.30	0.85						
0.18	35.52	27.79	22.64	18.96	13.93	10.45	7.95	6.10	4.69	3.58	2.70	1.99	1.41	0.92	0.51					
0.19	37.28	29.16	23.74	19.87	14.93	11.21	8.53	6.55	5.03	3.85	2.90	2.14	1.51	0.99	0.55					
0.20	39.02	30.50	24.82	20.77	15.94	11.97	9.11	6.99	5.37	4.11	3.10	2.28	1.61	1.06	0.59					

Πίνακας 3: Μέγιστες τιμές ωφέλιμου φορτίου για t=0,75mm

- Όταν η έδραση του χαλυβδόφυλλου επί των δοκών είναι συνεχής:

	Πάχος Χαλυβδοφύλλου :	t=0.75 mm
	Σκυρόδεμα :	C20/25
	Χάλυβας οπλισμού :	S500

Οπλισμοί στις θέσεις των αρνητικών ροπών

h <sub>c</sub> (m)	0.13	0.14	0.15	0.16	0.17	0.18	0.19	0.20
Οπλισμός	Φ8/20	Φ8/20	Φ8/15	Φ8/15	Φ10/20	Φ10/20	Φ10/15	Φ10/15

Πάχος Πλάκας	Άνοιγμα L(m)																			
	h <sub>c</sub> (m)	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
0.13	20.58	16.07	13.06	10.44	7.59	5.24	4.23	3.19	2.39	1.77	1.27	0.87	0.54							
0.14	22.08	17.22	13.98	11.63	8.46	6.28	4.72	3.55	2.67	1.97	1.42	0.97	0.61							
0.15	23.54	18.35	14.88	12.41	9.33	6.93	5.20	3.92	2.94	2.18	1.57	1.08	0.67							
0.16	24.99	19.46	15.77	13.14	10.20	7.57	5.68	4.28	3.22	2.38	1.72	1.18	0.73							
0.17	26.40	20.54	16.64	13.85	11.07	8.22	6.17	4.65	3.49	2.58	1.86	1.28	0.80							
0.18	27.79	21.61	17.49	14.55	11.93	8.86	6.65	5.01	3.76	2.79	2.01	1.38	0.86							
0.19	29.16	22.66	18.33	15.23	12.80	9.51	7.14	5.38	4.04	2.99	2.16	1.48	0.93							
0.20	30.50	23.69	19.15	15.91	13.47	10.15	7.62	5.75	4.31	3.19	2.31	1.58	0.99	0.50						

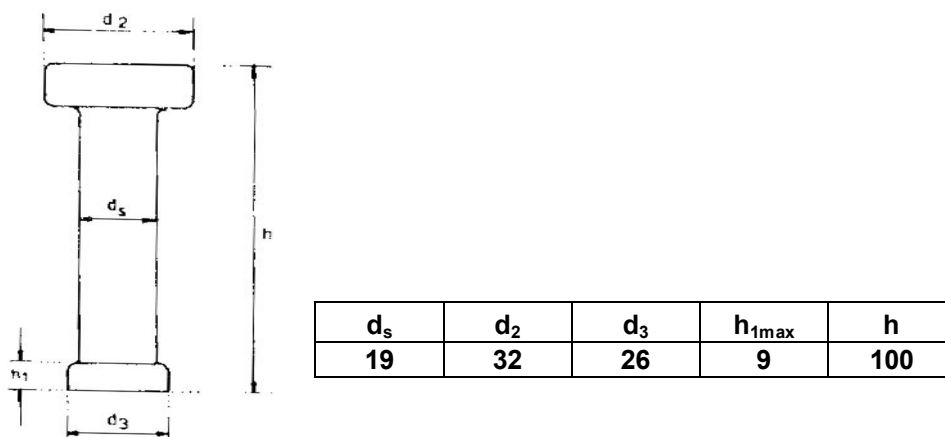
Πίνακας 4: Μέγιστες τιμές ωφέλιμου φορτίου για t=0,75mm

Όπου:

	Απαιτείται μια ενδιάμεση υποστήλωση
	Απαιτούνται δύο ενδιάμεσες υποστηλώσεις



Τέλος ορίζονται οι ιδιότητες των διατμητικών ήλων. Επιλέχθηκαν διατμητικοί ήλοι διαμέτρου  $\Phi 19$ , ύψους 100mm και ποιότητας S235.



**Σχήμα 5:** Διαστάσεις διατμητικού ήλου (mm)

### 2.2.3 Φορτία και συνδυασμοί φορτίσεων:

Έχοντας ορίσει τη γεωμετρία του προσομοιώματος καθώς και τις δομικές ιδιότητες των υλικών και των διατομών, προχωρούμε στο επόμενο βήμα που είναι ο καθορισμός των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή. Αρχικά ορίζονται τα είδη των φορτίσεων και στη συνέχεια προσδιορίζονται οι ονομαστικές τιμές τους. Τέλος οι διάφορες φορτίσεις συνδυάζονται μεταξύ τους με ανάλογους συντελεστές ασφαλείας ώστε να ελεγχθεί η κατασκευή υπό όλους τους απαραίτητους συνδυασμούς σύμφωνα με το πρότυπο EN 1990, στις οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS) και λειτουργικότητας (SLS).

Οι κατηγορίες των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή είναι:

1. Τα στατικά φορτία στα οποία ανήκουν τα εξής:

✦ Μόνιμα φορτία:

➤ τα φορτία λόγω του ίδιου βάρους των δομικών στοιχείων ( $G_{IB}$ ). Αυτά υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα αυτόματα ανάλογα με τις διατομές που έχουν επιλεχθεί για την εκάστοτε επανάληψη της ανάλυσης που εκτελείται, με βάση τις ιδιότητες των υλικών όπως έχουν εκ των προτέρων οριστεί.

➤ τα φορτία της πράσινης στέγης (PLANT) που ασκούνται στο δώμα (εκτός από τους εξώστες). Σύμφωνα με την αναφορά που έγινε στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο για τα φυτεμένα δώματα (παράγραφος 1.3.1.), επιλέγουμε για το κτίριό μας το σύστημα του εντατικού τύπου το οποίο συνίσταται στη δημιουργία ενός κήπου με επιφανειακό βάρος  $3,7 \text{ kN/m}^2$

➤ τα φορτία των τοίχων (WALL) εσωτερικών και εξωτερικών που υπολογίστηκαν ως εξής:

Οι στρώσεις του εξωτερικού τοίχου είναι οι εξής:

α) τσιμεντοσανίδα aquarpanel outdoor πάχους 12,5mm με βάρος  $16 \text{ kg/m}^2$ .

β) ινογυψοσανίδα vidiwall πάχους 12,5mm με βάρος  $15 \text{ kg/m}^2$

γ) μεταλλικός σκελετός, ορθοστάτες CW100 με βάρος  $8 \text{ kg/m}$ .

δ) πετροβάμβακας ως θερμομονωτικό στο κενό που δημιουργεί ο ορθοστάτης πάχους 50mm και βάρους  $2 \text{ kg/m}^2$ .

ε) πάλι ινογυψοσανίδα ως άνω.

στ) πάλι τσιμεντοσανίδα ως άνω.

ζ) τοίχος με τούβλο (δρομικός) με βάρος  $65 \text{ kg/m}^2$

Οι στρώσεις του εσωτερικού τοίχου είναι οι ίδιες εκτός από τον δρομικό τοίχο με τούβλο.

Έτσι προσθέτοντας τα βάρη όλων των στρώσεων και πολλαπλασιάζοντας με το ύψος του ορόφου - τοίχου (3m), βρίσκουμε το κατανεμημένο γραμμικό φορτίο του τοίχου:  $(16+15+2+16+15+65) \times 3\text{m} = 387 \text{ kg/m} + 8 \text{ kg/m} = 395 \text{ kg/m} = 3,95 \text{ kN/m} = 4 \text{ kN/m}$ .

Λόγω του ότι δεν ξέρουμε που ακριβώς θα βρίσκονται οι τοίχοι εσωτερικοί θεωρήσαμε ως πιο σωστό και υπέρ της ασφαλείας να τοποθετήσουμε το φορτίο των τοίχων ως επιφανειακό γραμμικό φορτίο. Επομένως με πλάτος επιρροής των 2,5m έχουμε:  $4 \text{ kN/m} / 2,5\text{m} = 1,6 \text{ kN/m}^2$ . Τελικά υπέρ της ασφαλείας καταλήγουμε στην ονομαστική τιμή των  $2 \text{ kN/m}^2$ .

✦ Πρόσθετα μόνιμα:

➤ Επικάλυψη (CLADDING), ως τα φορτία της επικάλυψης της πλάκας των επιπέδων των ορόφων του κτιρίου. Η επικάλυψη εκτιμήθηκε ως  $2 \text{ kN/m}^2$

✦ Κινητά φορτία, ως τα φορτία που ασκούνται στα δάπεδα των ορόφων, στις κλίμακες, στους εξώστες και οφείλονται είτε στην κανονική χρήση της κατοικίας από ανθρώπους, είτε σε έπιπλα, είτε σε κινητά αντικείμενα (κατηγορία χρήσης A)

➤ (LIVE 1): ασκούνται στα δάπεδα των ορόφων, με τιμή  $2 \text{ kN/m}^2$

➤ (LIVE 2): ασκούνται στους εξώστες, με τιμή  $5 \text{ kN/m}^2$

➤ (STAIRCASE): ασκούνται στις ράμπες των κλιμάκων, με τιμή  $3,5 \text{ kN/m}^2$ , αλλά με πλάτος επιρροής το μισό πλάτος της ράμπας (0,60m) ασκούνται με τιμή  $2,1 \text{ kN/m}$  στις δοκούς των ραμπών.

✦ Φορτίο χιονιού (SNOW). Το φορτίο αυτό ορίζεται ως το φορτίο που προκαλείται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή σε κεκλιμένες στέγες. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ) του έργου. Σύμφωνα με το [EN 1991-1-3] ευρωπαϊκό πρότυπο, το φορτίο του χιονιού  $S$  που ασκείται επί της 2στέγης θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές δίνεται από τη σχέση :  $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$  (1)

Όπου για την κατασκευή μας:  $\mu_i = 0,8$

$$C_e = C_t = 1,0 \text{ (για κανονικές συνθήκες)}$$

$$S_{k,0} = 0,8 \frac{kN}{m^2} \text{ για ζώνη II και υψόμετρο } A = 500m$$

$$S_k = S_{k,0} \cdot \left[ 1 + \left( \frac{A}{917} \right)^2 \right] = 0,8 \cdot \left[ 1 + \left( \frac{500}{917} \right)^2 \right] = 1,038 \frac{kN}{m^2}$$

Επομένως σύμφωνα με την (1):  $S_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,038 = 0,83 \frac{kN}{m^2}$  το οποίο

εφαρμόζεται καθολικά στην οροφή του 5<sup>ου</sup> ορόφου – δώμα καθώς και στην οροφή της απόληξης του κλιμακοστασίου.

2. Τα δυναμικά φορτία στα οποία ανήκουν τα :

✦ Σεισμικά φορτία (EX, EY).

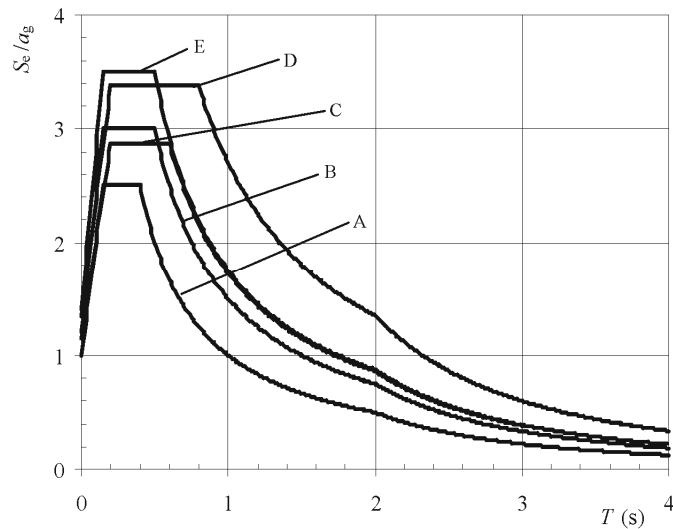
Ο φορέας αρχικά ταξινομείται σε μη κανονικό σε κάτοψη, καθώς (α) δεν είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες και (β) η διαμόρφωση της κάτοψης δεν είναι συμπαγής δηλαδή κάθε πλάκα ορόφου δεν οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή.

Όμως μπορούμε να ταξινομήσουμε το κτίριο ως κανονικό σε όψη, καθώς (α) όλα τα συστήματα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, εδώ σύνδεσμοι δυσκαμψίας, είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω επιφάνεια του κτιρίου, (β) η μεταφορική δυσκαμψία καθώς και η μάζα των επιμέρους ορόφων παραμένουν σταθερές χωρίς απότομες αλλαγές από τη βάση ως την κορυφή του κτιρίου και (γ) δεν υπάρχουν εσοχές στους ορόφους.

Η παραπάνω ταξινόμηση θα μας βοηθήσει στην επιλογή τόσο της μεθόδου ανάλυσης, όσο και στην επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ . Ο φορέας επιλύεται με την ιδιομοφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (η αντίστοιχη της δυναμικής φασματικής μεθόδου) η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων και στην οποία λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση.

Σύμφωνα με τον [EN 1998-1] επιλέγουμε να σχεδιάσουμε το κτίριό μας σύμφωνα με την αρχή της πλαστικής συμπεριφοράς. Σύμφωνα με την οποία λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα μερών του φορέα (ζώνες απόδοσης ενέργειας) να ανθίσταται σε δράσεις σεισμού μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς.

Ο φορέας ανήκει στην μέτρια κατηγορία πλαστιμότητας και είναι κανονικός σε όψη, έτσι σύμφωνα με το στατικό σύστημα ανάληψης των σεισμικών δράσεων που είναι πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα επιλέγεται για τον συντελεστή συμπεριφοράς η τιμή  $q=4$ . Η κατασκευή βρίσκεται σε ζώνη II σεισμικής επικινδυνότητας άρα η σεισμική επιτάχυνση εδάφους είναι  $A= 0,24g$ . Η κατηγορία σπουδαιότητας είναι Σ2 (για συνήθη κτίρια) άρα ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_1= 1.00$ . Η κατασκευή είναι μεταλλική και οι συνδέσεις των μελών θα γίνουν όλες κοχλιωτές έτσι ο συντελεστής απόσβεσης έχει ληφθεί  $\zeta=4\%$ . Το έδαφος είναι κατηγορίας B δηλαδή ο συντελεστής εδάφους είναι  $S=1,2$ . Οι Ιδιοπερίοδοι του κάτω ορίου και του άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης είναι  $T_B=0,15\text{sec}$  και  $T_C=0,5\text{sec}$  αντίστοιχα, καθώς επίσης και η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος  $T_D=2\text{sec}$ .



**Σχήμα 6:** Φάσματα ελαστική απόκρισης τύπου 1 για κατηγορίες εδάφους Α έως Ε

Το πρόγραμμα περιέχει τις τιμές των επιταχύνσεων του ελαστικού φάσματος του EC8, έτσι διαιρώντας τις τιμές αυτές με τους αντίστοιχους συντελεστές συμπεριφοράς προκύπτει το φάσμα σχεδιασμού. Ορίζονται οι δύο συνιστώσες της σεισμικής δράσης, ΕΧ κατά τον άξονα Χ κα ΕΥ κατά τον άξονα Υ. Η κατακόρυφη συνιστώσα παραλείπεται. Έπειτα ορίζονται οι μάζες που λαμβάνονται υπόψη, και συνδέονται με τα φορτία που έχουν οριστεί από τον μελετητή. Συγκεκριμένα τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού θα αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

όπου  $\psi_{E,i}$  είναι ο συντελεστής συνδυασμού για τη μεταβλητή δράση  $i$ , ο οποίος υπολογίζεται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

με  $\varphi = 1,0$  για κατηγορίες Α-С.

Συνδυασμοί φόρτισης σχεδιασμού σύμφωνα με το πρότυπο EN 1990:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας (ULS: ultimate limit states):

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Για τυχηματικές καταστάσεις

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

Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS: serviceability limit states):

Χαρακτηριστικός συνδυασμός (characteristic)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Συχνός συνδυασμός (frequent)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Ημιμόνιμος συνδυασμός (quasi-permanent)

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς είναι τα εξής:

“+” σημαίνει “επαλληλία με”

$G_{k,j}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

$Q_{k,1}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων δράσεων  $i$

$A_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

$A_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{G,j}$  είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_{Q,i}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $i$

$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$  είναι οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας του κτιρίου είναι:

$\gamma_{G,j} = 1,35$  (δυσμενής-ευμενής επιρροή)

$\gamma_{Q,1} = 1,50$  δυσμενής επιρροή ( 0 για την περίπτωση ευμενούς επιρροής)

$\gamma_{Q,i} = 1,50$  δυσμενής επιρροή ( 0 για την περίπτωση ευμενούς επιρροής)



Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$  των μεταβλητών δράσεων είναι:

Δράση (EN 1990)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια Κατηγορία A : κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Φορτία χιονιού σε κτίρια Για υψόμετρο $H \leq 1000m$	0,5	0,2	0

Με βάση τις φορτίσεις που προσδιορίστηκαν προηγουμένως, το υπό μελέτη κτίριο υποβάλλεται στους εξής συνδυασμούς φορτίσεων:

- **COMBO 1 (UCL):**  
 $1,35 \cdot (G_{IB}+PLANT+WALL+CLADDING) + 1,50 \cdot (LIVE1+LIVE2+STAIRCASE)$
- **COMBO 2 (ΚΥΡΙΑ ΜΕΤΑΒΛΗΤΗ ΤΑ ΚΙΝΗΤΑ):**  
 $1,35 \cdot (G_{IB}+PLANT+WALL+CLADDING) + 1,50 \cdot (LIVE1+LIVE2+STAIRCASE) + 1,50 \cdot 0,5 \cdot SNOW$
- **COMBO 3 (ΚΥΡΙΑ ΜΕΤΑΒΛΗΤΗ ΧΙΟΝΙ):**  
 $1,35 \cdot (G_{IB}+PLANT+WALL+CLADDING) + 1,50 \cdot SNOW + 1,50 \cdot 0,70 \cdot (LIVE1+LIVE2+STAIRCASE)$
- **COMBO 4 (ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Χ ΒΑΣΙΚΟΣ):**  
 $1,00 \cdot (G_{IB}+PLANT+WALL+CLADDING) + 0,30 \cdot (LIVE1+LIVE2+STAIRCASE) \pm 1,00 \cdot EX \pm 0,30 \cdot EY$
- **COMBO 5 ( ΣΕΙΣΜΟΣ ΚΑΤΑ Υ ΒΑΣΙΚΟΣ):**  
 $1,00 \cdot (G_{IB}+PLANT+WALL+CLADDING) + 0,30 \cdot (LIVE1+LIVE2+STAIRCASE) \pm 0,30 \cdot EX \pm 1,00 \cdot EY$
- **COMBO 6 (SERVICEABILITY-SLS)**  
 $1,00 \cdot (G_{IB}+PLANT+WALL+CLADDING) + 1,00 \cdot (LIVE1+LIVE2+STAIRCASE) + 0,5 \cdot SNOW$

### 2.3 Διακριτοποίηση στοιχείων:

Το πρόγραμμα διακριτοποιεί αυτόματα τα επιφανειακά στοιχεία στα οποία έχουν προσδοθεί ιδιότητες πλάκας ή εν γένει καταστρώματος (slab or deck properties), στοιχεία με μεμβρανική λειτουργία, μόνο για τη φάση της ανάλυσης, όπως απαιτείται. Υπάρχουν αρκετές επιλογές για τον τρόπο με τον οποίο θα γίνει αυτόματη διακριτοποίηση. Μία από τις επιλογές είναι η διακριτοποίηση των επιφανειών στις θέσεις τομής τόσο με τον κάρναβο της διακριτοποίησης όσο και με τα γραμμικά δομικά στοιχεία του φορέα (δοκοί). Ο χρήστης ωστόσο έχει τη δυνατότητα να ορίσει ο ίδιος τον τρόπο της διακριτοποίησης απενεργοποιώντας τη διαδικασία της αυτόματης διακριτοποίησης.

Στο προσομοίωμα της κατασκευής έγινε χρήση δύο ειδών διακριτοποίησης:

1. στις οριζόντιες επιφάνειες των καταστρωμάτων οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα (filled deck), η διακριτοποίηση έγινε αυτόματα και μάλιστα η προεπιλεγμένη (default)
2. στις κεκλιμένες επιφάνειες των ραμπών και στα πλατύσκαλα του κλιμακοστασίου η διακριτοποίηση έγινε αυτόματα, αλλά οι επιφάνειες αυτές διακριτοποιήθηκαν στις θέσεις τομής των δοκών της ράμπας και μάλιστα ορίστηκε και ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων στα οποία χωρίστηκε η επιφάνεια διακριτοποίησης.

## 2.4 Ανάλυση:

Έχοντας τελειώσει και το βήμα της διακριτοποίησης των επιφανειών του προσομοιώματος μπορεί να αρχίσει η ανάλυση του φορέα.

Το πρόγραμμα υποβάλλει το κάθε στοιχείο στους απαραίτητους ελέγχους και καταλήγει στην καταλληλότερη διατομή. Οι έλεγχοι αυτοί για το κάθε μέλος είναι ονομαστικά οι εξής:

- Δοκοί: Ελέγχθηκαν σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη, σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη.
- Υποστυλώματα: Ελέγχθηκαν σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη, σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη.
- Χιαστί σύνδεσμοι: Ελέγχθηκαν σε λυγισμό και σε μονοαξονικό εφελκυσμό.

Για τα μεταλλικά στοιχεία, ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση των μελών γίνεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3. Για τα εφελκούμενα και τα θλιβόμενα μέλη εκτελείται έλεγχος αντοχής των διατομών. Τα θλιβόμενα μέλη ωστόσο ελέγχονται και σε αντοχή έναντι καθολικού λυγισμού, καθώς η ύπαρξη θλιπτικής δύναμης ευνοεί την εμφάνιση φαινομένων αστάθειας. Τα καμπτόμενα μέλη ελέγχονται σε αντοχή διατομών, σε αντοχή έναντι καμπτικού, πλευρικού, στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, έναντι λυγισμού πελμάτων και έναντι κύρτωσης του κορμού τους..

Για τα σύμμικτα στοιχεία η ανάλυση γίνεται με τον αντίστοιχο αμερικάνικο κανονισμό AISC-ASD01. Αυτός επιλέχθηκε διότι είναι ο πιο σύγχρονος κανονισμός που περιλαμβάνεται στο πρόγραμμα. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα δεν περιέχει τον Ευρωκώδικα 4. Ωστόσο, τα εξαγόμενα αποτελέσματα ελέγχθηκαν, ενδεικτικά για ορισμένες δοκούς ότι ικανοποιούν τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4. Μετά την παρουσίαση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης παρουσιάζονται και οι ενδεικτικοί έλεγχοι. Με τον ίδιο τρόπο έγινε και ο καθορισμός του αριθμού των διατμητικών ήλων με τους οποίους εξασφαλίζεται η διατμητική σύνδεση. Επίσης ο έλεγχος της πλάκας και του χαλυβδόφυλλου δεν εκτελούνται από το πρόγραμμα. Γι'αυτό ελέγχθηκαν και τα δύο με το χέρι και έτσι ώστε να ικανοποιούν τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4.



## **Κεφάλαιο 3<sup>ο</sup>: Παρουσίαση αποτελεσμάτων ανάλυσης**

Στο κεφάλαιο αυτό παρατίθενται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του φορέα από το πρόγραμμα Etabs 9.1.4.

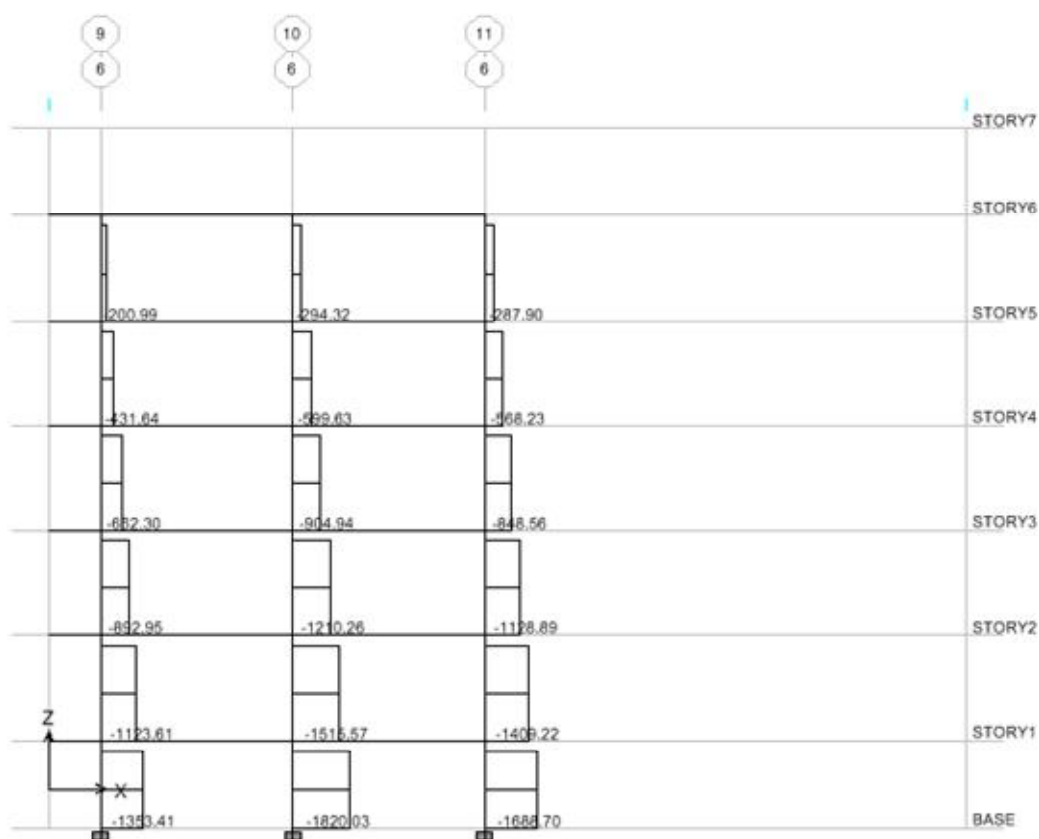
### **3.1 Εντατικά μεγέθη**

Επιλέγονται χαρακτηριστικές τομές του φορέα, στις οποίες θα προβληθούν εικόνες των εντατικών μεγεθών (N,Q,M) που δείχνουν τα αριθμητικά διαγράμματα από το πρόγραμμα για κάθε συνδυασμό φόρτισης (Combo1 UCL, Combo4 EX, Combo5 EY, Combo6 SLS).

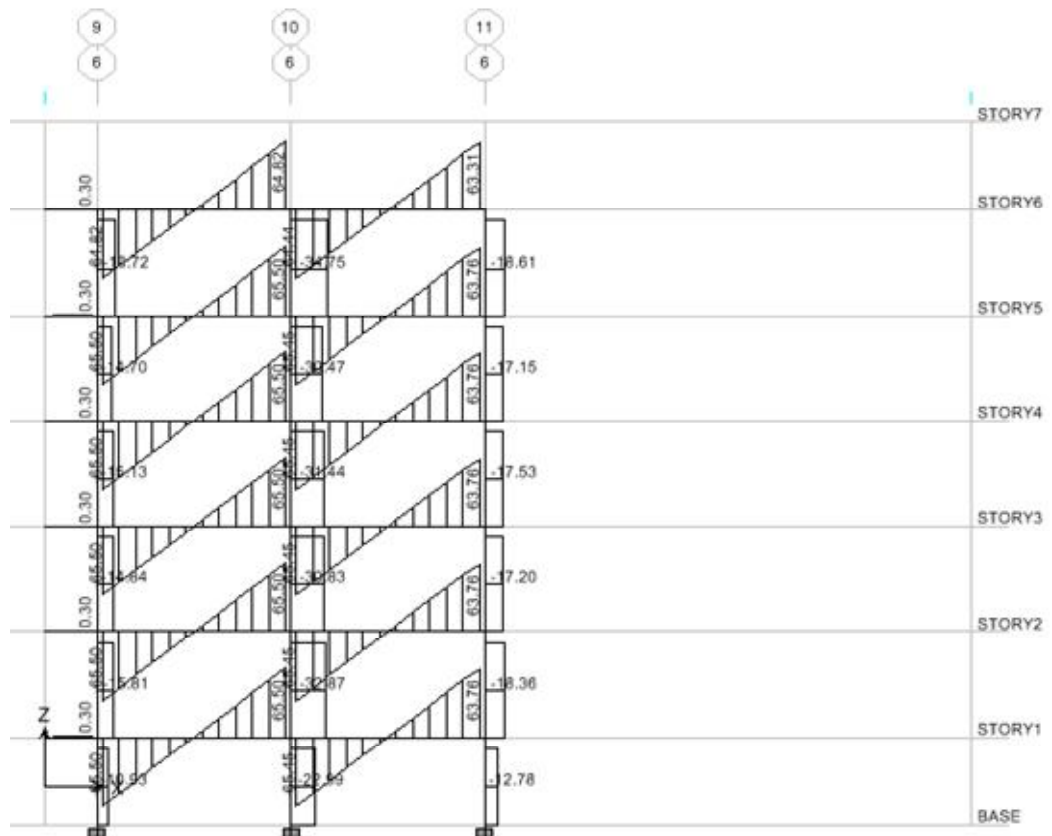
Αρχικά θα παρουσιαστούν οι τομές 6 και 21, οι οποίες είναι χαρακτηριστικές περιμετρικές τομές του κτιρίου, καθώς η πρώτη (6) δεν περιέχει συνδέσμους δυσκαμψίας ενώ η δεύτερη (21) περιέχει συνδέσμους δυσκαμψίας.

### **ΤΟΜΗ 6**

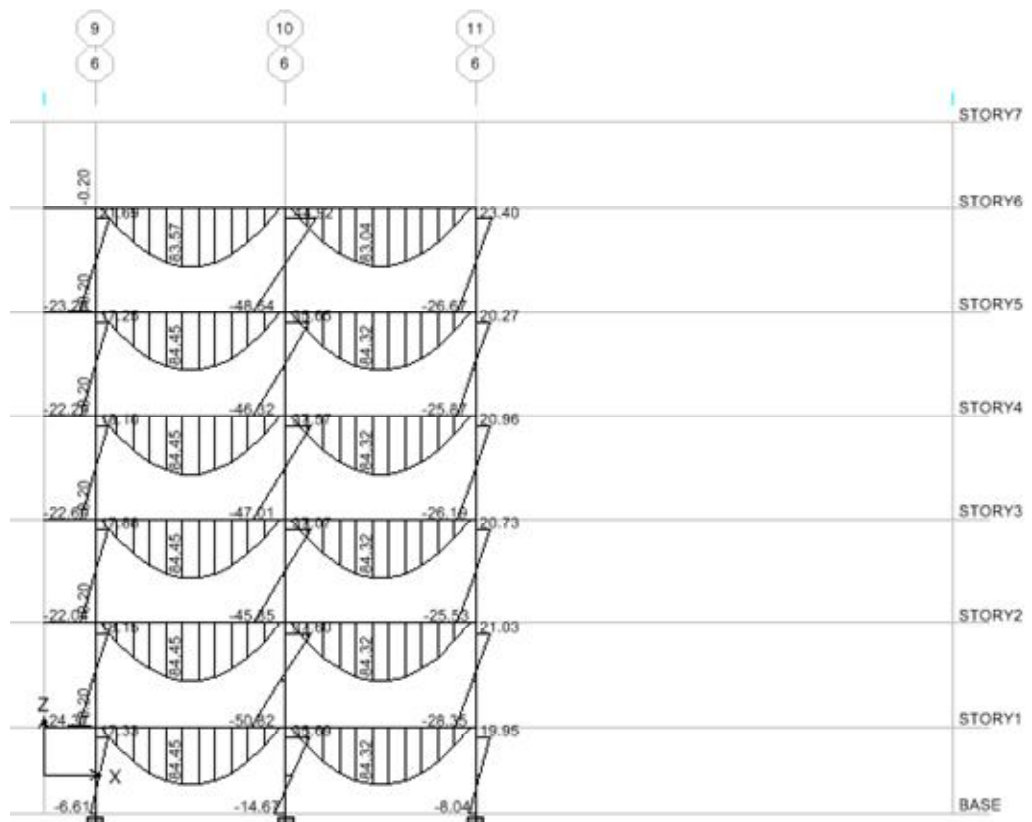
#### **1) Οριακή κατάσταση αστοχίας (UCL)**



**Εικόνα 38:** Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

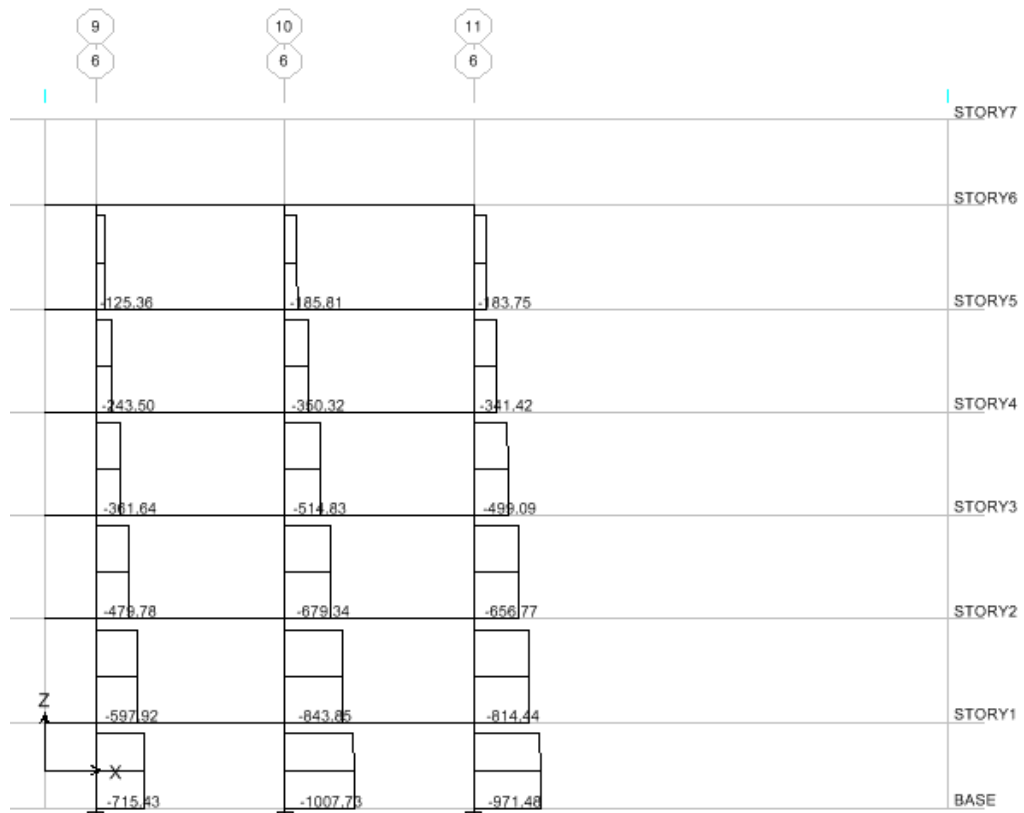


Εικόνα 39: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

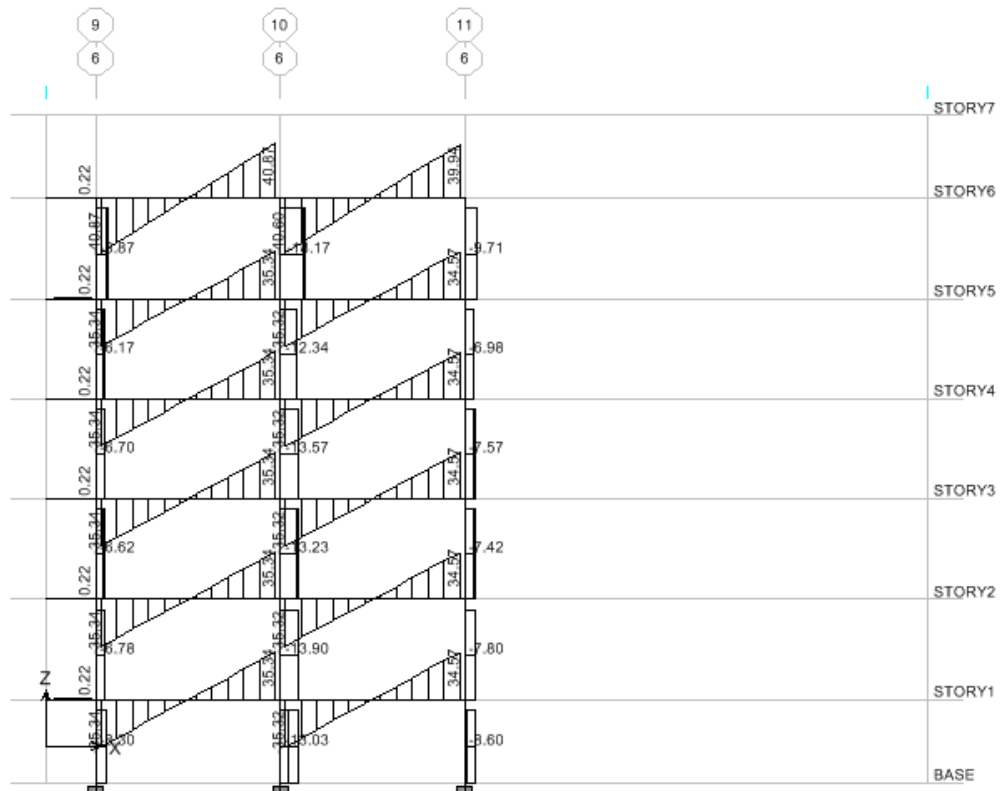


Εικόνα 40: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

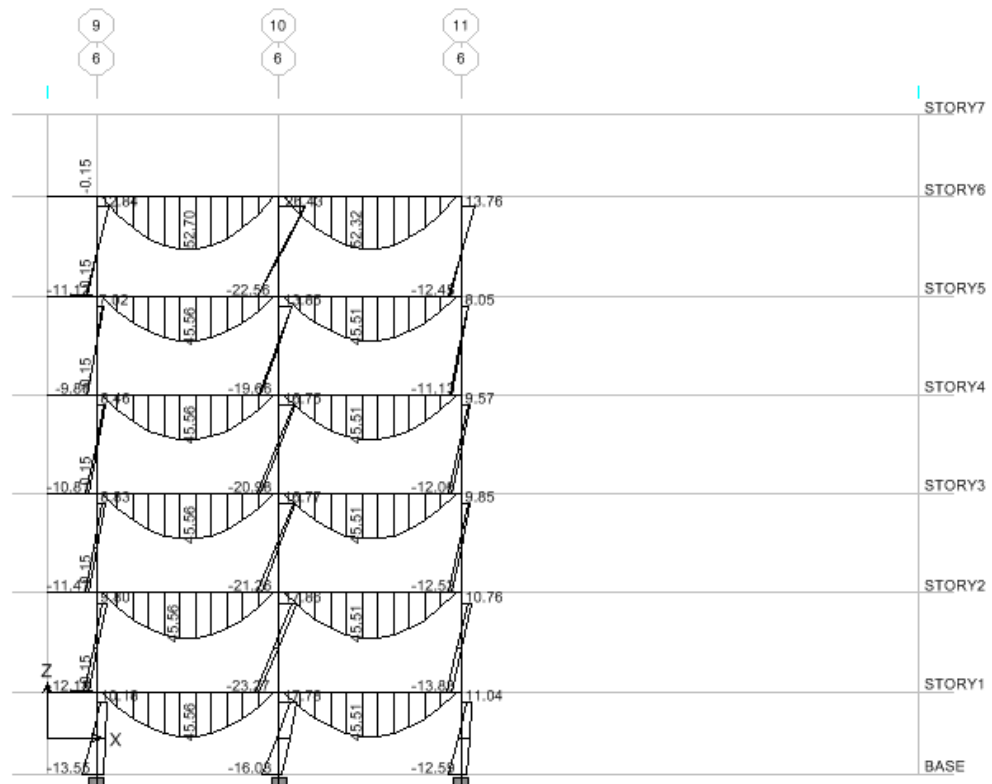
2) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά x



Εικόνα 41: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

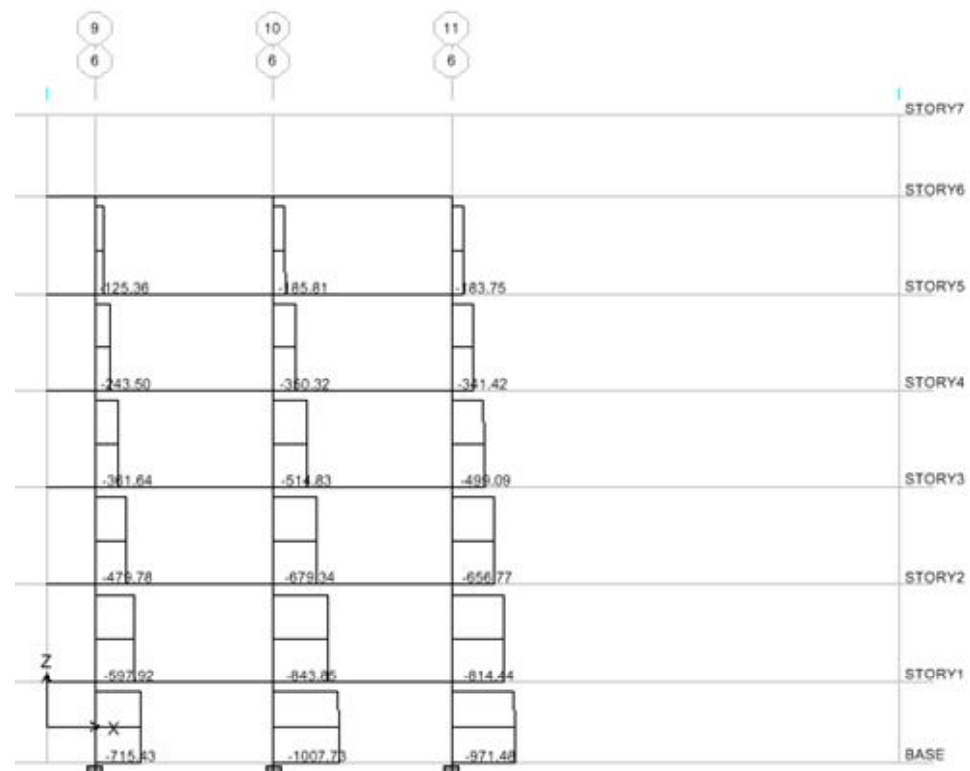


Εικόνα 42: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων



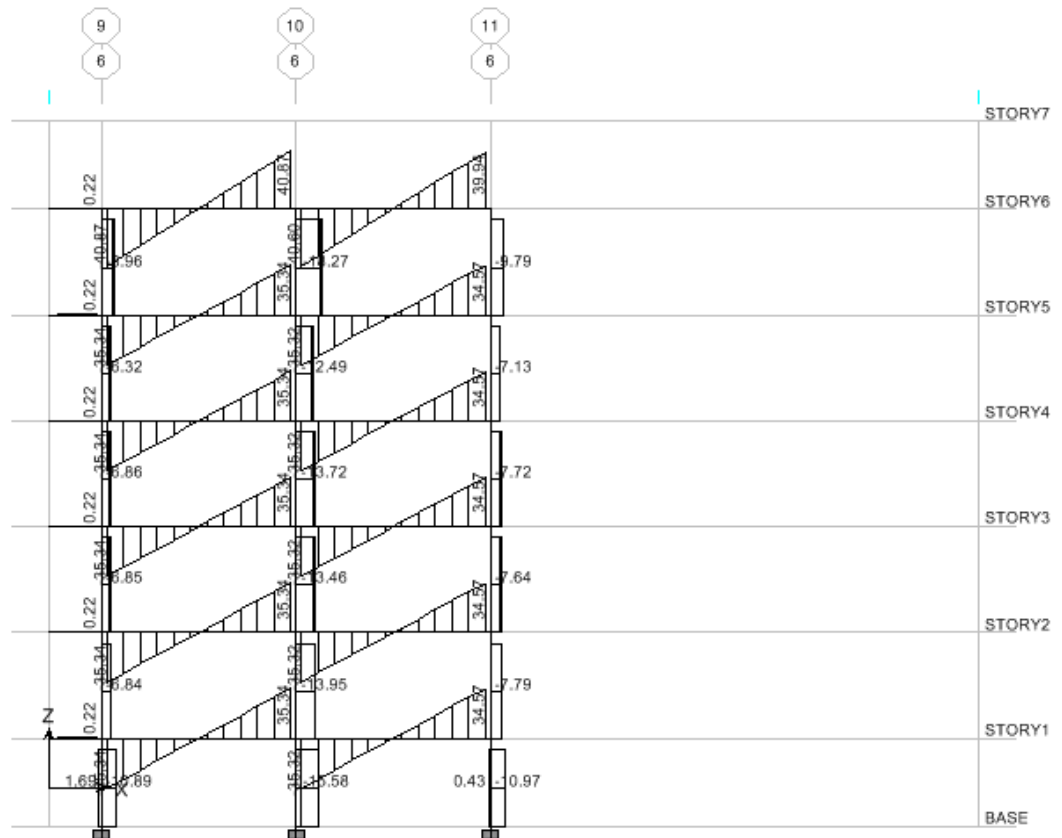
Εικόνα 43: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

3) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά γ

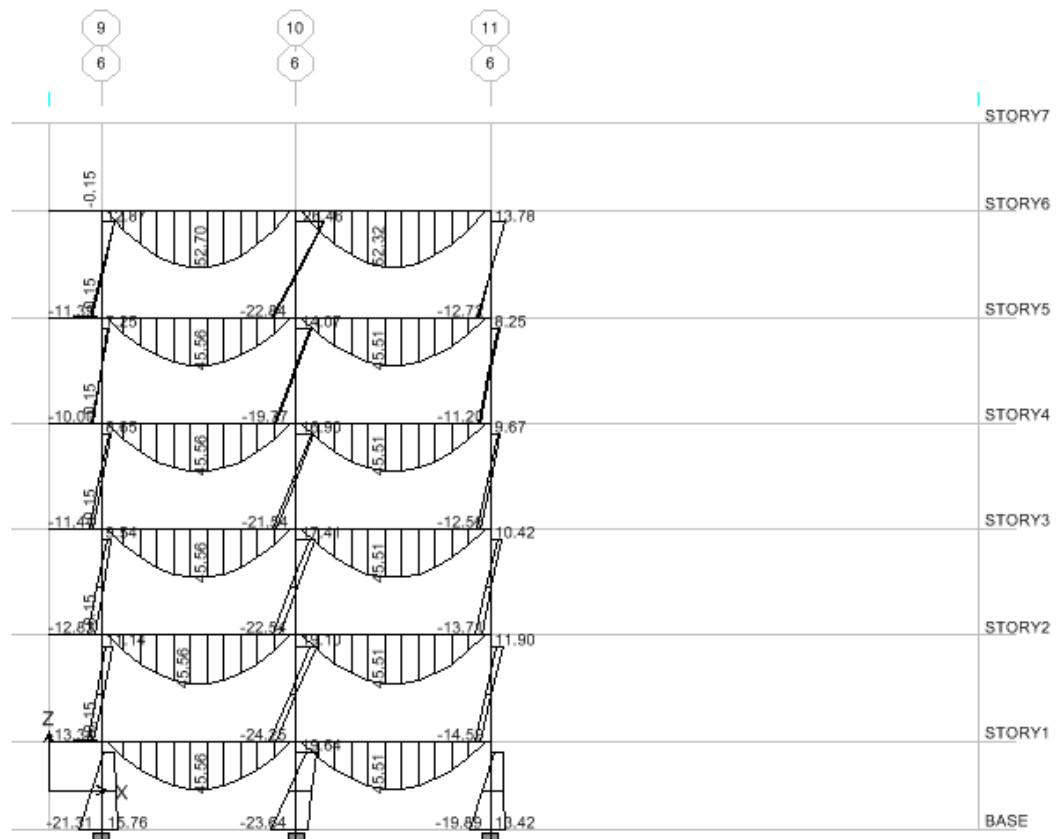


Εικόνα 44: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



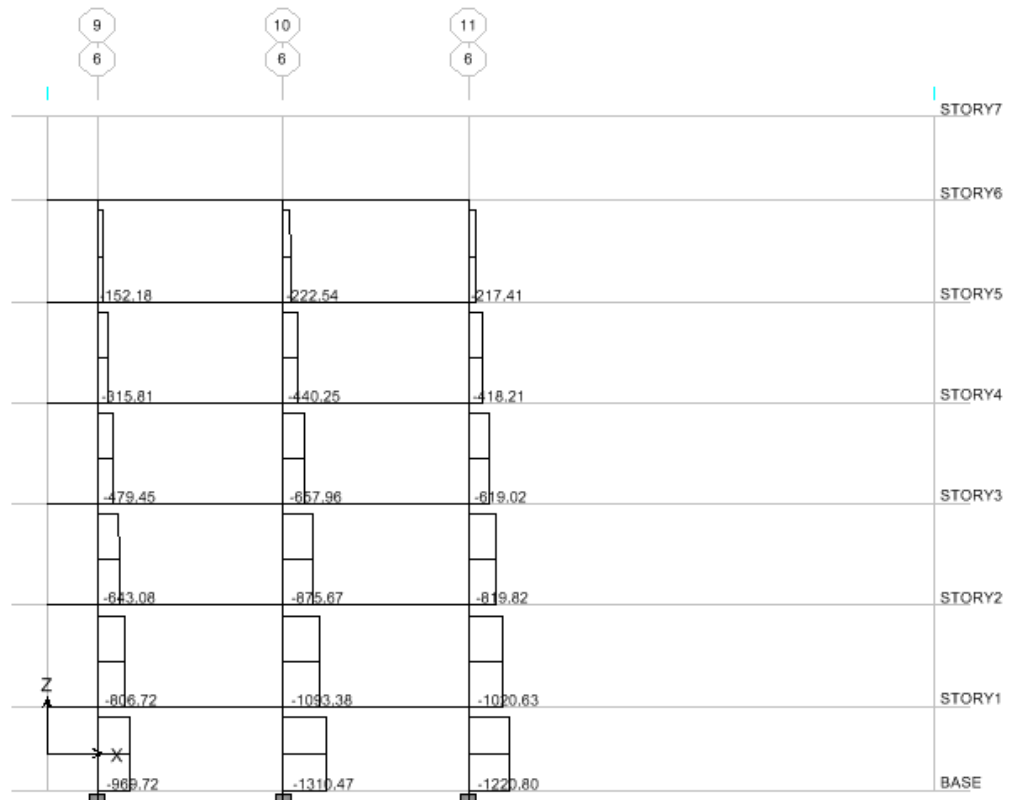


Εικόνα 45: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

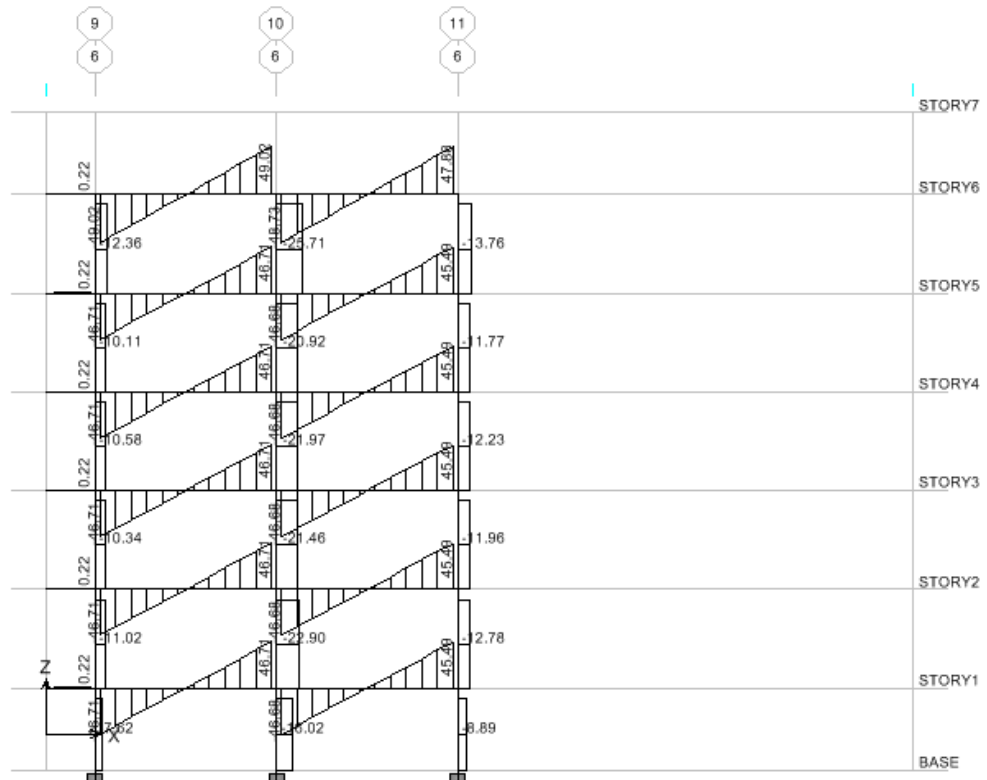


Εικόνα 46: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

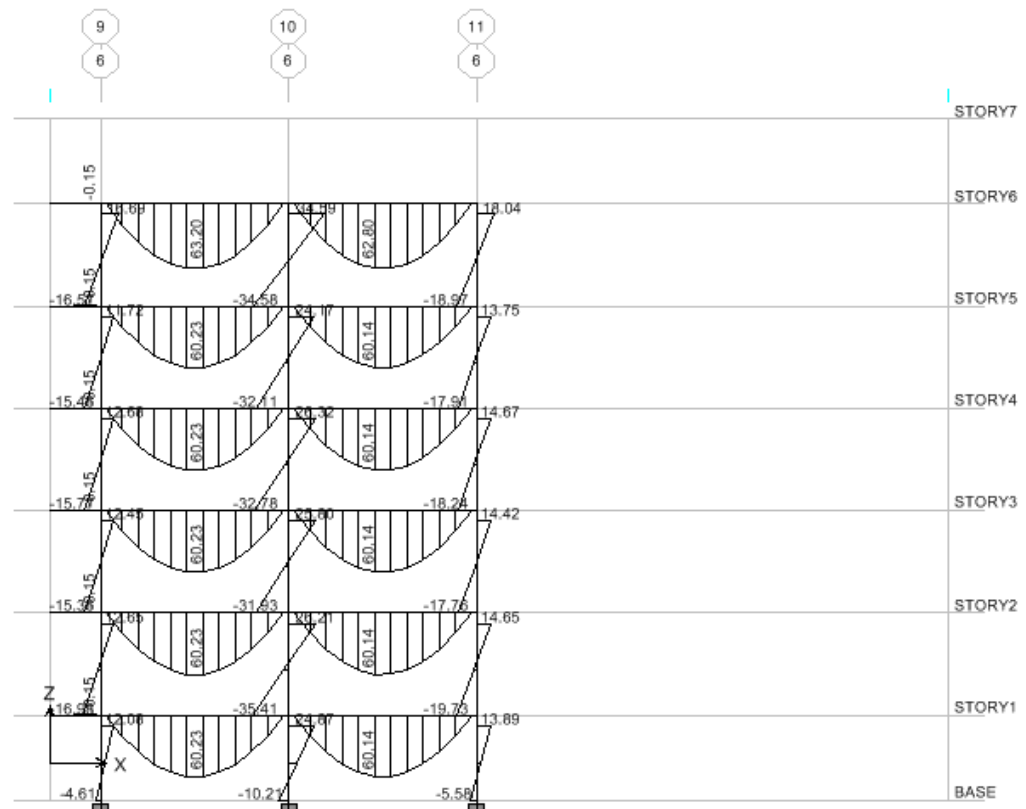
4) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS)



Εικόνα 47: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



Εικόνα 48: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

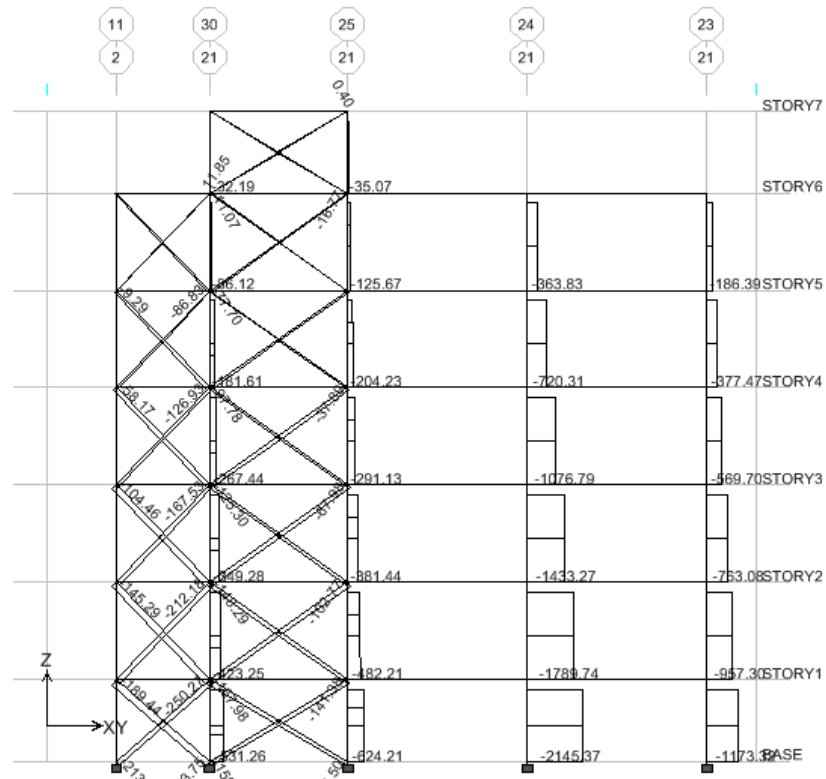


Εικόνα 49: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

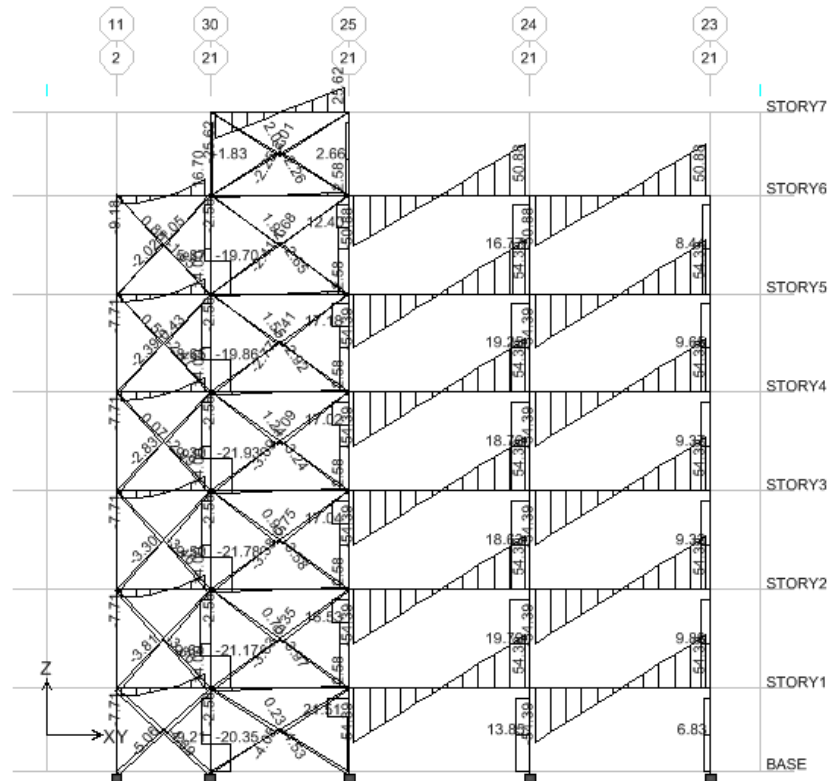
Η τομή που ακολουθεί είναι η τομή 21. Εκτός από τα αριθμητικά διαγράμματα, επιλέγεται να παρουσιαστούν ενδεικτικά τα ποιοτικά διαγράμματα στο σεισμικό συνδυασμό EX στα οποία αποτυπώνεται το μέρος των εντατικών μεγεθών προκαλείται από το σεισμό (μπλε) και το μέρος αυτών που προκαλούνται από τα υπόλοιπα φορτία που καταπονούν το φορέα.

**ΤΟΜΗ 21**

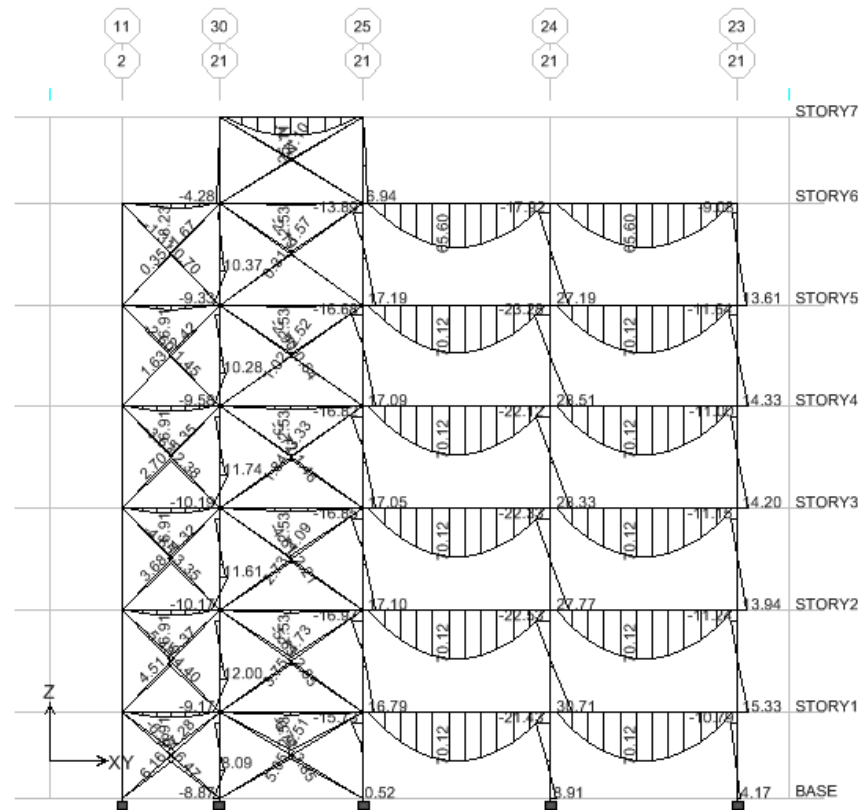
**1) Οριακή κατάσταση αστοχίας (UCL)**



**Εικόνα 50: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων**

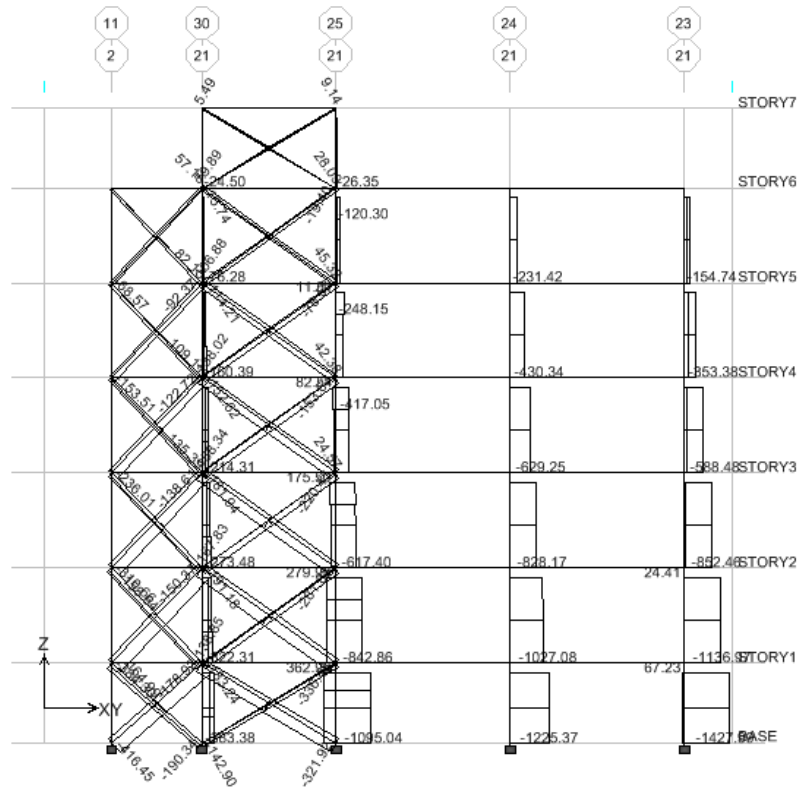


**Εικόνα 51: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων**

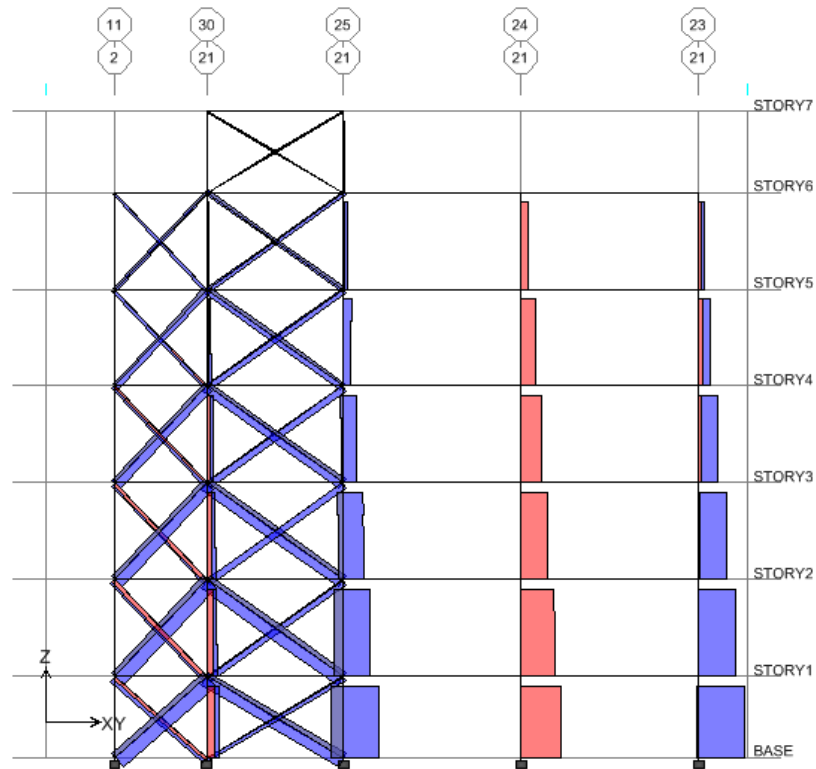


Εικόνα 52: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

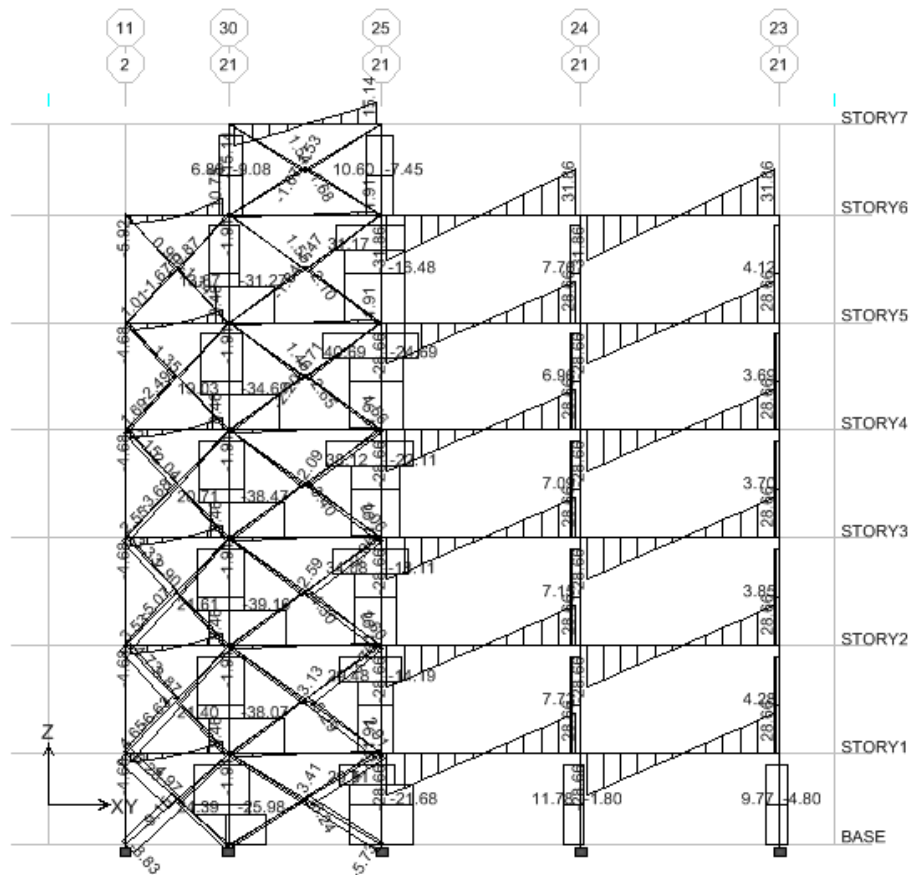
2) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά x



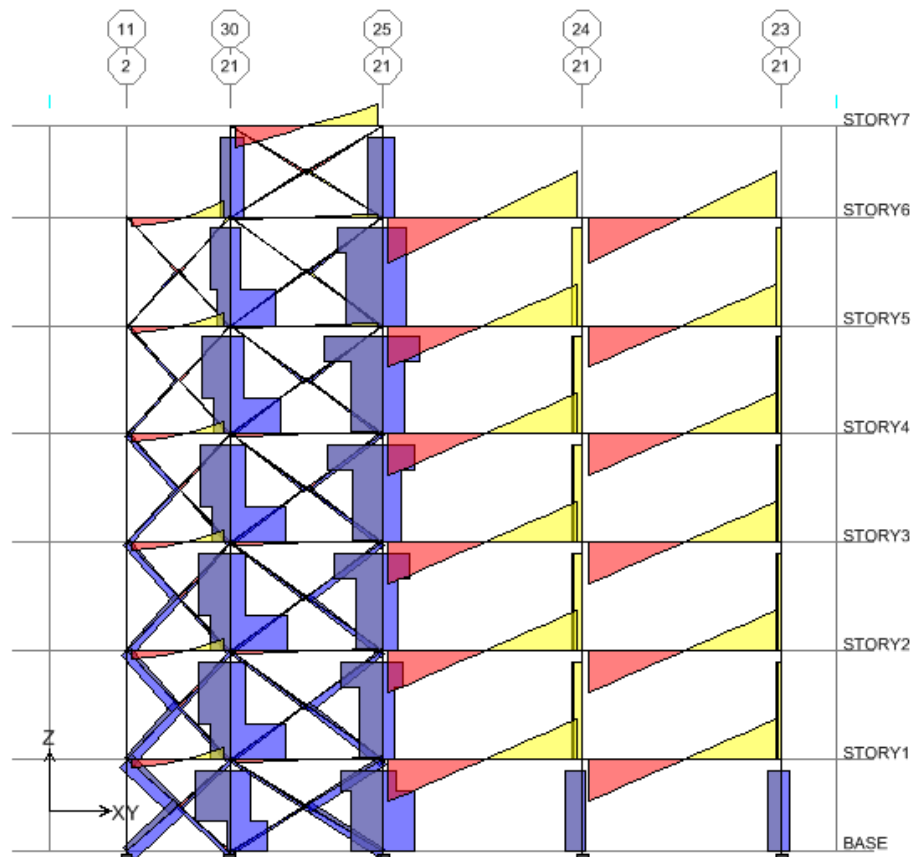
Εικόνα 53: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



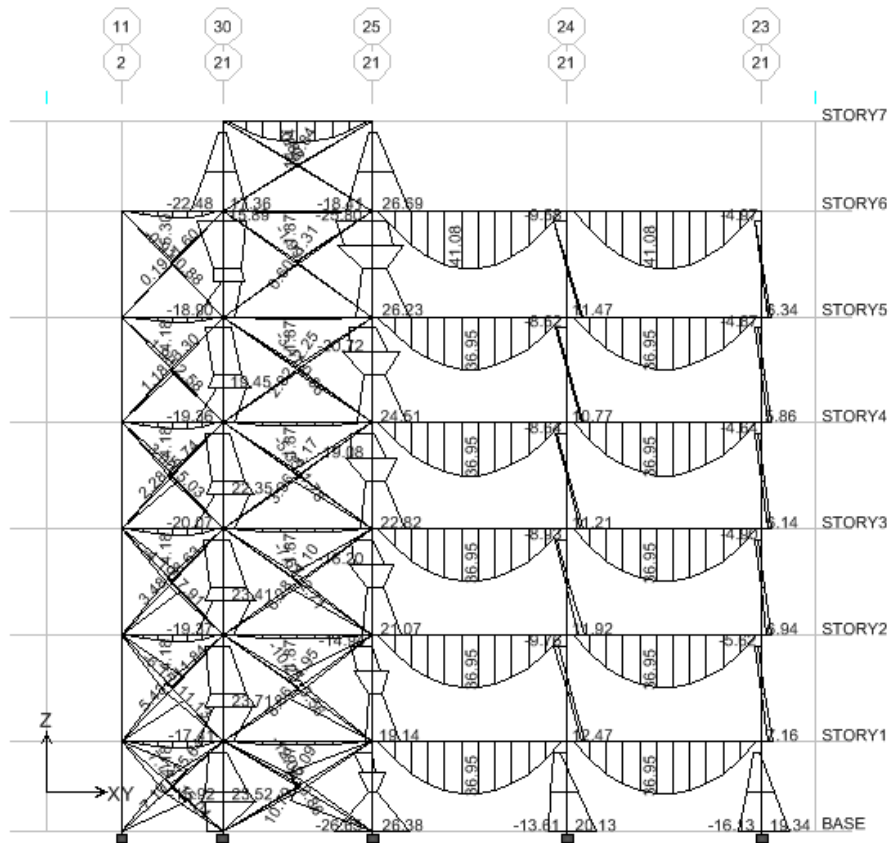
Εικόνα 54: Ποιοτικό διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



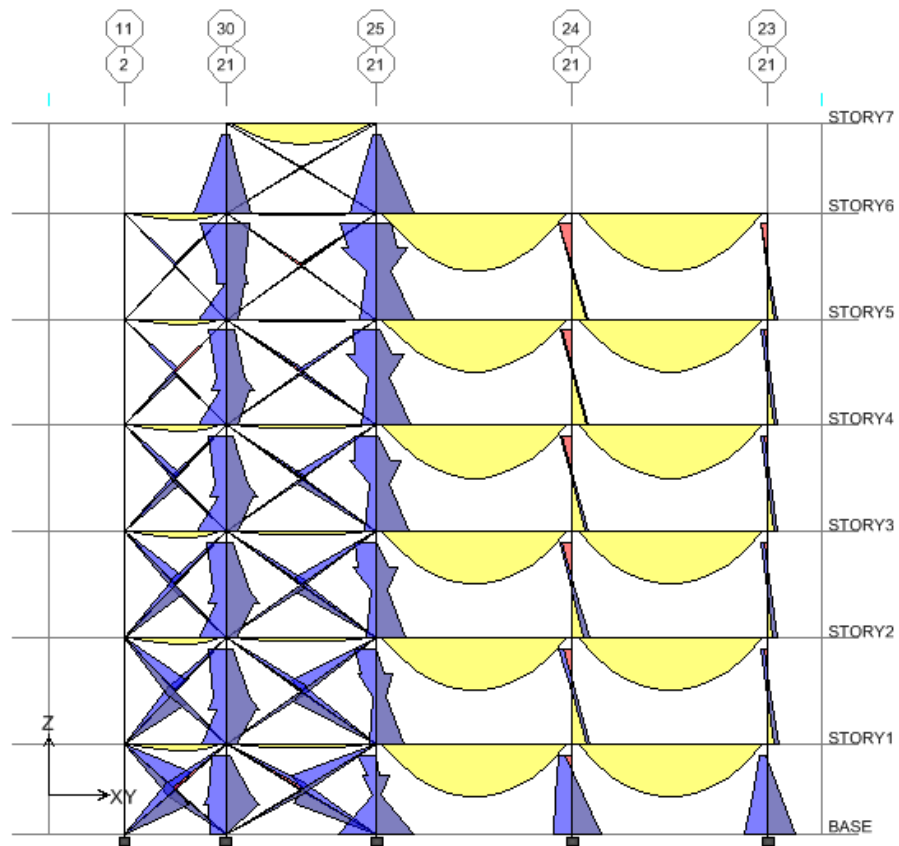
Εικόνα 55: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων



Εικόνα 56: Ποιοτικό διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων



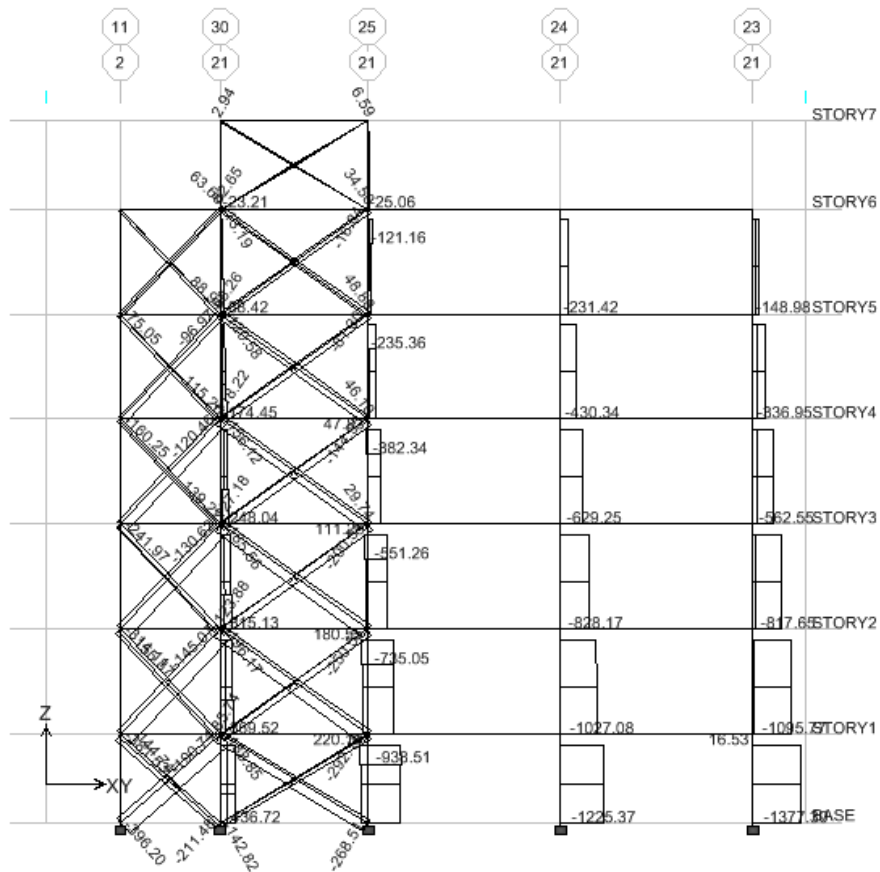
Εικόνα 57: Διάγραμμα καμπτικών ροπών



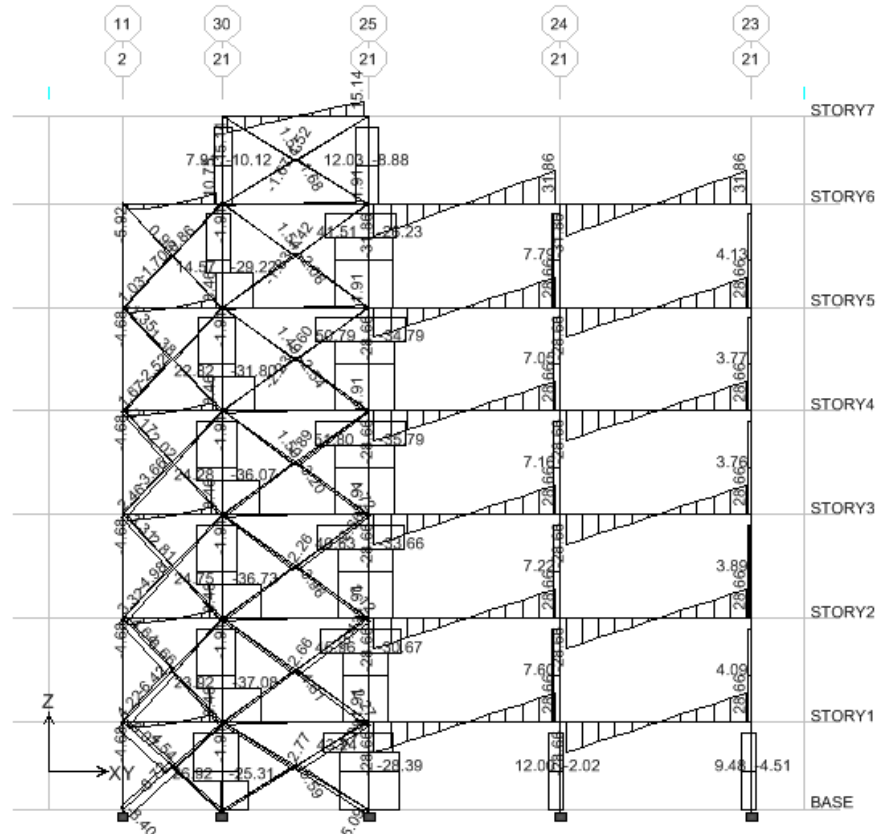
Εικόνα 58: Ποιοτικό διάγραμμα καμπτικών ροπών



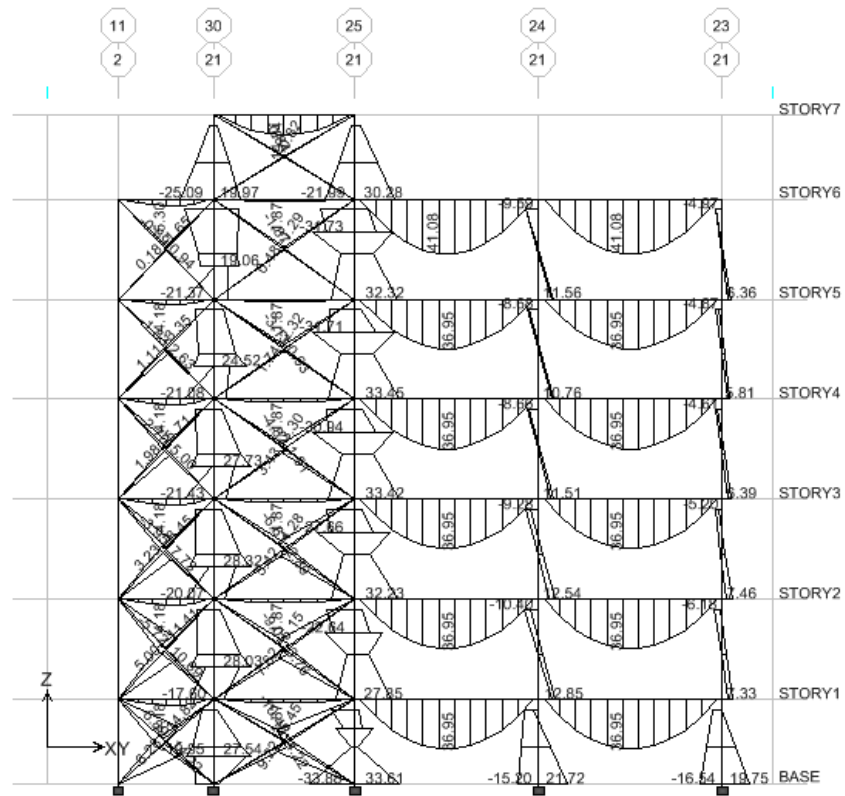
3) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά  $\gamma$



Εικόνα 59: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

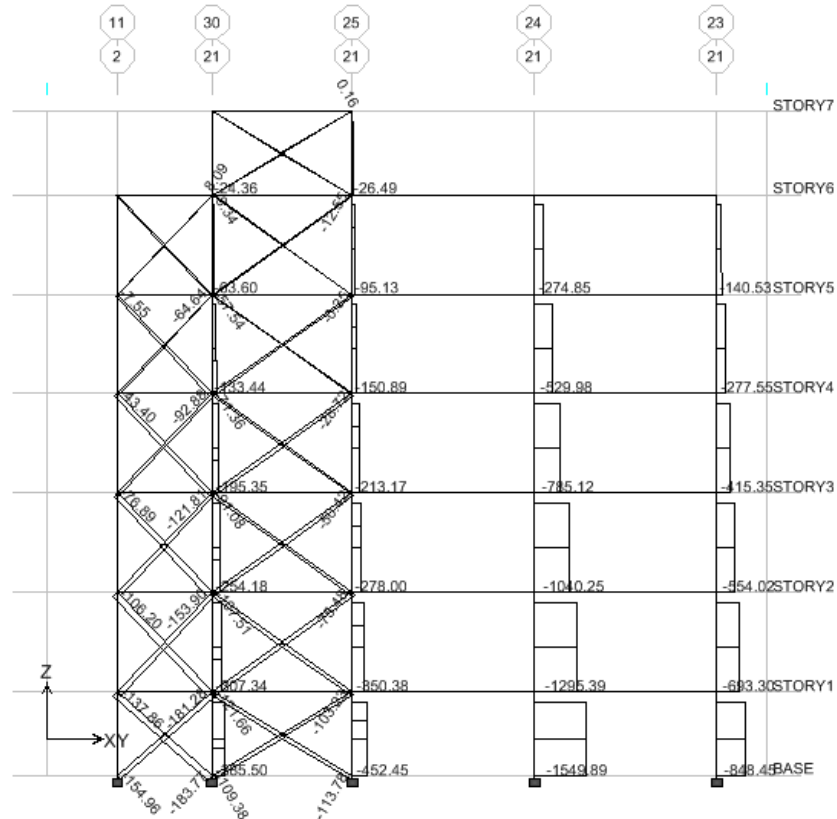


Εικόνα 60: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

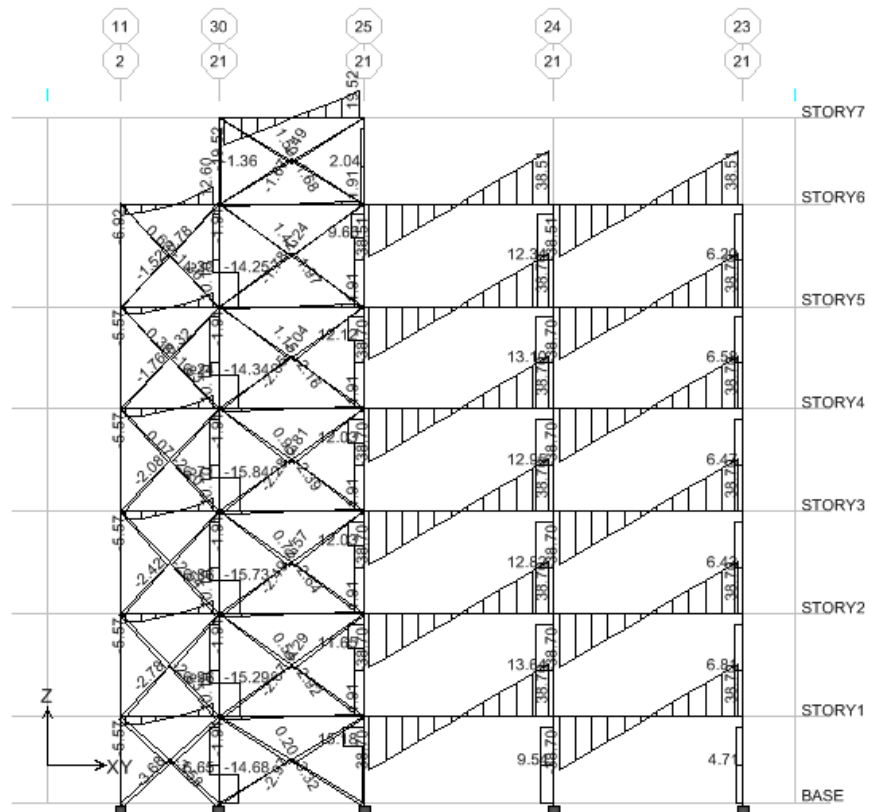


Εικόνα 61: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

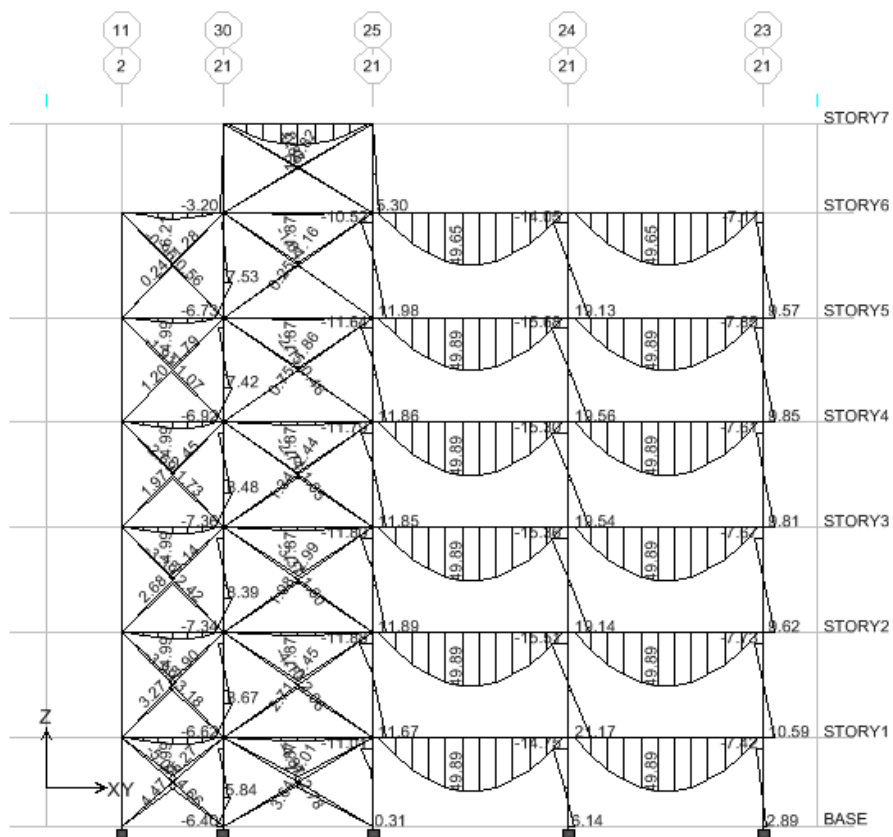
4) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS)



Εικόνα 62: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



Εικόνα 63: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

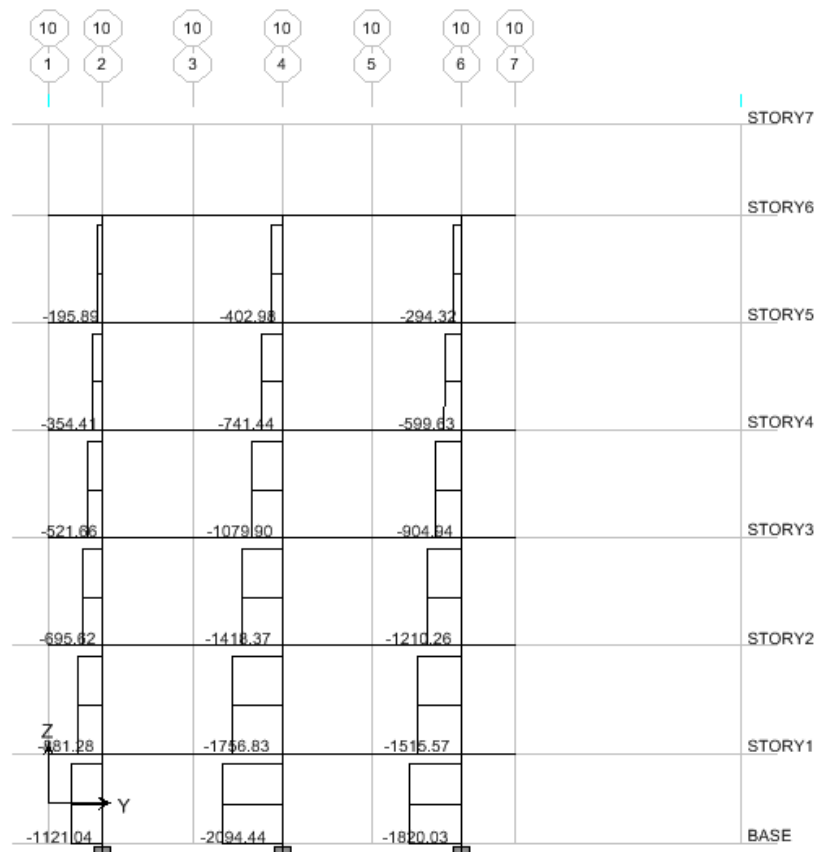


Εικόνα 64: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

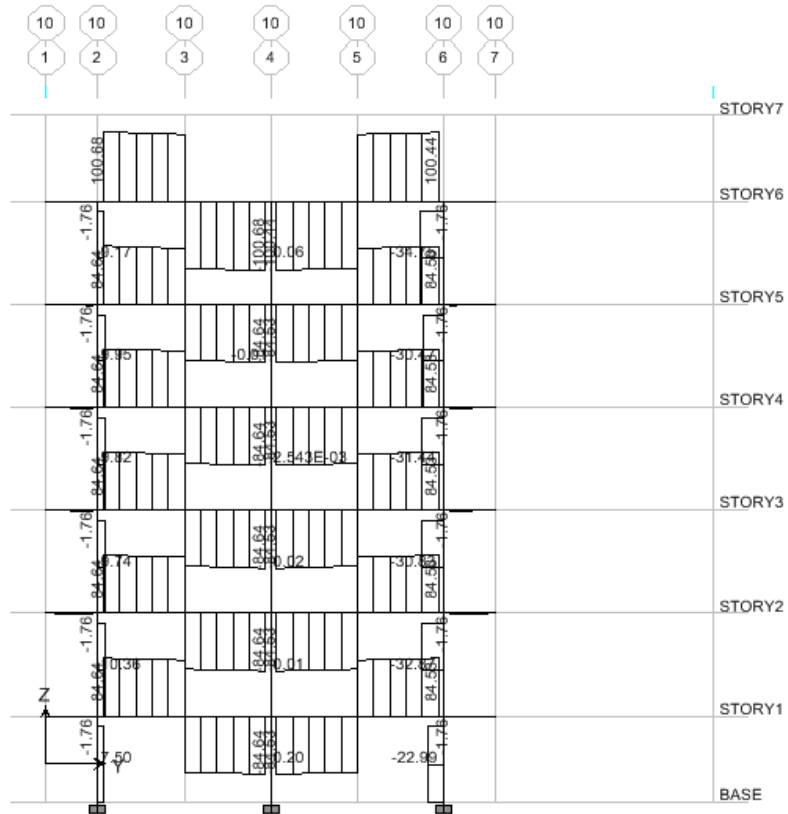
Έπειτα επιλέγονται να παρουσιαστούν τα εντατικά μεγέθη των τομών 10 και 24, οι οποίες είναι χαρακτηριστικές στο εσωτερικό του φορέα (κάθετες στις προηγούμενες 6 και 21), διότι η μεν τομή 10 περιλαμβάνει δύο δοκούς των 5m, η δε τομή 24 περιλαμβάνει μία δοκό των 7,07m, δηλαδή είναι οι δύο μορφές εγκάρσιων τομών. Έτσι και στη συνέχεια παρατίθενται διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων, των τεμνουσών δυνάμεων και των καμπτικών ροπών για τους τέσσερις συνδυασμούς φόρτισης του φορέα (UCL, EX, EY, SLS).

### ΤΟΜΗ 10

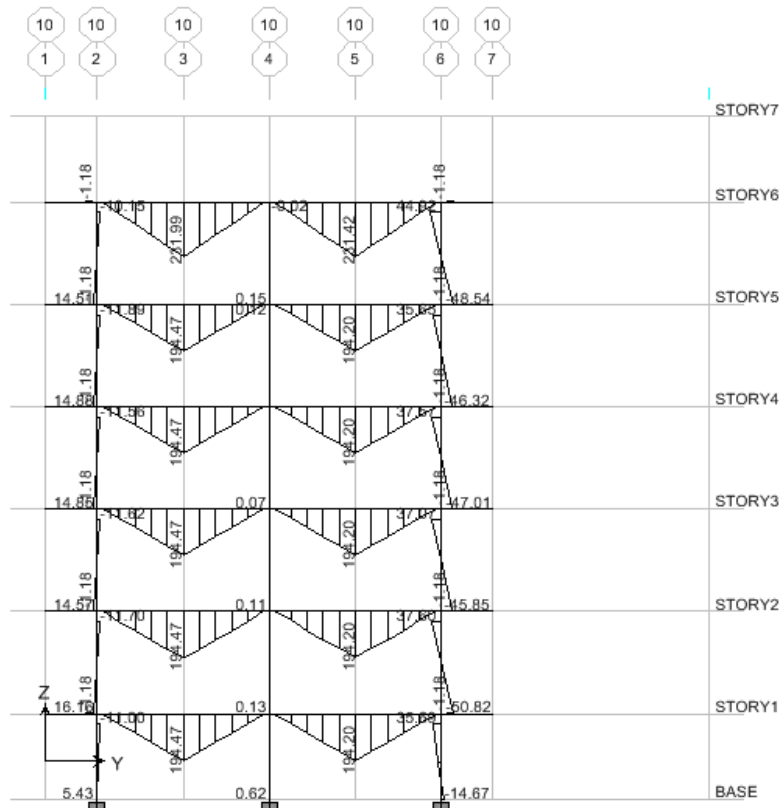
#### 1) Οριακή κατάσταση αστοχίας (UCL)



**Εικόνα 65:** Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

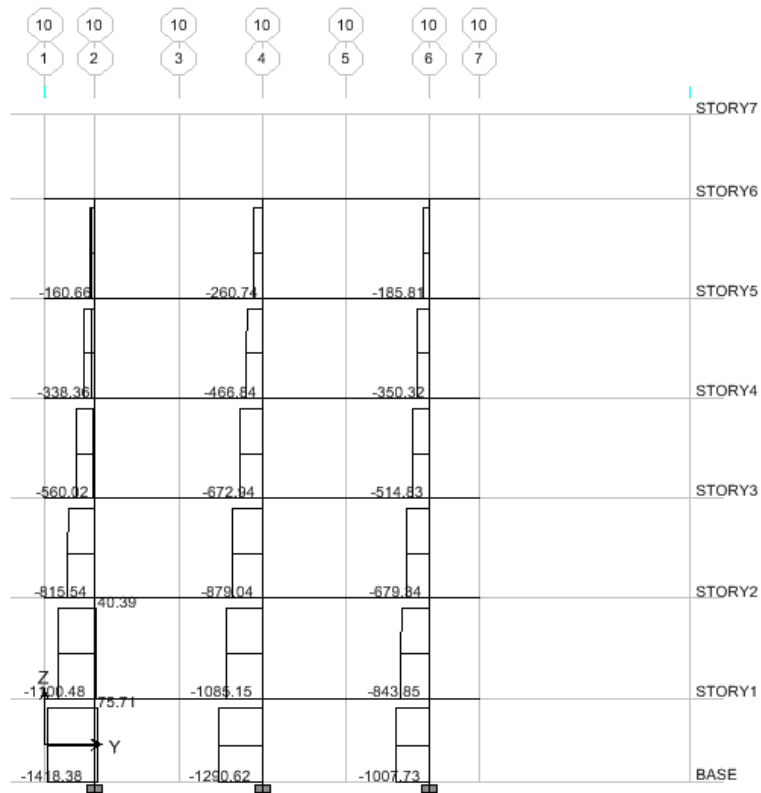


Εικόνα 66: Διάγραμμα τερνουσών δυνάμεων

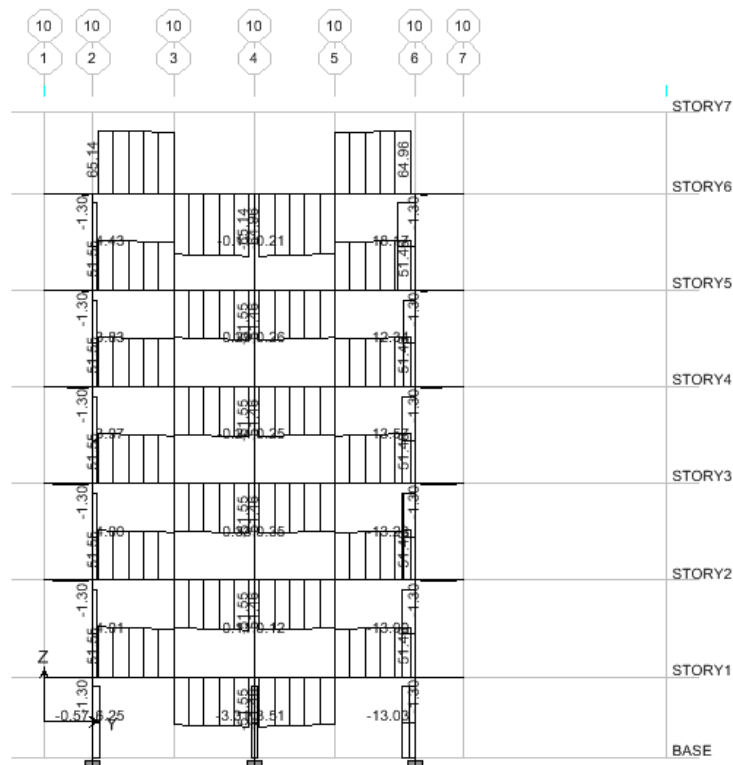


Εικόνα 67: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

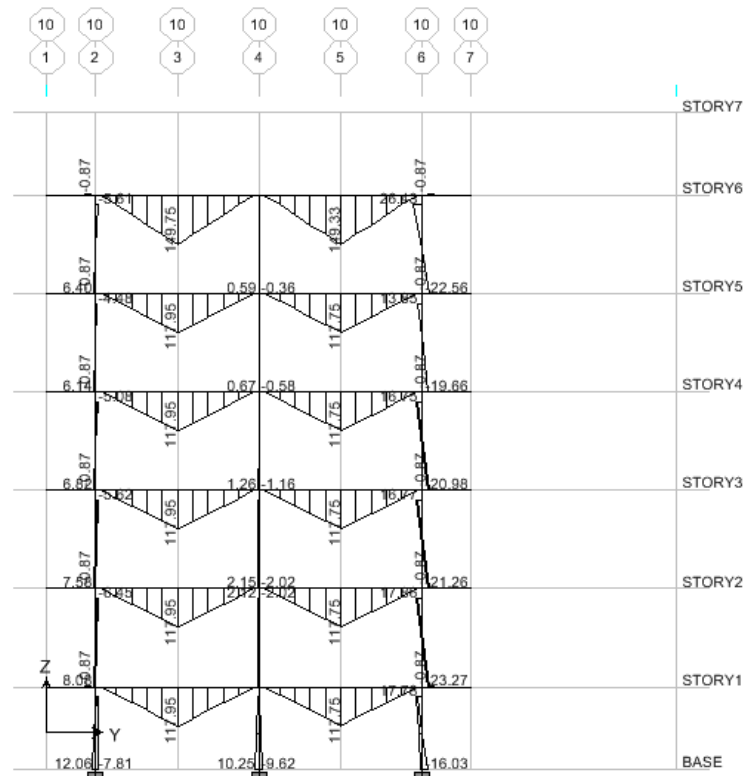
2) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά x



Εικόνα68: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

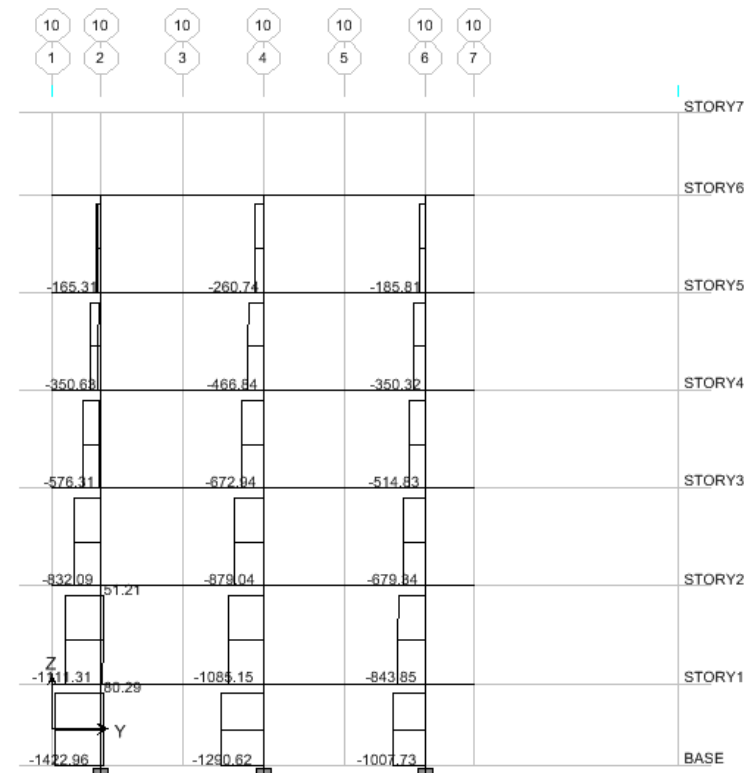


Εικόνα 69: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

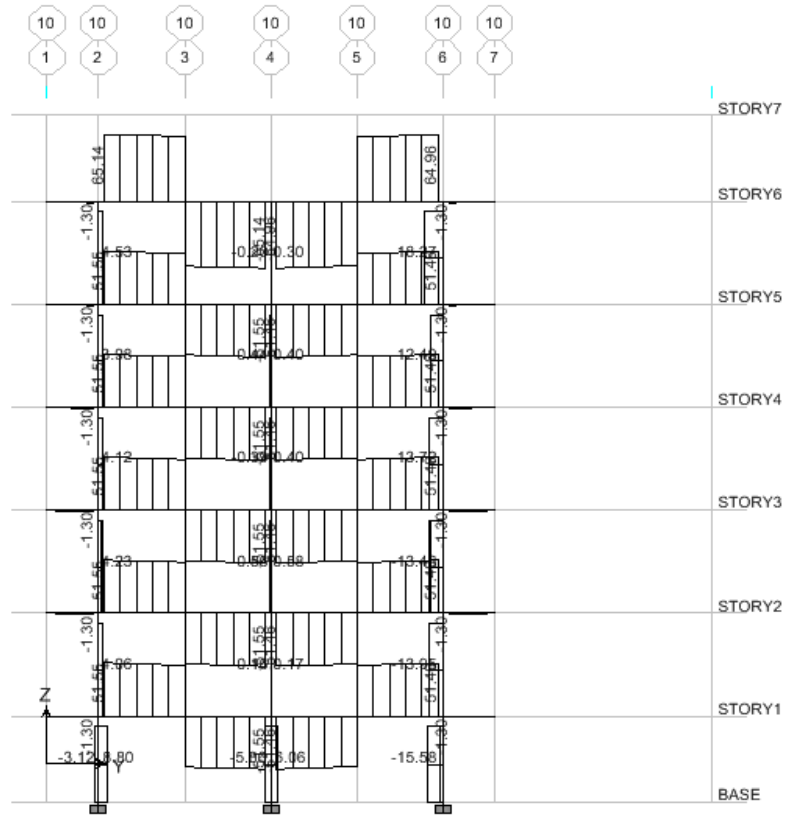


Εικόνα 70: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

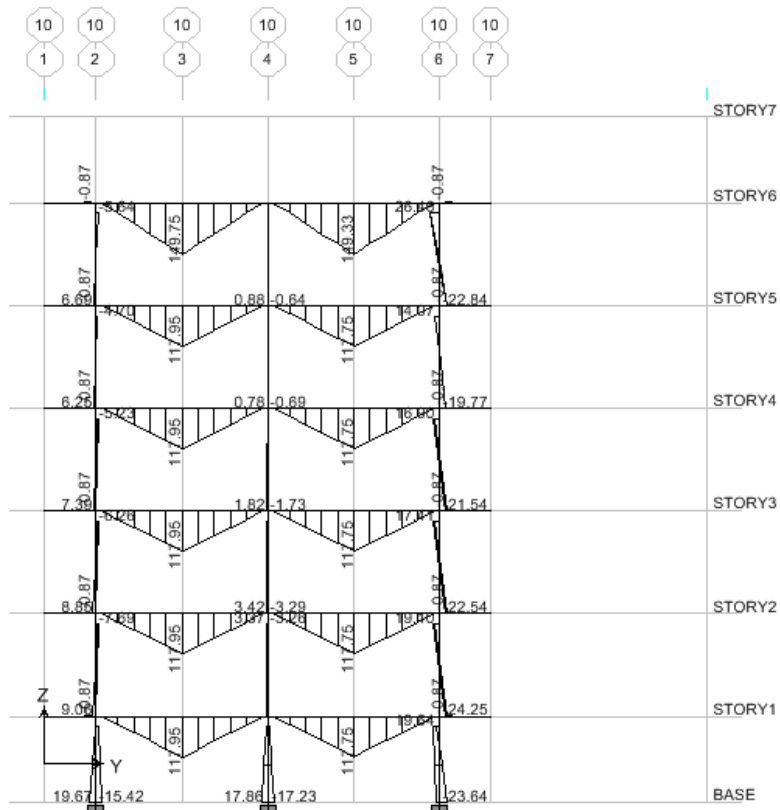
3) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά γ



Εικόνα 71: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



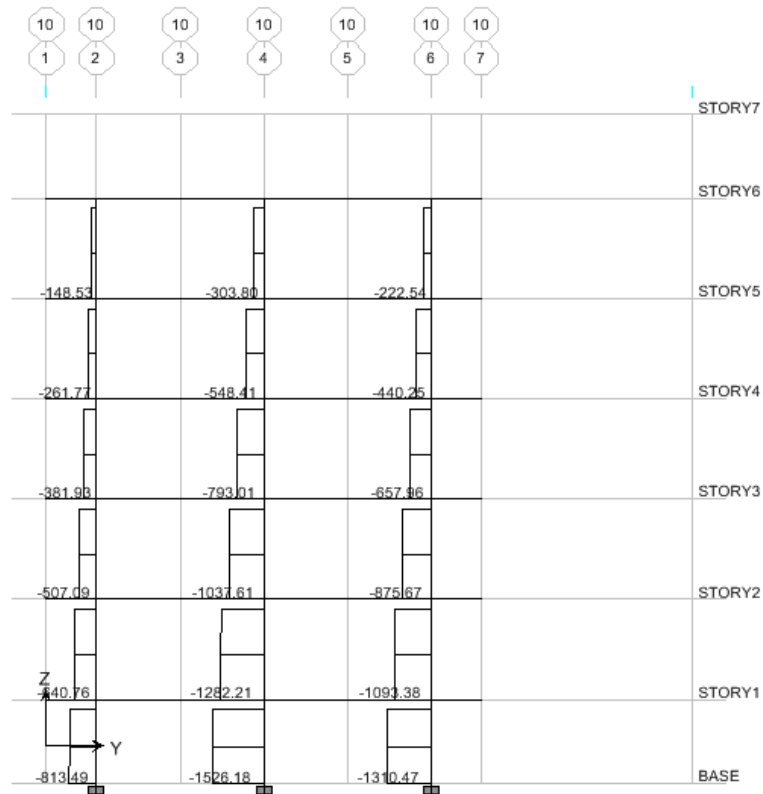
Εικόνα 72: Διάγραμμα τερνουσών δυνάμεων



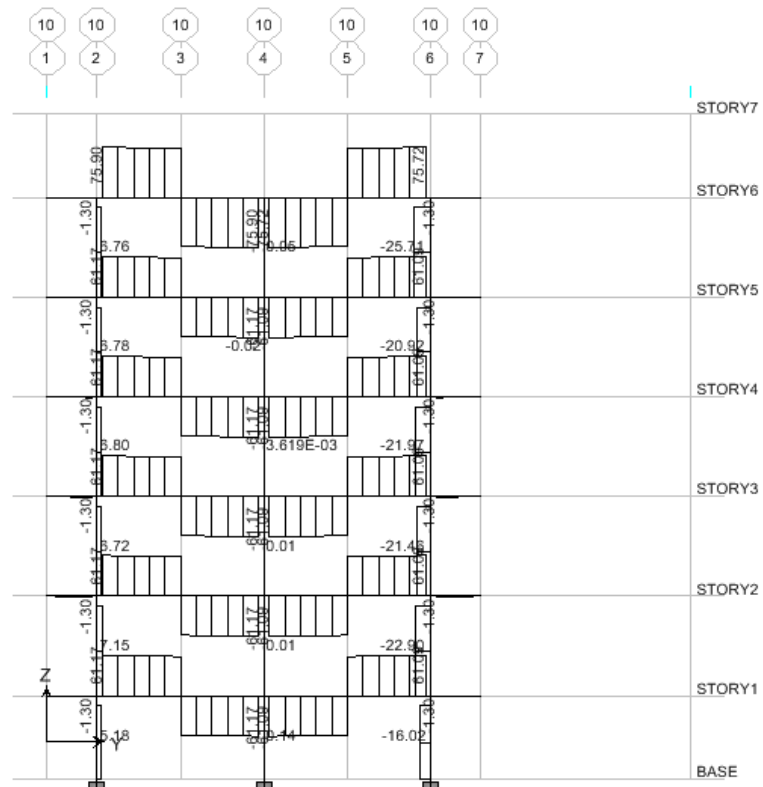
Εικόνα 73: Διάγραμμα καμπτικών ροπών



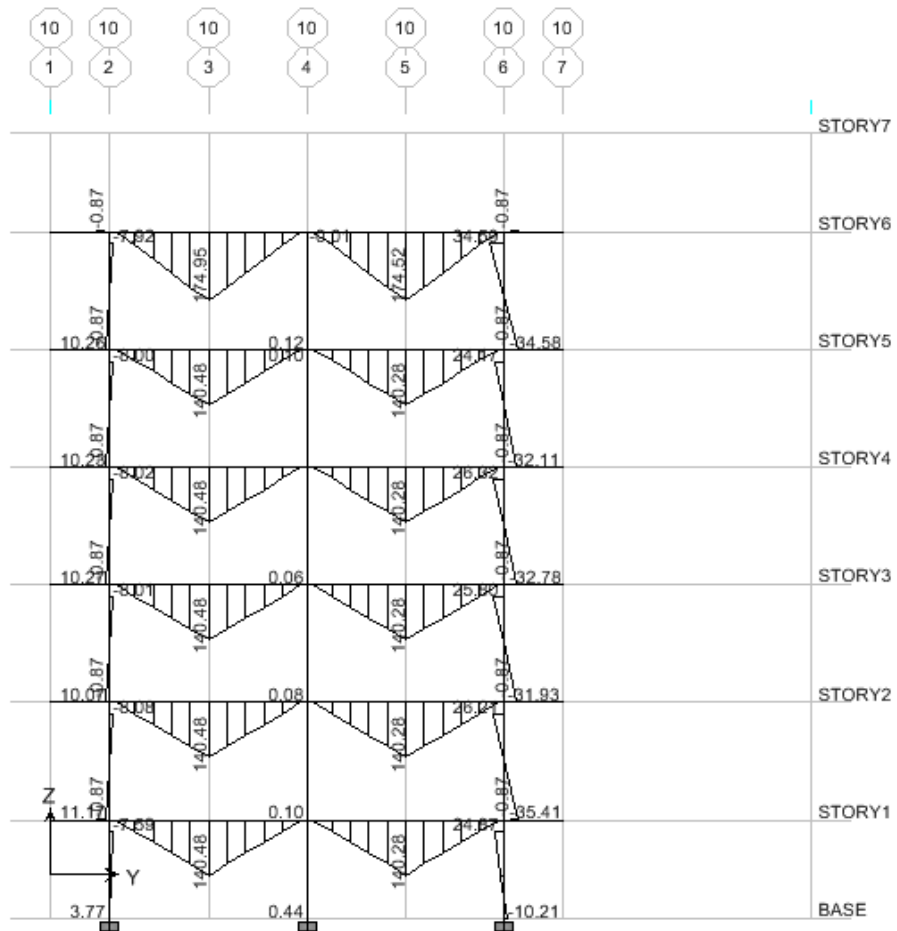
4) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS)



Εικόνα 74: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



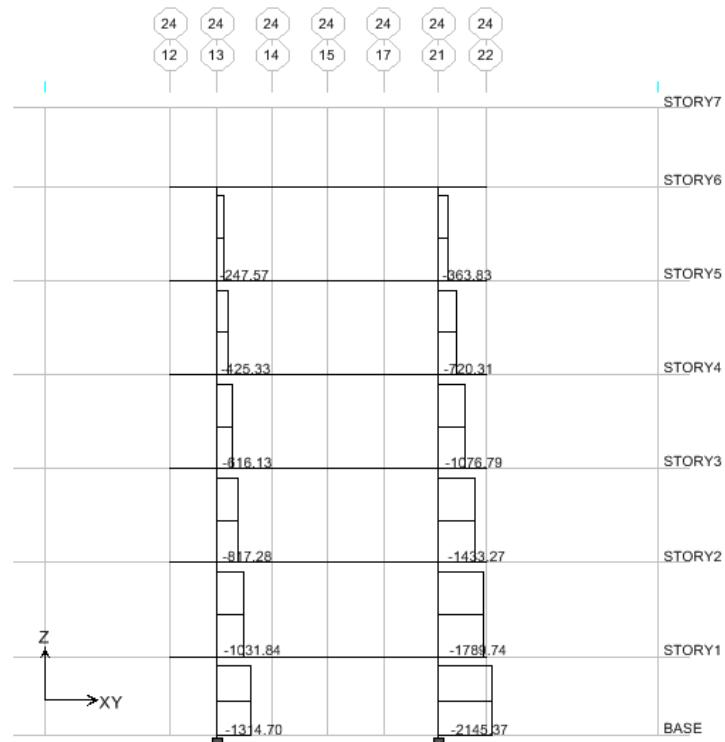
Εικόνα 75: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων



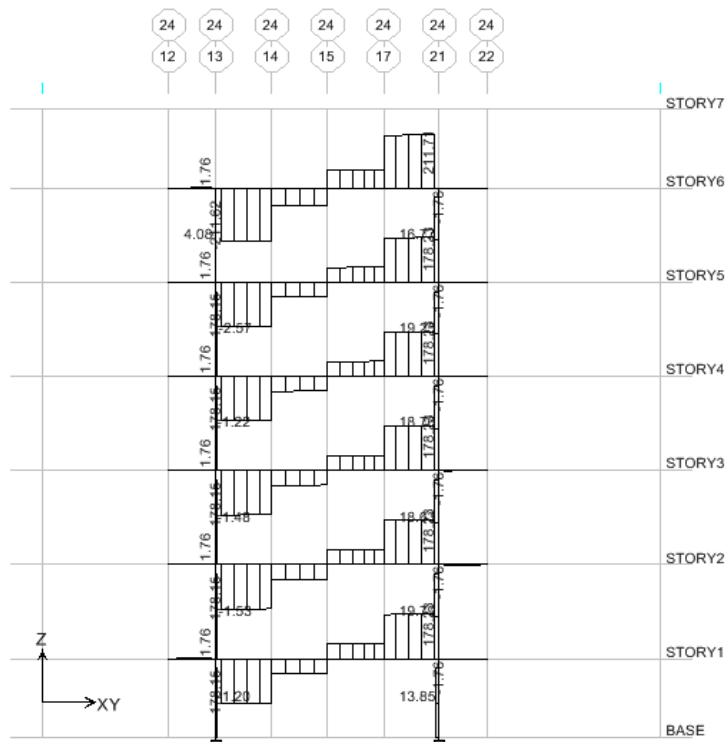
Εικόνα 76: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

**ΤΟΜΗ 24**

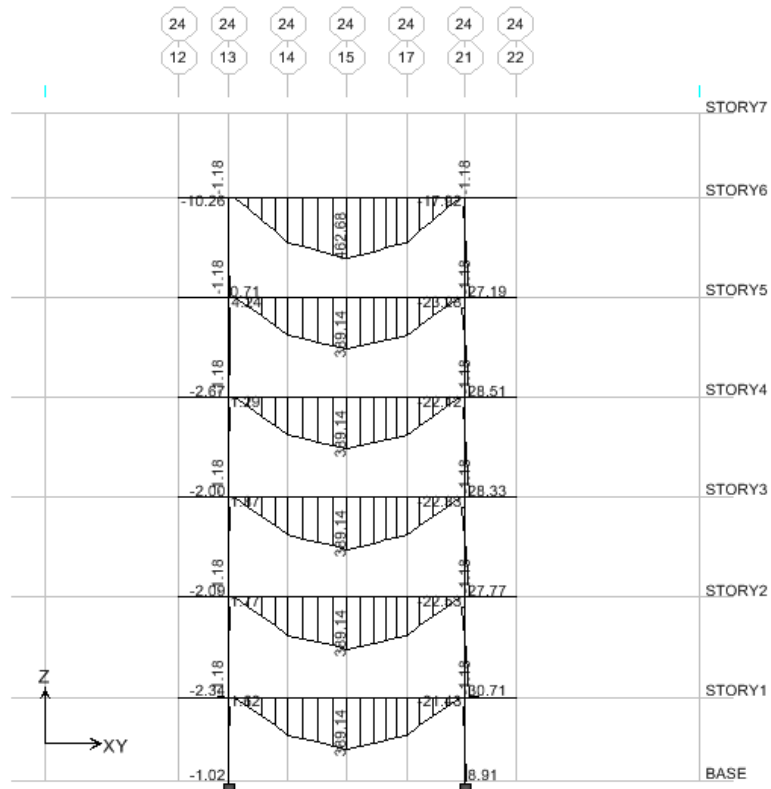
**1) Οριακή κατάσταση ατοχίας (UCL)**



**Εικόνα 77: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων**

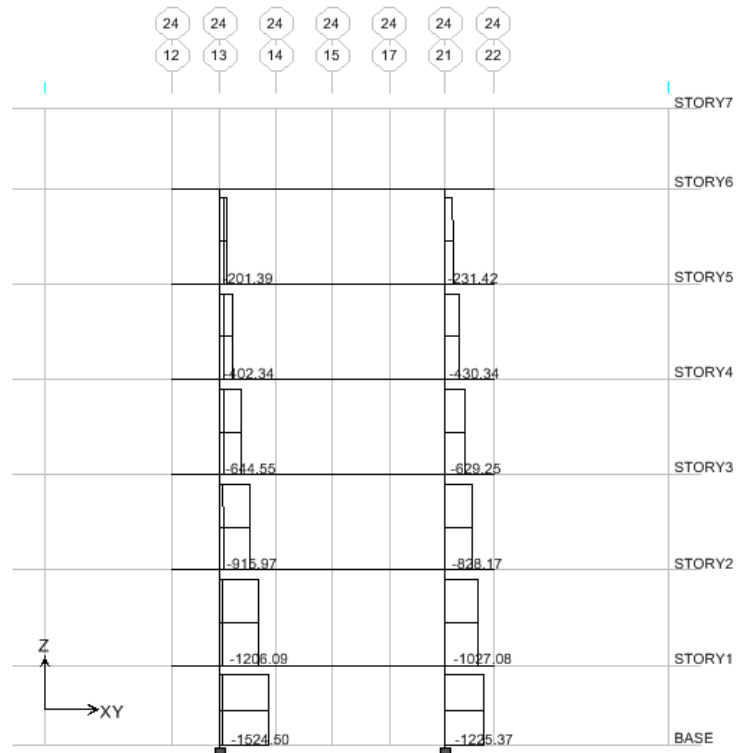


**Εικόνα 78: Διάγραμμα τενουσών δυνάμεων**

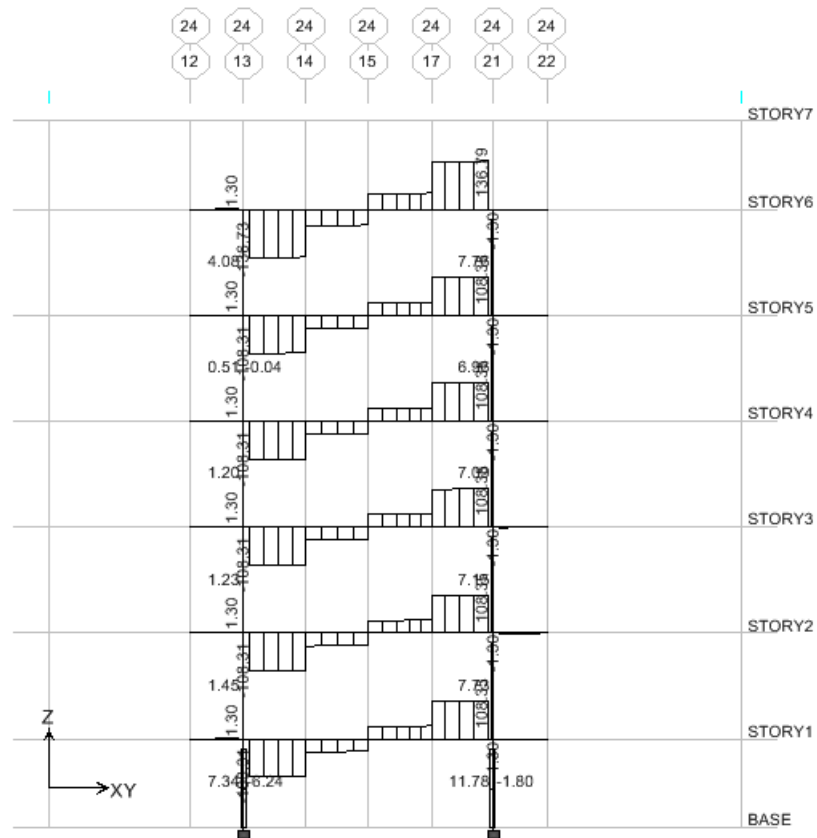


Εικόνα 79: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

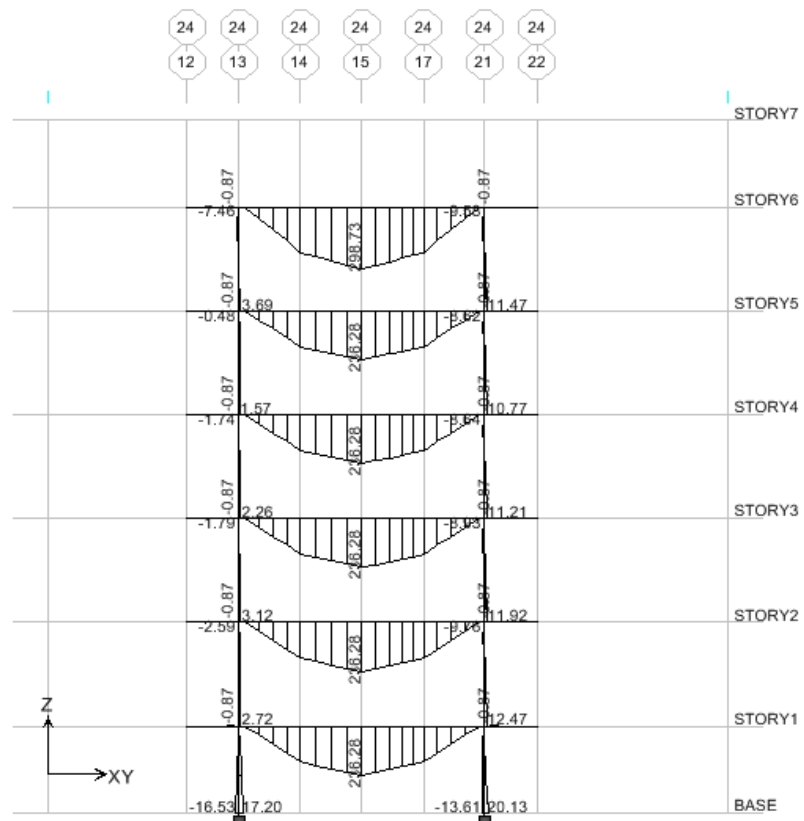
2) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά x



Εικόνα 80: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

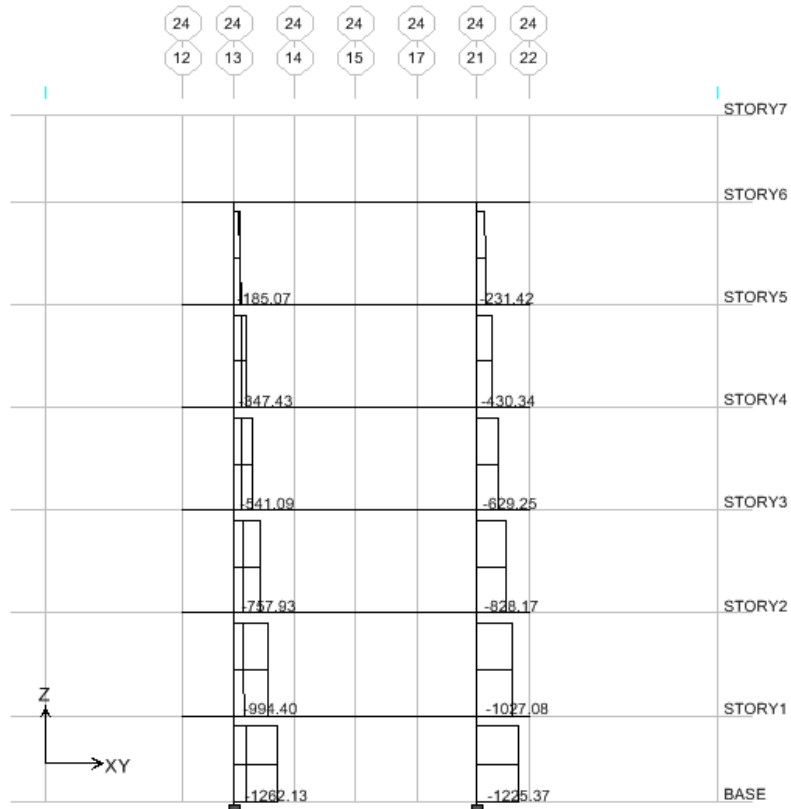


Εικόνα 81: Διάγραμμα τμνουσών δυνάμεων

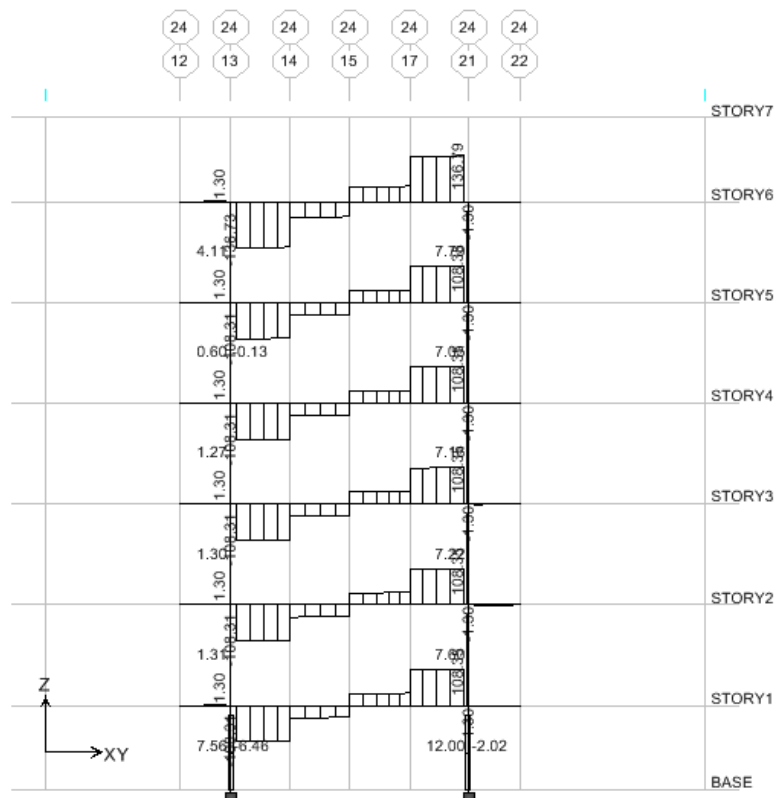


Εικόνα 82: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

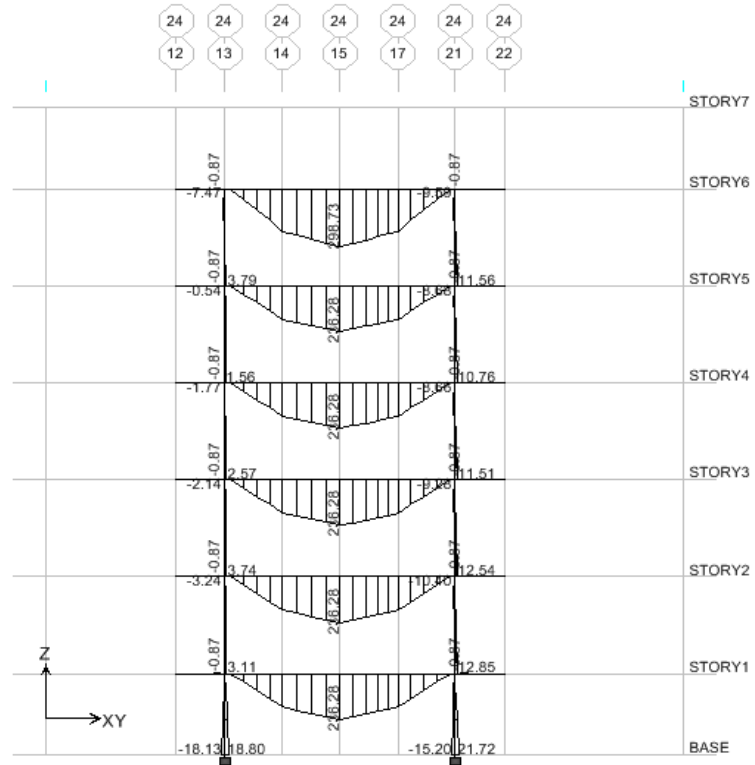
3) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά γ



Εικόνα 83: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

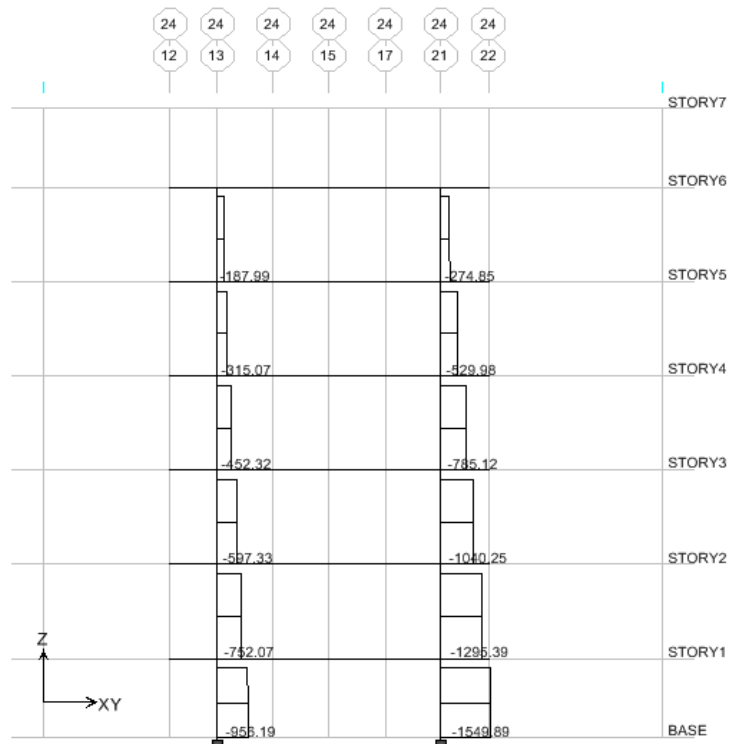


Εικόνα 84: Διάγραμμα τμηνοσών δυνάμεων

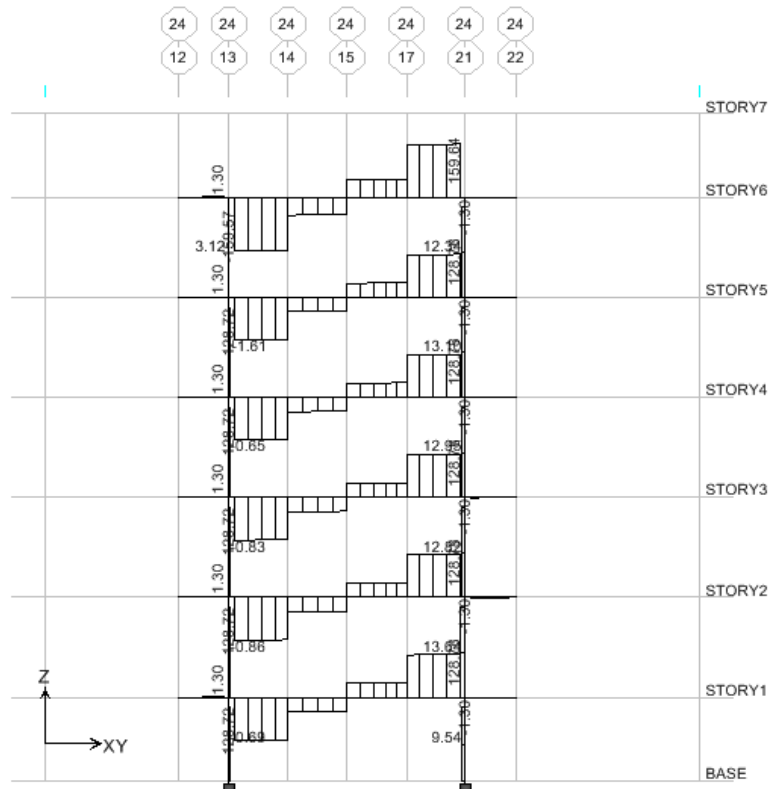


Εικόνα 85: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

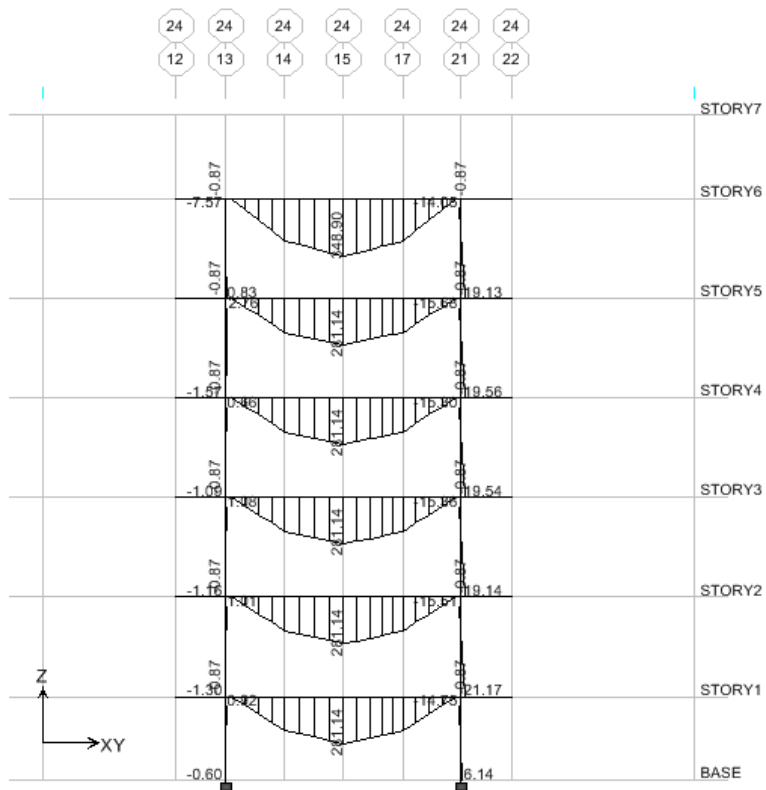
4) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS)



Εικόνα 86: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



Εικόνα 87: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων



Εικόνα 88: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

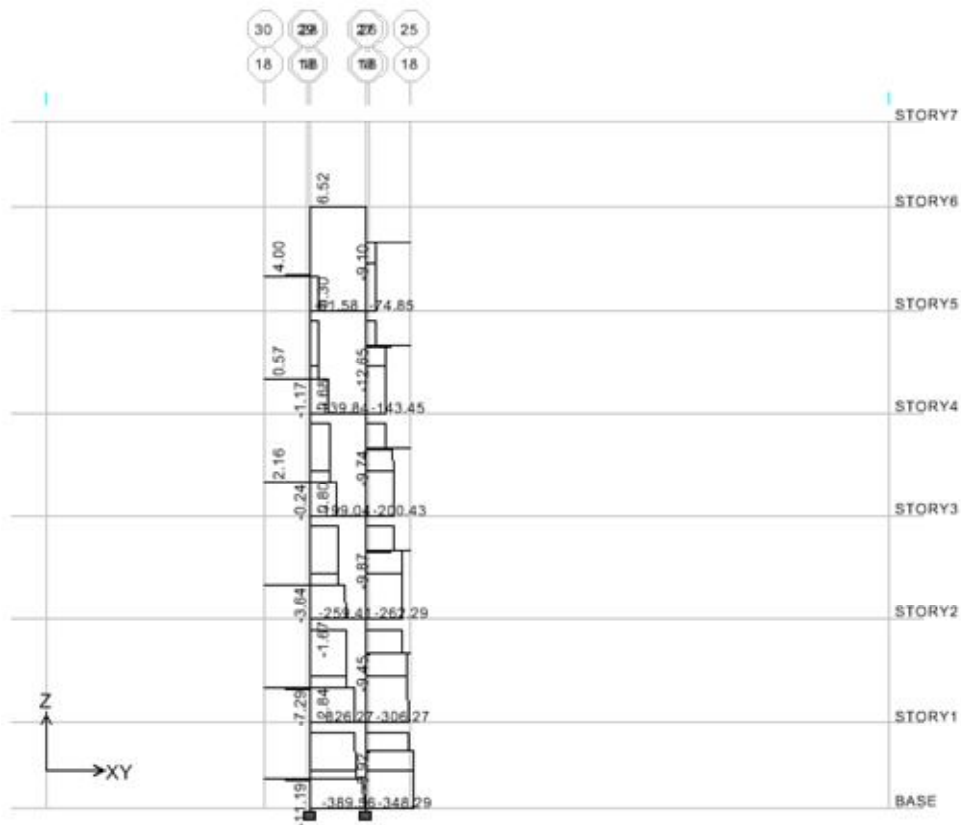


Τέλος κρίνεται αναγκαίο να συμπεριλάβουμε στα αποτελέσματα και τα εντατικά μεγέθη χαρακτηριστικών τομών του κλιμακοστασίου και του ανελκυστήρα. Λόγω του μεγάλου αριθμού των τομών και των διαγραμμάτων αυτών για κάθε συνδυασμό, θα επιλέξουμε δύο τομές του κλιμακοστασίου των οποίων τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών θα είναι μόνο για τους συνδυασμούς ( UCL,EX,EY) παραλείποντας το συνδυασμό της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας καθώς δεν είναι δυσμενής.

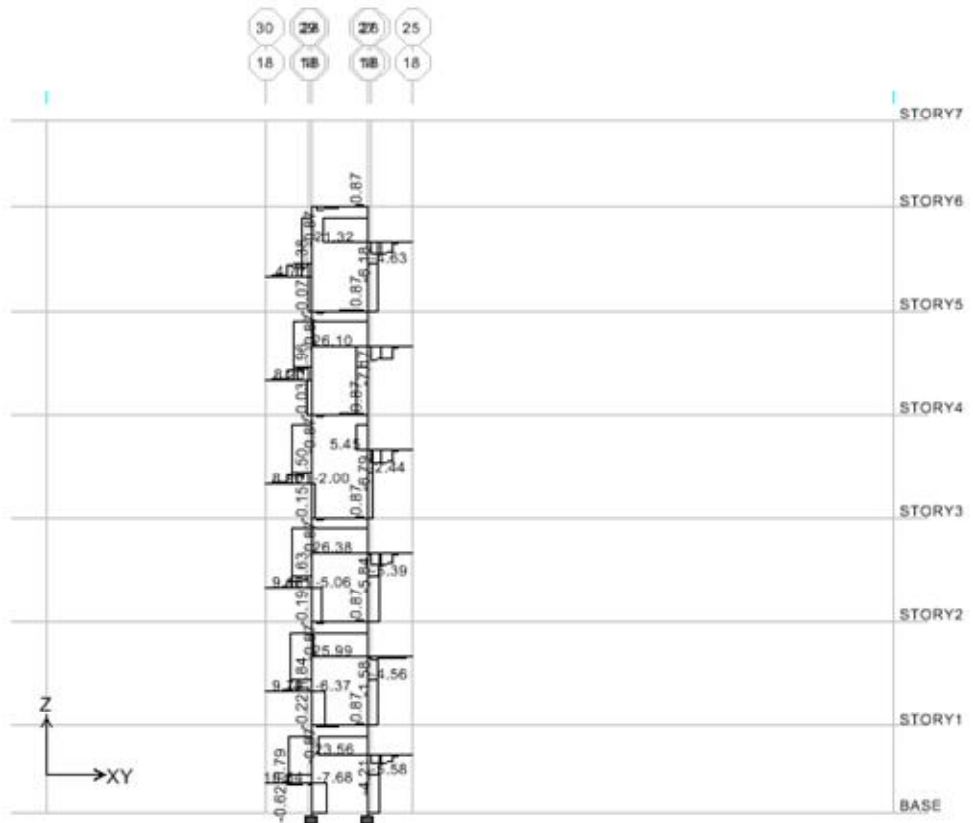
Αρχικά επιλέγεται η τομή 18 παρουσιάζοντας τα εντατικά μεγέθη στα δύο υποστυλώματα του ανελκυστήρα καθώς και στα πλατύσκαλα που χωρίζουν το ύψος του ορόφου σε τρία μέρη. Στη συγκεκριμένη τομή θα παρουσιαστούν και τα ποιοτικά διαγράμματα των εντατικών μεγεθών λόγω του συνδυασμού φόρτισης του σεισμού EX.

### TOMH 18

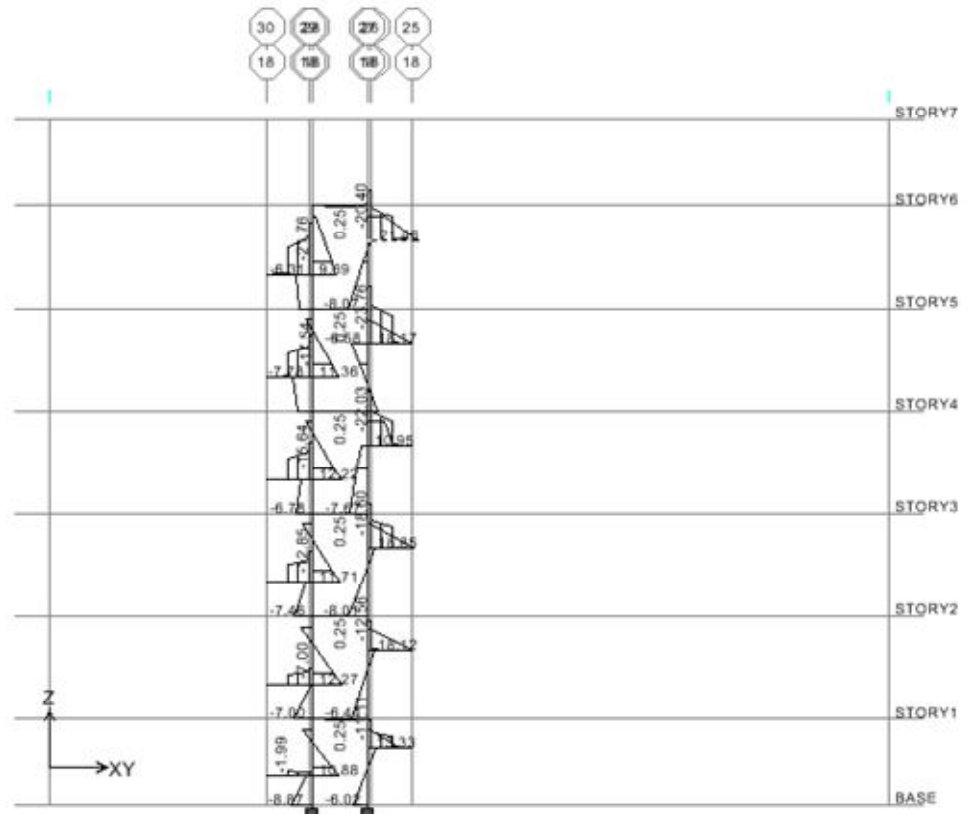
#### 1) Οριακή κατάσταση αστοχίας (UCL)



Εικόνα 89: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

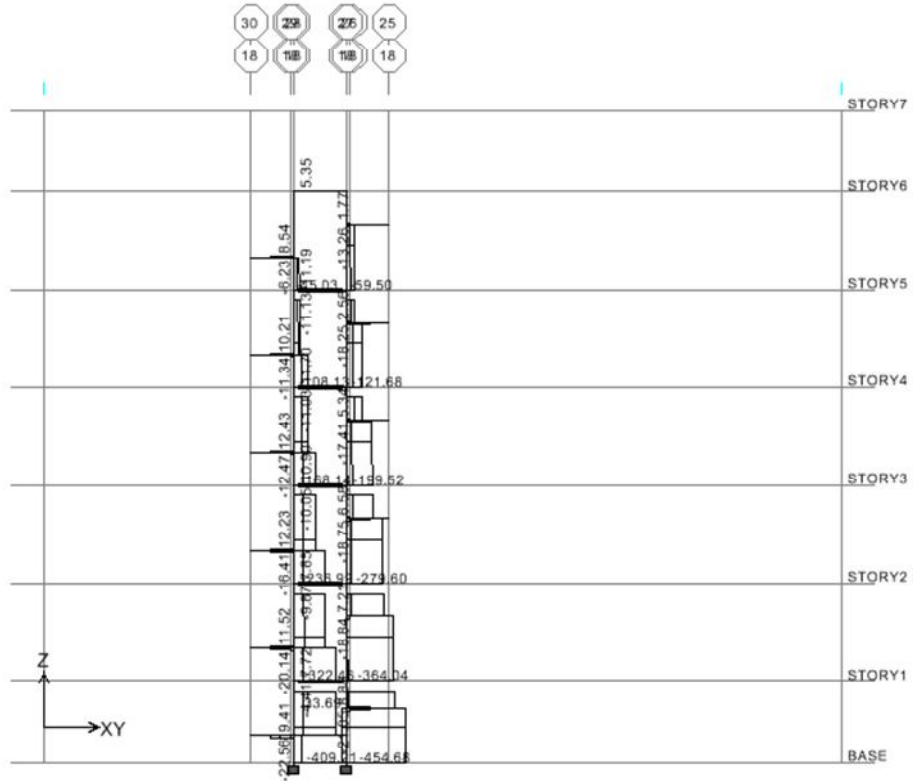


Εικόνα 90: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

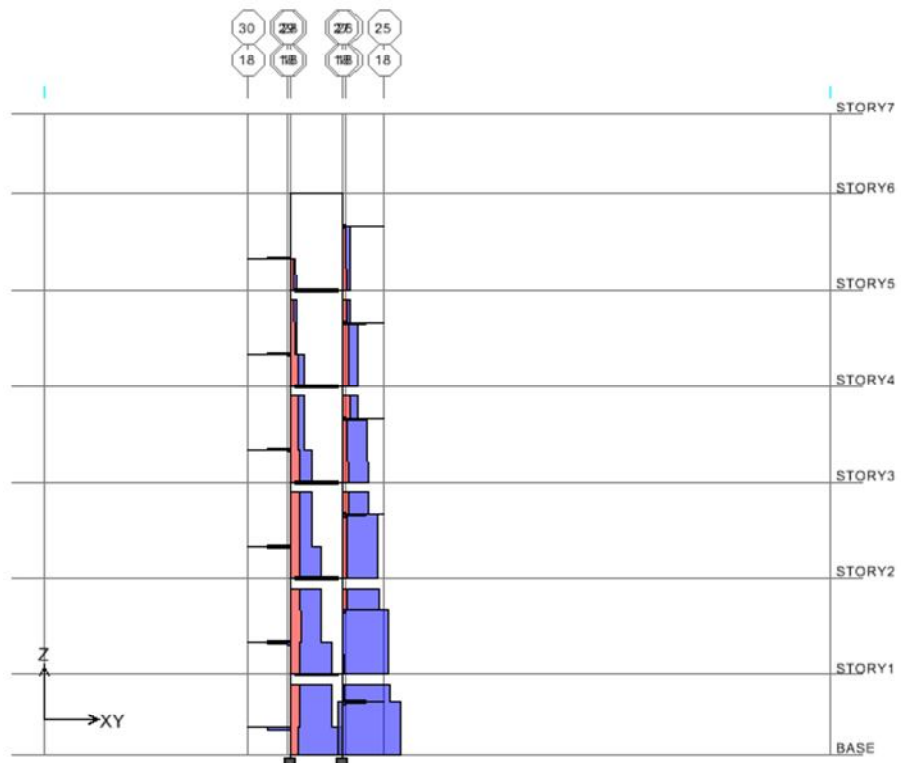


Εικόνα91: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

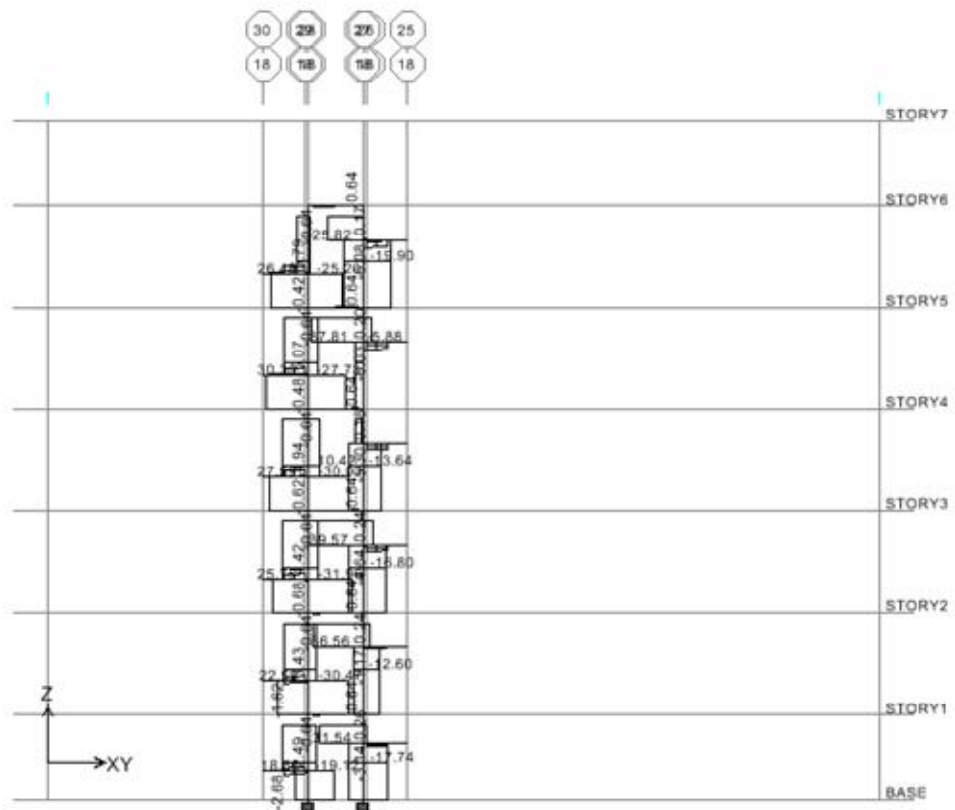
2) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά x



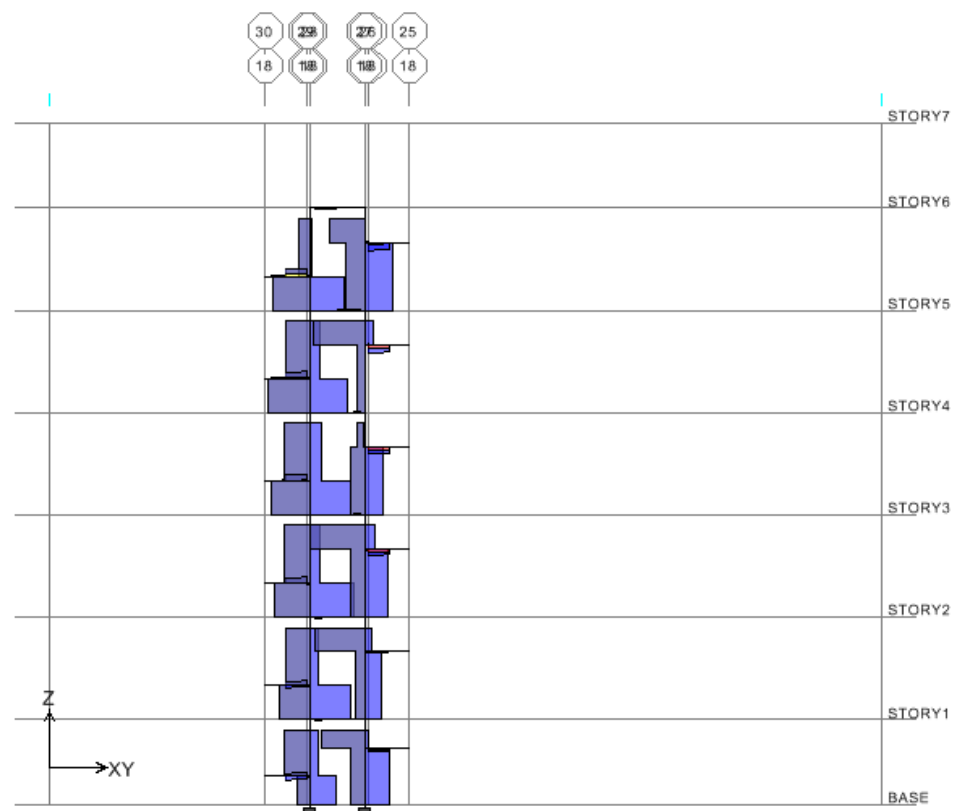
Εικόνα 92: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



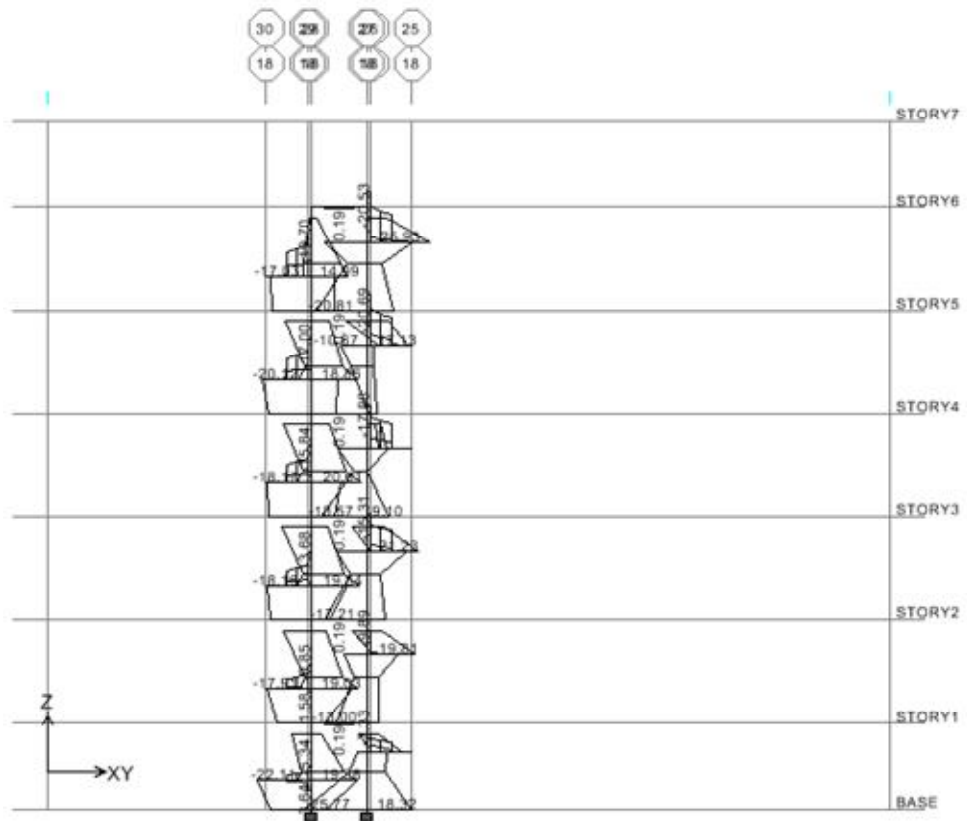
Εικόνα 93: Ποιοτικό διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



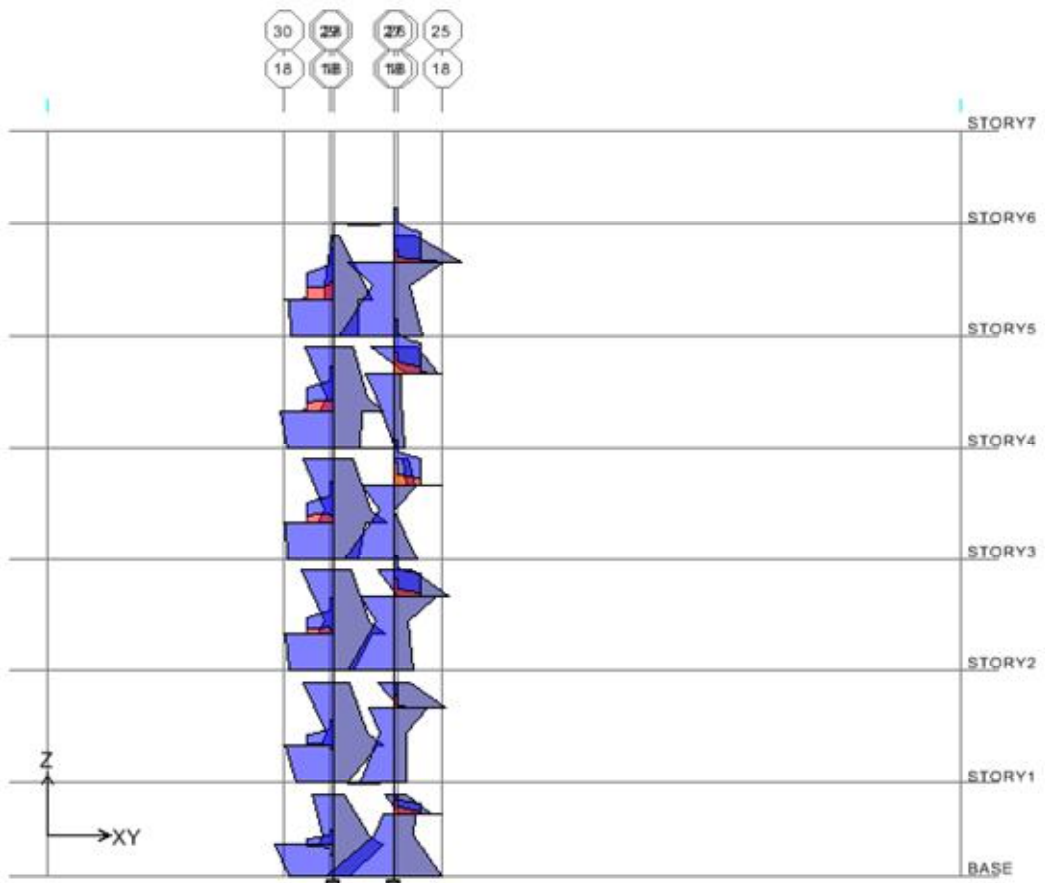
Εικόνα 94: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων



Εικόνα 95: Ποιοτικό διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

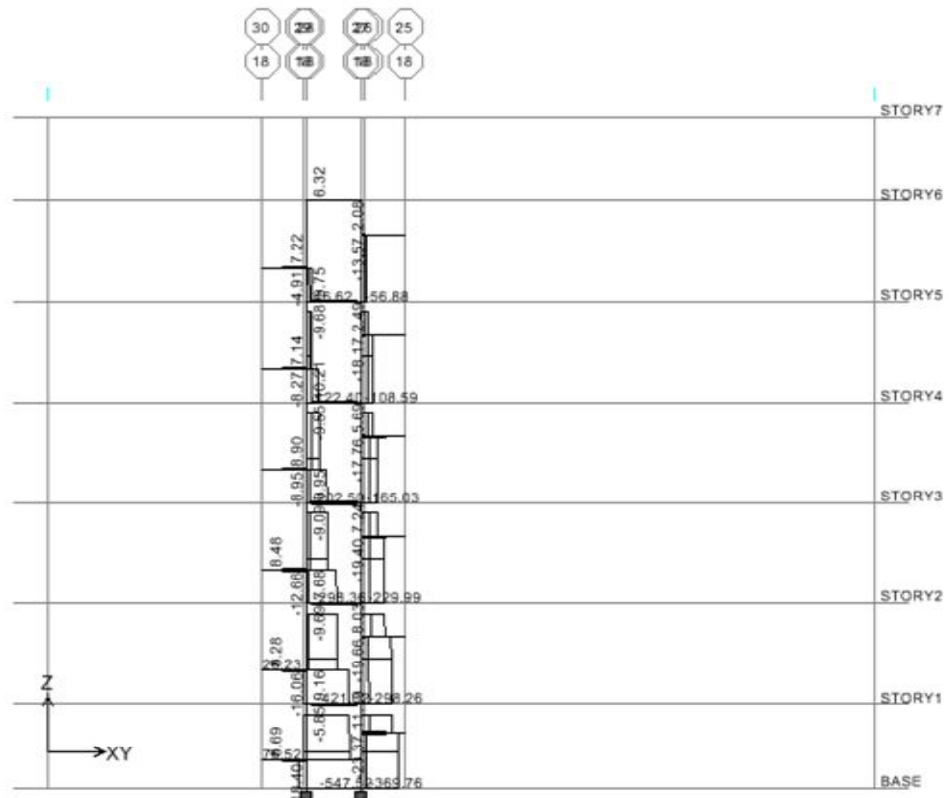


Εικόνα 96: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

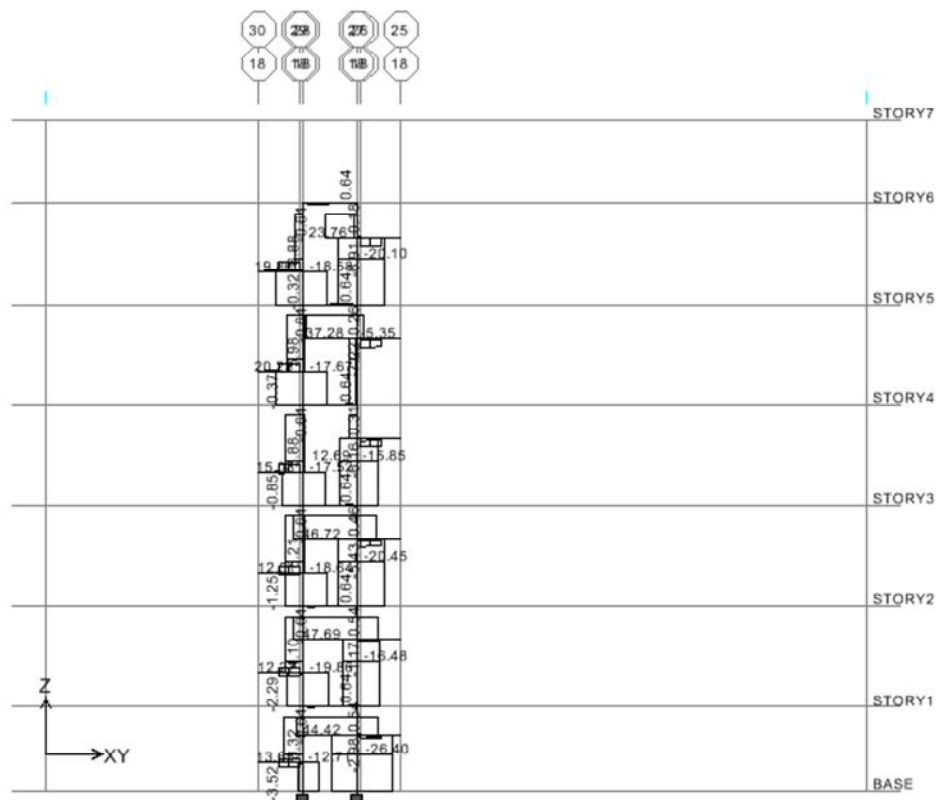


Εικόνα 97: Ποιοτικό διάγραμμα καμπτικών ροπών

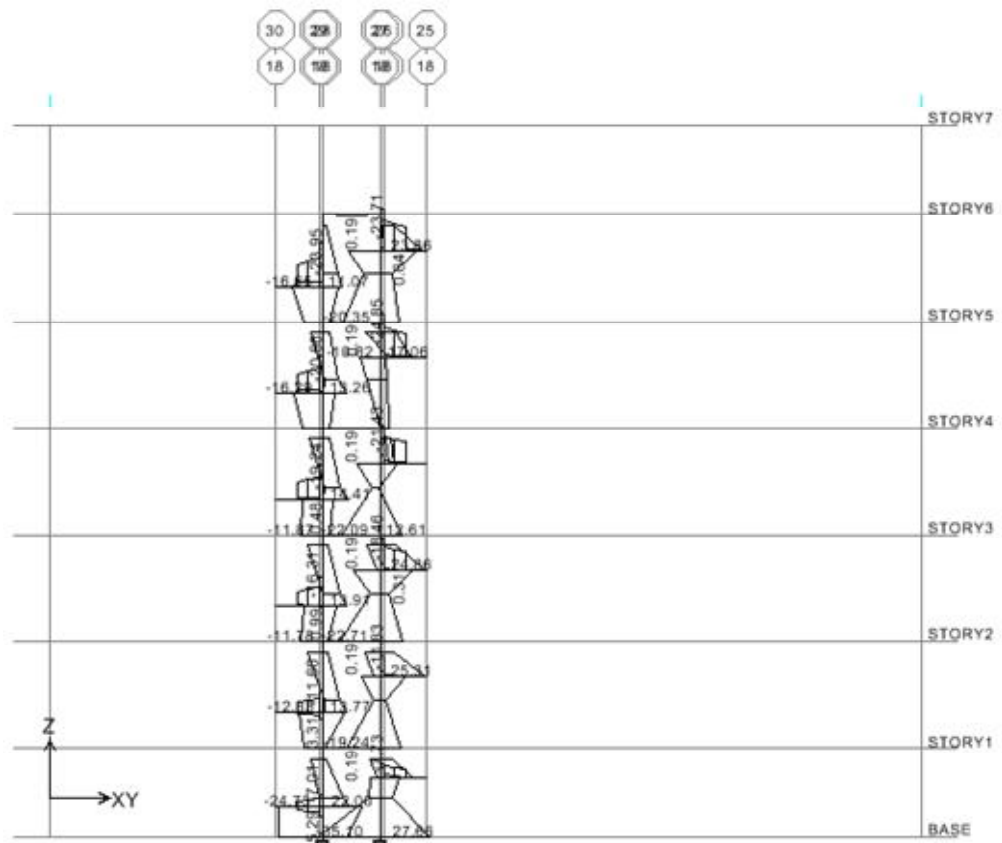
3) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά  $\gamma$



Εικόνα 98: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



Εικόνα 99: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

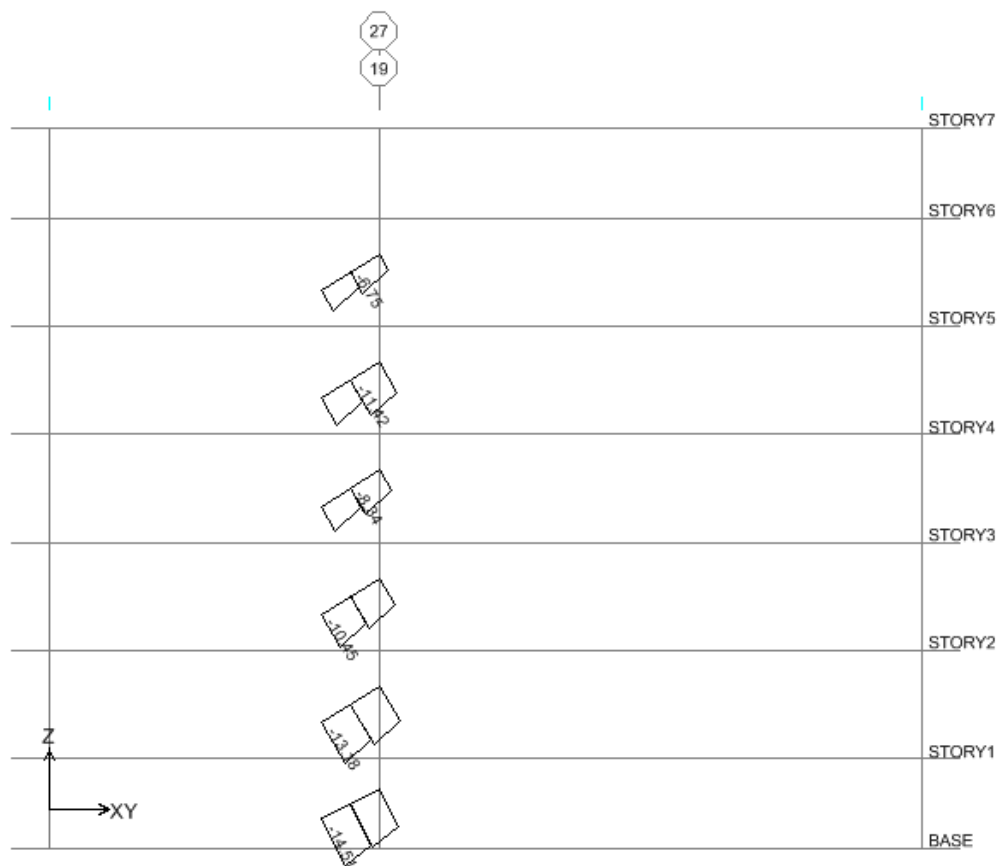


Εικόνα 100: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

Στη συνέχεια επιλέγεται να παρουσιαστεί η τομή 19, που θα φέρει σχεδιασμένα τα διαγράμματα εντατικών μεγεθών της κεκλιμένης δοκού που αρθρώνεται στα υποστυλώματα. Το πρόγραμμα βέβαια τη λαμβάνει υπόψη του στην ανάλυση σαν σύνδεσμο δυσκαμψίας, δηλαδή σαν αξονικά καταπονούμενο μέλος, το οποίο φαίνεται και από τη μορφή των διαγραμμάτων καθώς και την πολύ μικρή τιμή των τεμνουσών και ροπών κάμψης.

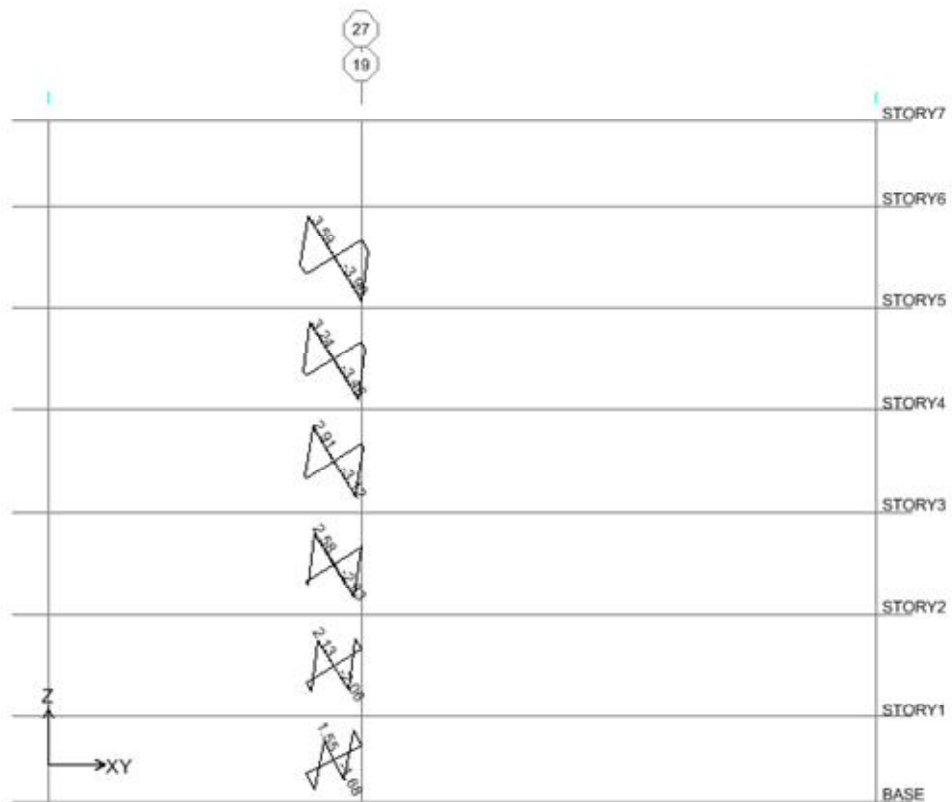
### ΤΟΜΗ 19

#### 1) Οριακή κατάσταση αστοχίας (UCL)

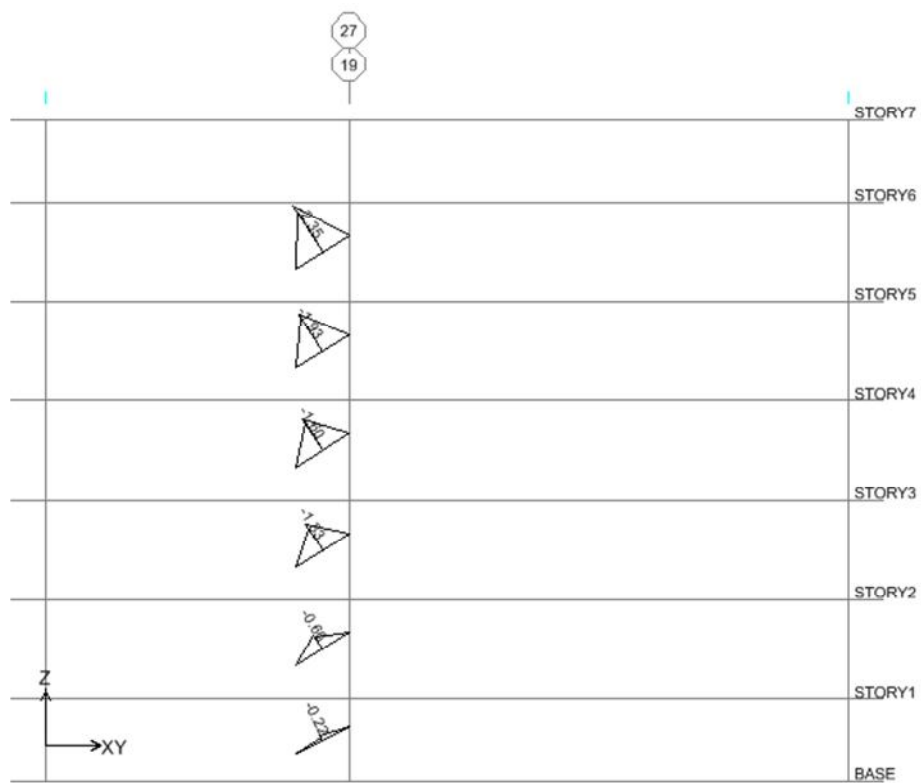


**Εικόνα 101:** Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



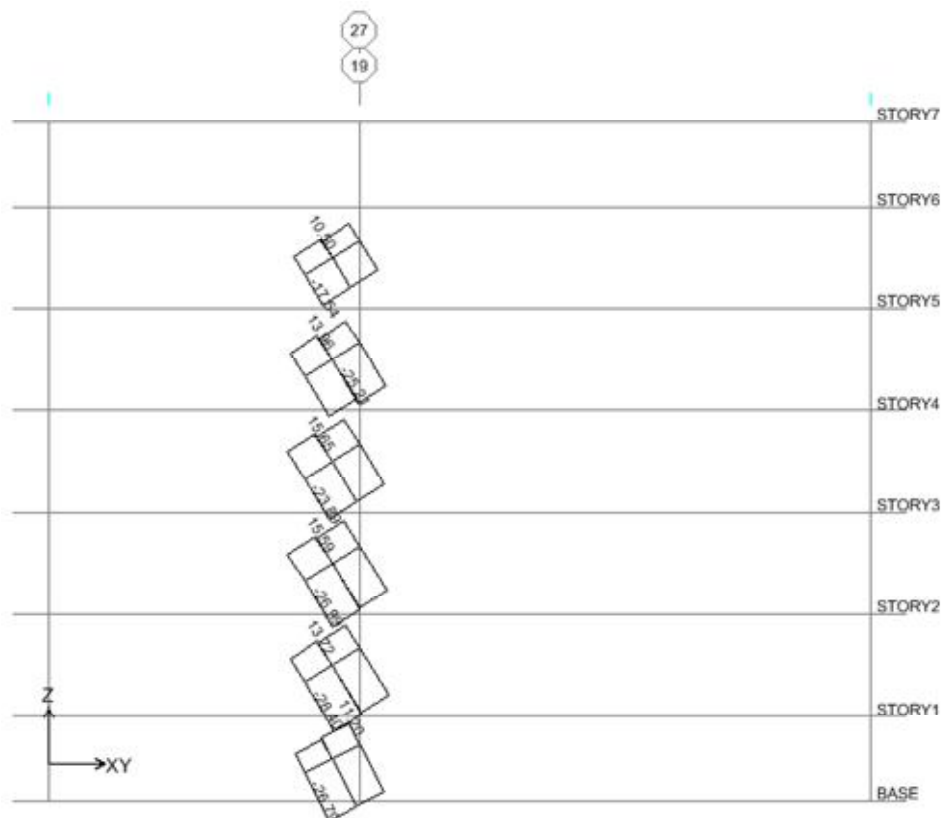


Εικόνα 102: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

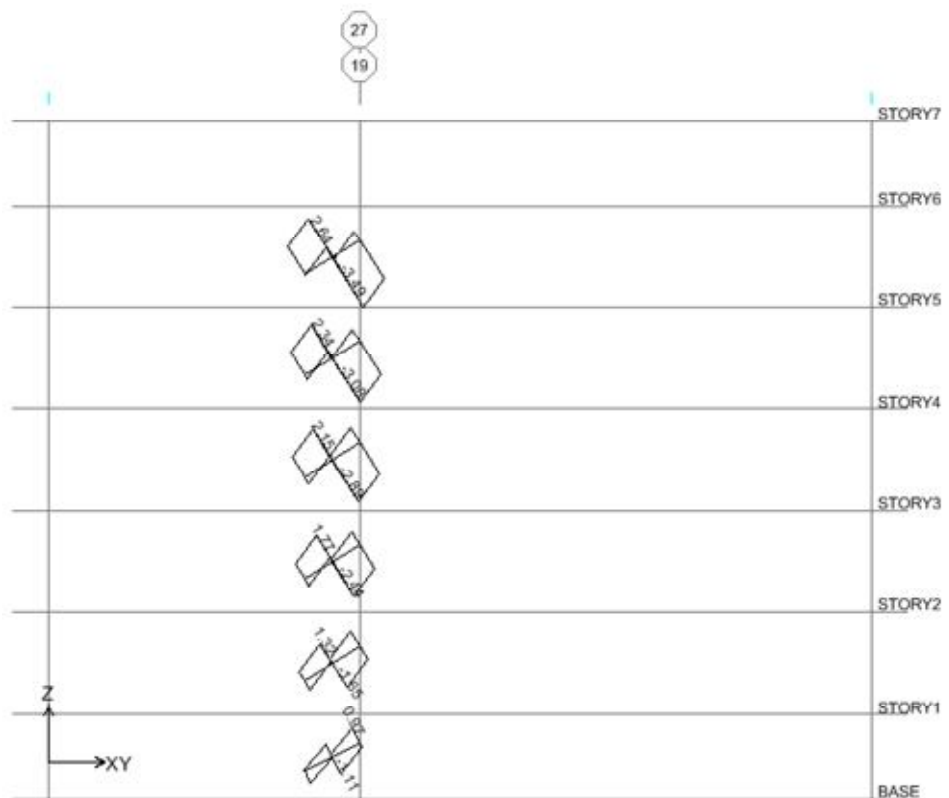


Εικόνα 103: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

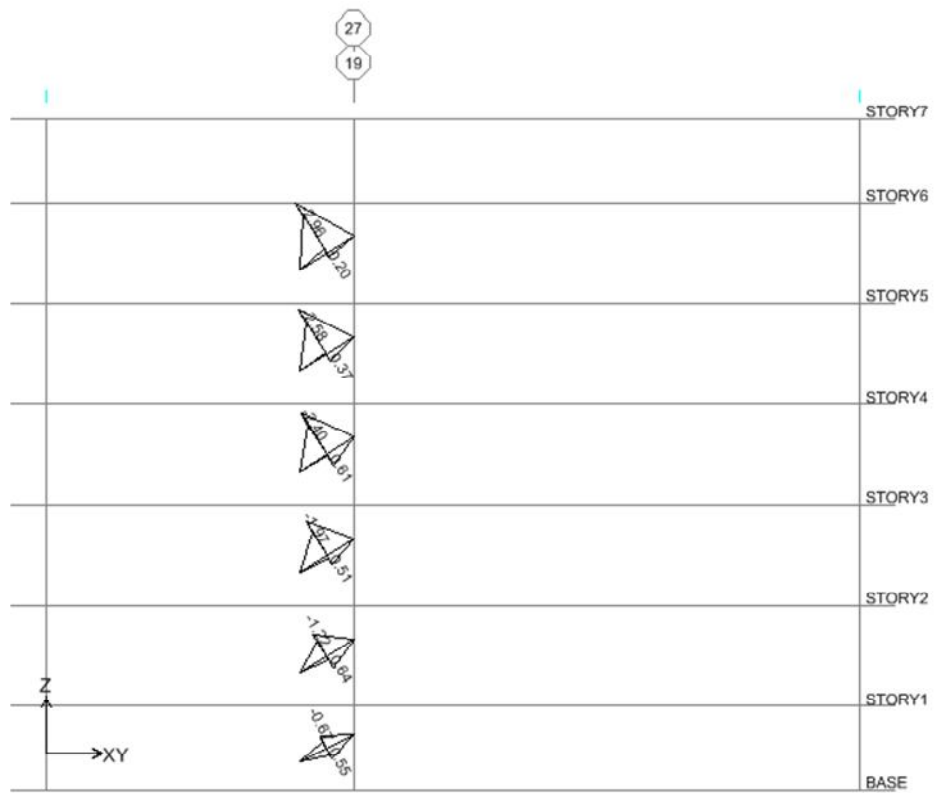
2) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά x



Εικόνα 104: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων

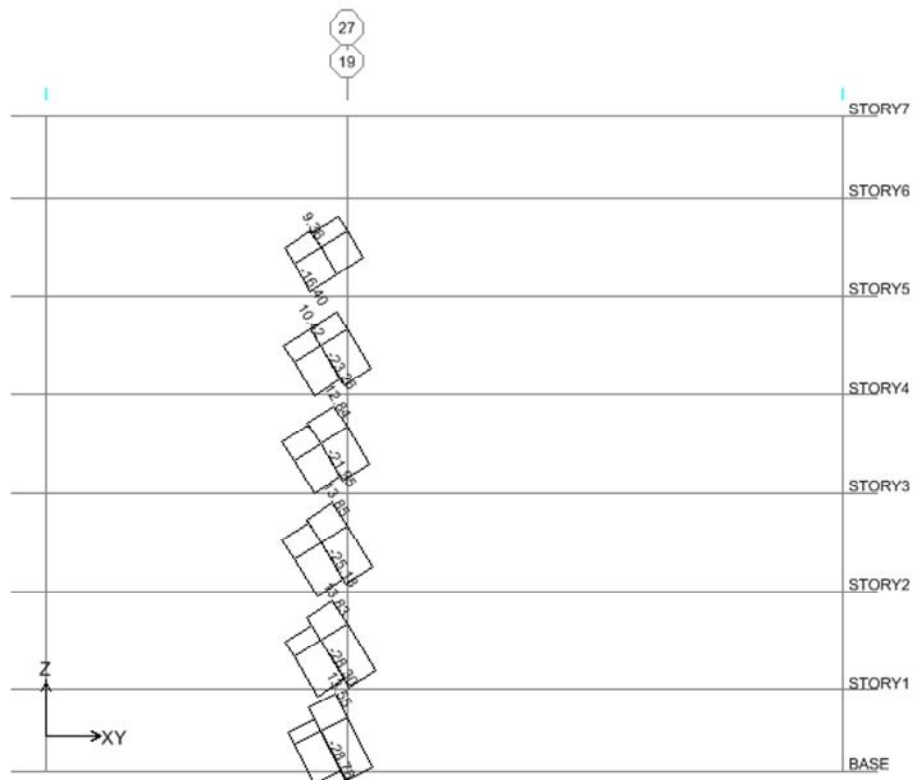


Εικόνα 105: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων

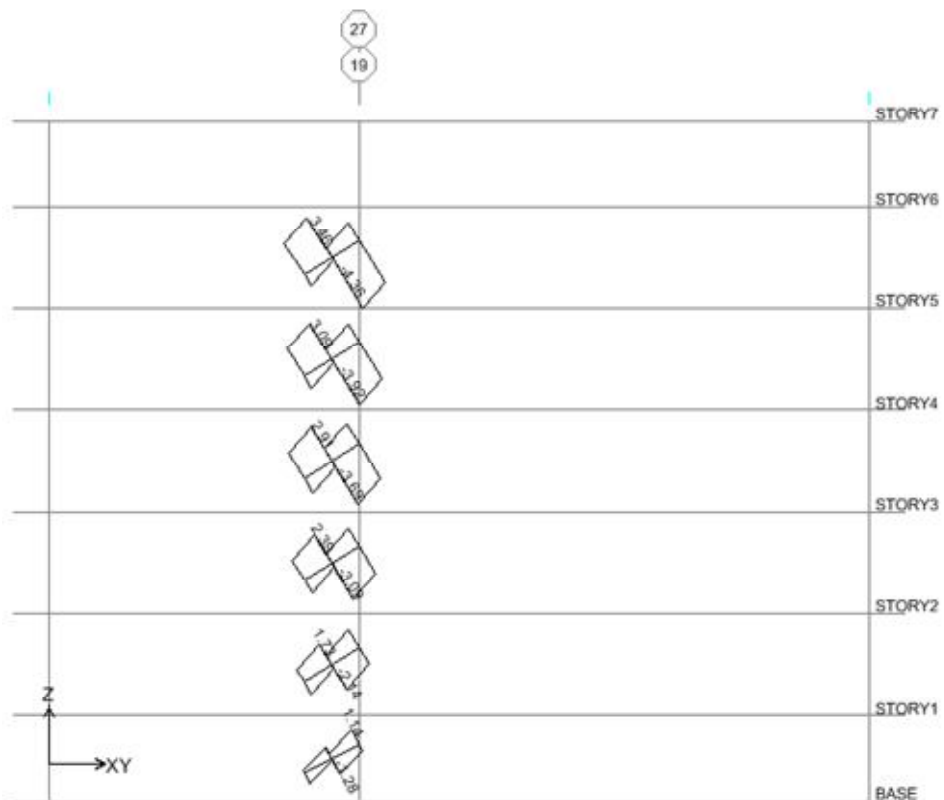


Εικόνα 106: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

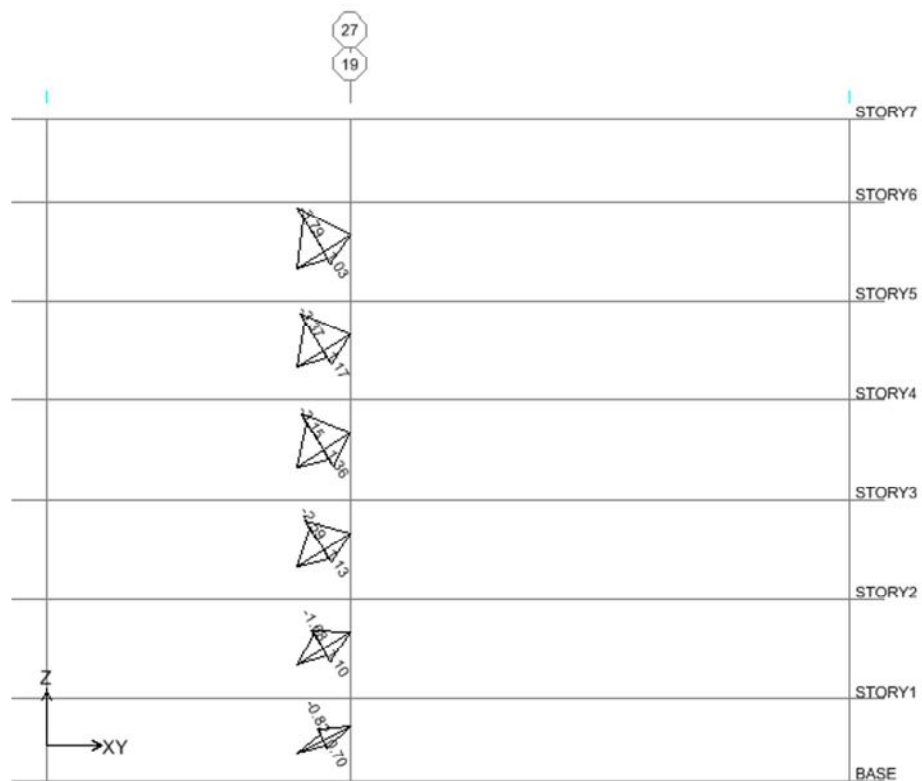
3) Συνδυασμός σε κατάσταση σεισμού με σεισμική συνιστώσα κατά γ



Εικόνα 107: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων



Εικόνα 108: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων



Εικόνα 109: Διάγραμμα καμπτικών ροπών

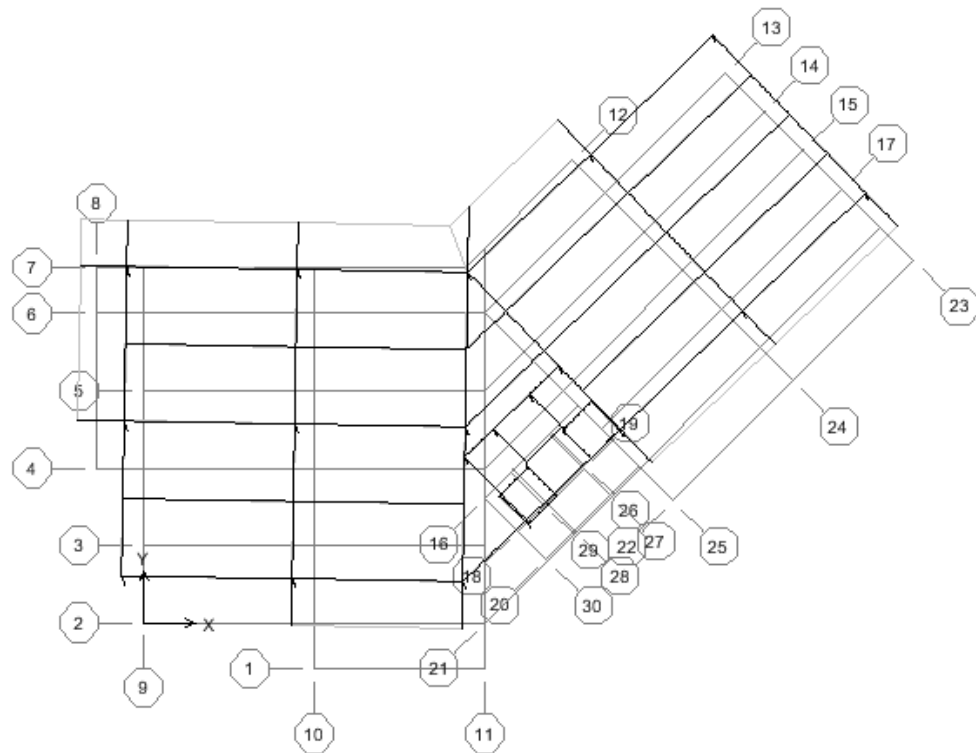
### 3.2 Ιδιομορφές

Ο φορέας επιλύεται με την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης (η αντίστοιχη της δυναμικής φασματικής μεθόδου) η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων και στην οποία λαμβάνεται υπόψη η απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση.

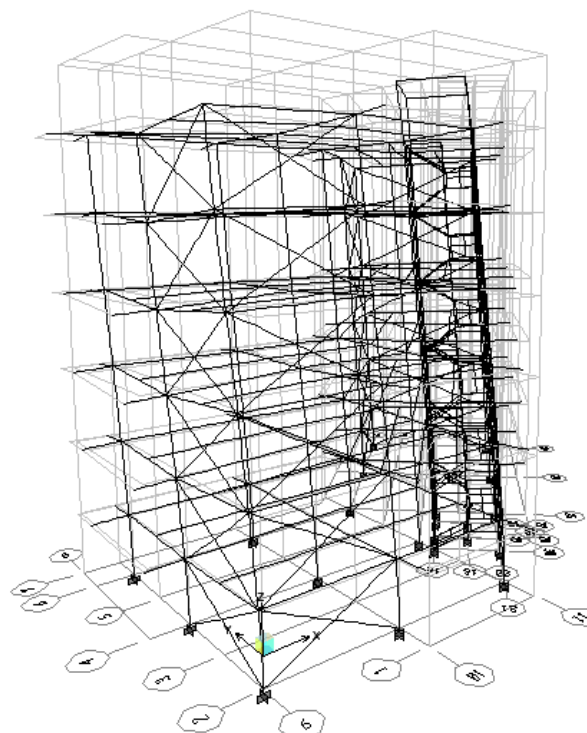
Το ελάχιστο πλήθος η των ιδιομορφών που πρέπει να ληφθεί υπόψη καθορίζεται έτσι ώστε το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας του φορέα. Έτσι υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα, δηλαδή ο αριθμός των ιδιομορφών, που συμβάλλουν σημαντικά στη σεισμική απόκριση του φορέα, και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του. (πίνακας 5).

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
<b>1</b>	<b>0.4807</b>	6.3023	64.6441	6.3023	64.6441
<b>2</b>	<b>0.4154</b>	65.9023	5.2237	72.2047	69.8679
<b>3</b>	<b>0.2843</b>	0.0027	0.5034	72.2073	70.3712
4	0.1333	5.3056	7.7209	77.5129	78.0921
5	0.1188	0.8376	0.6921	78.3505	78.7842
6	0.1137	2.2159	4.4827	80.5664	83.2669
<b>7</b>	<b>0.1014</b>	<b>10.8054</b>	<b>7.3733</b>	<b>91.3718</b>	<b>90.6401</b>
8	0.0764	0.7882	0.5537	92.1600	91.1938
9	0.0641	1.9126	2.4148	94.0725	93.6086
10	0.0506	2.4464	2.4185	96.5189	96.0270
11	0.0460	0.7586	1.0696	97.2775	97.0967
12	0.0390	0.3143	0.1836	97.5918	97.2802

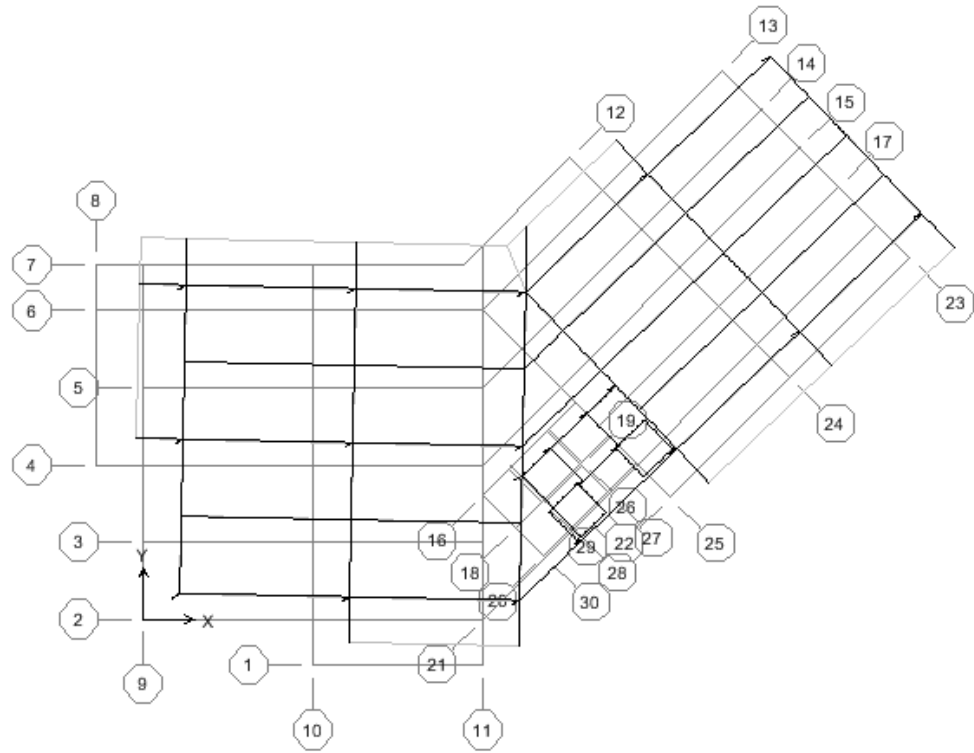
**Πίνακας 5:** Δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα



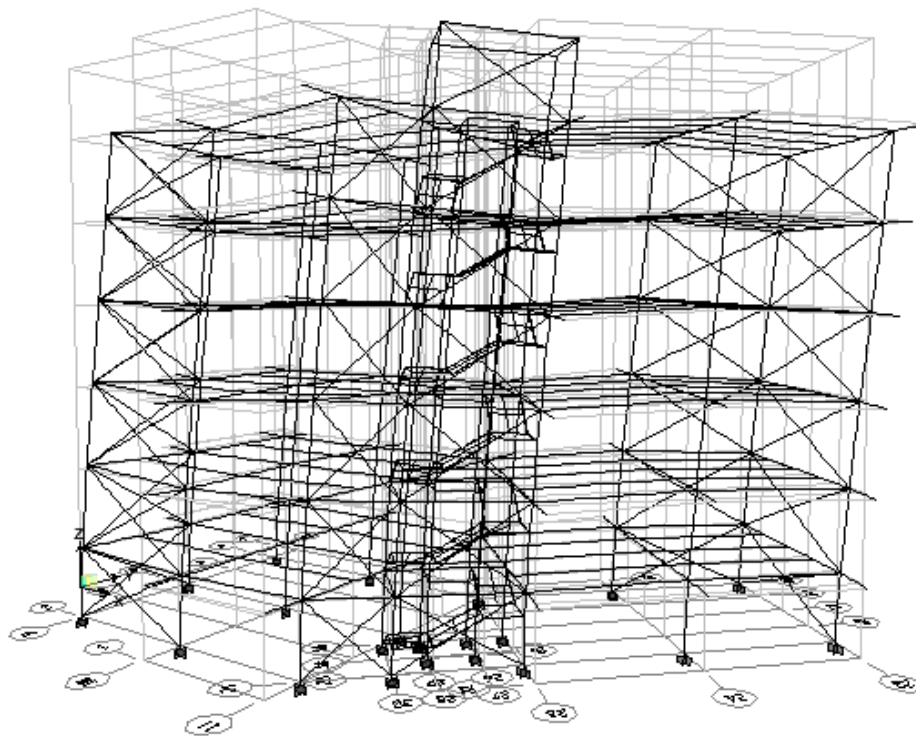
**Εικόνα 110:** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T_1=0,48$  sec κατά y (κάτοψη)



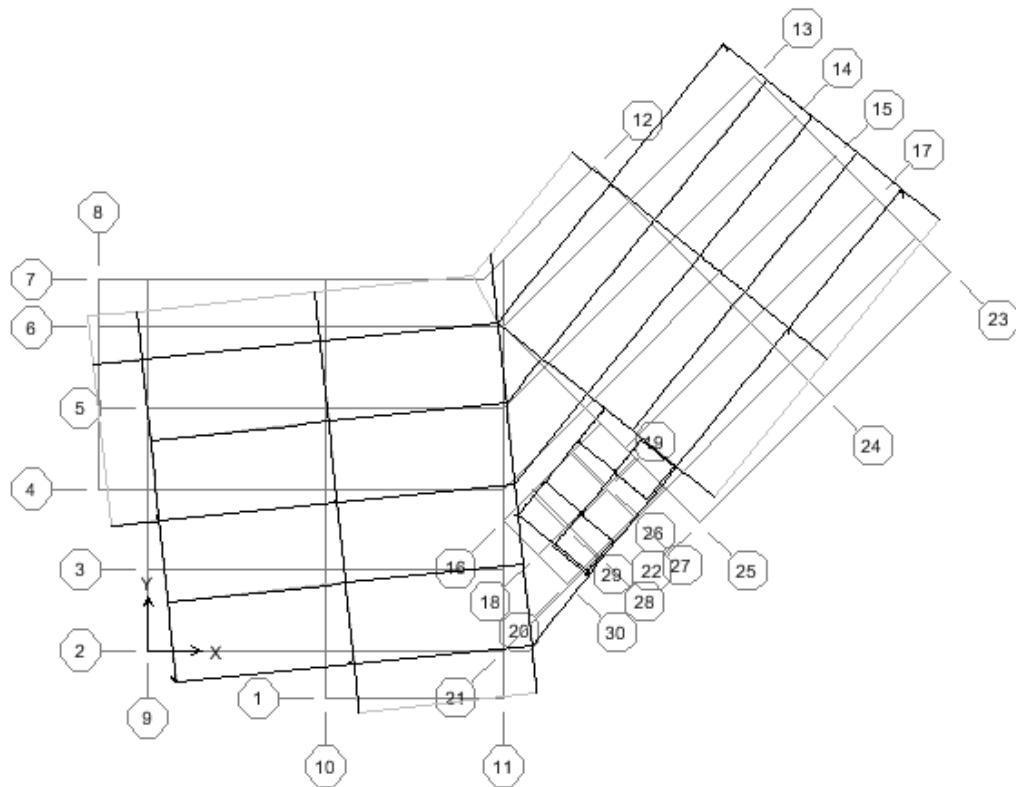
**Εικόνα 111:** 1<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T_1=0,48$  sec κατά y (τρισδιάστατη μορφή)



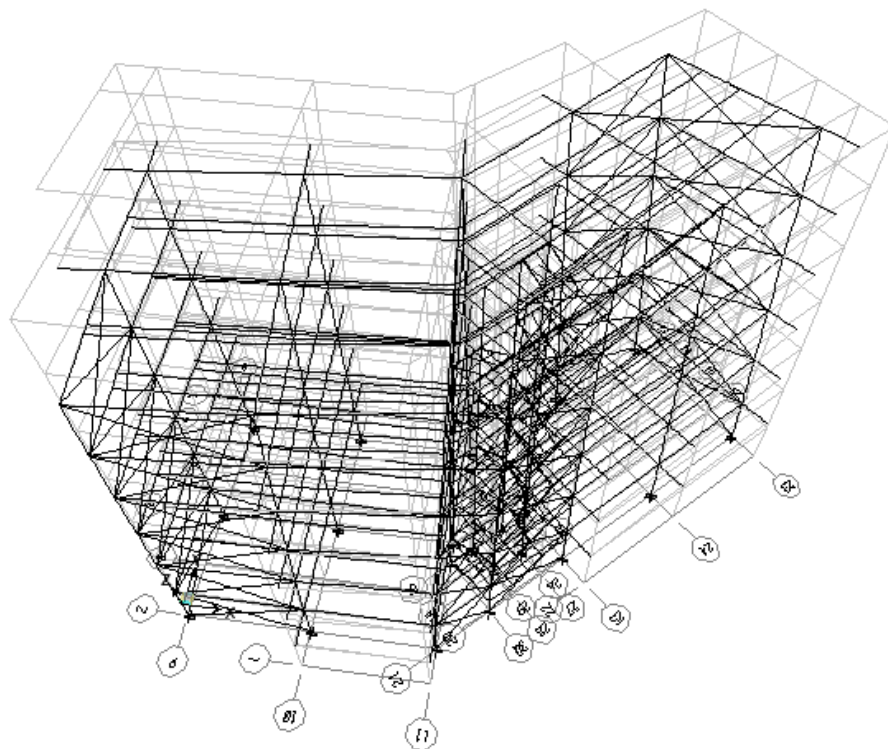
Εικόνα 112: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T_2=0,42$  sec κατά x (κάτοψη)



Εικόνα 113: 2<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T_2=0,42$  sec κατά x (τρισδιάστατη μορφή)



**Εικόνα 114:** 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T_3= 0,28 \text{ sec}$  , στρεπτική (κάτοψη)



**Εικόνα 115:** 3<sup>η</sup> ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T_3= 0,28 \text{ sec}$  (τρισδιάστατη μορφή)



Όπως βλέπουμε οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές άρα το κτίριο είναι μη στρεπτικά ευαίσθητο. Ένα άλλο σημαντικό στοιχείο για τη συμπεριφορά του κτιρίου υπό των σεισμικών δράσεων είναι και η απόσταση του κέντρου μάζας από το κέντρο δυσκαμψίας του σε κάθε διάφραγμα του πολυώροφου κτιρίου μας. Όσο μεγαλύτερη είναι αυτή η απόσταση, τόσο εντονότερες στροφές προκαλούν στο φορέα τα σεισμικά φορτία.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
<b>STORY1</b>	D1	206.372	206.372	10.524	7.586	11.571	5.625
<b>STORY2</b>	D2	207.844	207.844	10.535	7.578	11.679	6.021
<b>STORY3</b>	D3	207.194	207.194	10.525	7.581	11.770	6.505
<b>STORY4</b>	D4	207.194	207.194	10.525	7.581	11.846	6.930
<b>STORY5</b>	D5	207.194	207.194	10.525	7.581	11.906	7.262
<b>STORY6</b>	D6	229.723	229.723	10.519	7.558	11.960	7.511
<b>STORY7</b>	D7	8.107	8.107	13.579	4.437	14.494	3.611

**Πίνακας 6:** Θέσεις κέντρου μάζας και κέντρου δυσκαμψίας των διαφραγμάτων

### 3.3 Διατομές που προκύπτουν από τη διαστασιολόγηση

Τα υποστυλώματα και οι κύριες δοκοί και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μελετήθηκαν ως μεταλλικά στοιχεία, ενώ οι δευτερεύουσες δοκοί και οι πλάκες ως σύμμικτες.

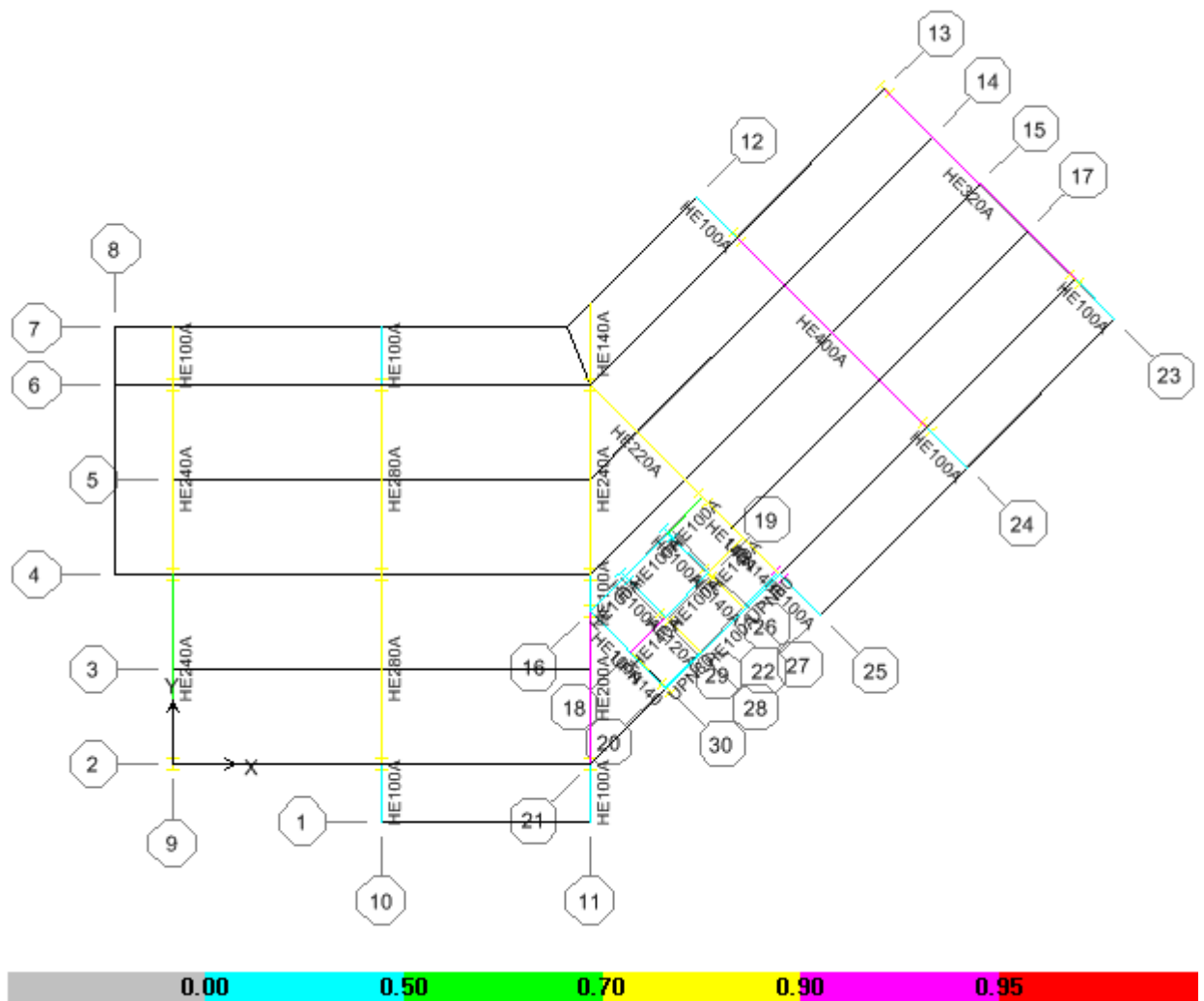
Επιλέγονται να παρουσιαστούν οι διατομές ως εξής:

Αρχικά θα παρουσιαστούν εικόνες των κατόψεων του δώματος (6<sup>ου</sup> επιπέδου) και του 5<sup>ου</sup> επιπέδου, αλλά και της λεπτομέρειας της σκάλας, που δείχνουν τις διατομές τόσο των μεταλλικών στοιχείων όσο και των σύμμικτων στοιχείων. Οι όροφοι επιλέχθηκαν αντιπροσωπευτικά, καθώς τα επίπεδα μέχρι και το 5<sup>ο</sup> έχουν ίδιες διατομές λόγω ίδιας φόρτισης, ενώ στο δώμα η φόρτιση αλλάζει (αυξάνει) λόγω του χιονιού και της πράσινης στέγης επιπλέον. Όσον αφορά βέβαια τις διατομές των δοκών της σκάλας δεν παρατηρείται η επανάληψη τους από όροφο σε όροφο όπως παρατηρείται στις υπόλοιπες δοκούς της κάτοψης, απλά μπορούμε να πούμε ότι το εύρος των διατομών που χρησιμοποιούνται είναι πολύ μικρό.

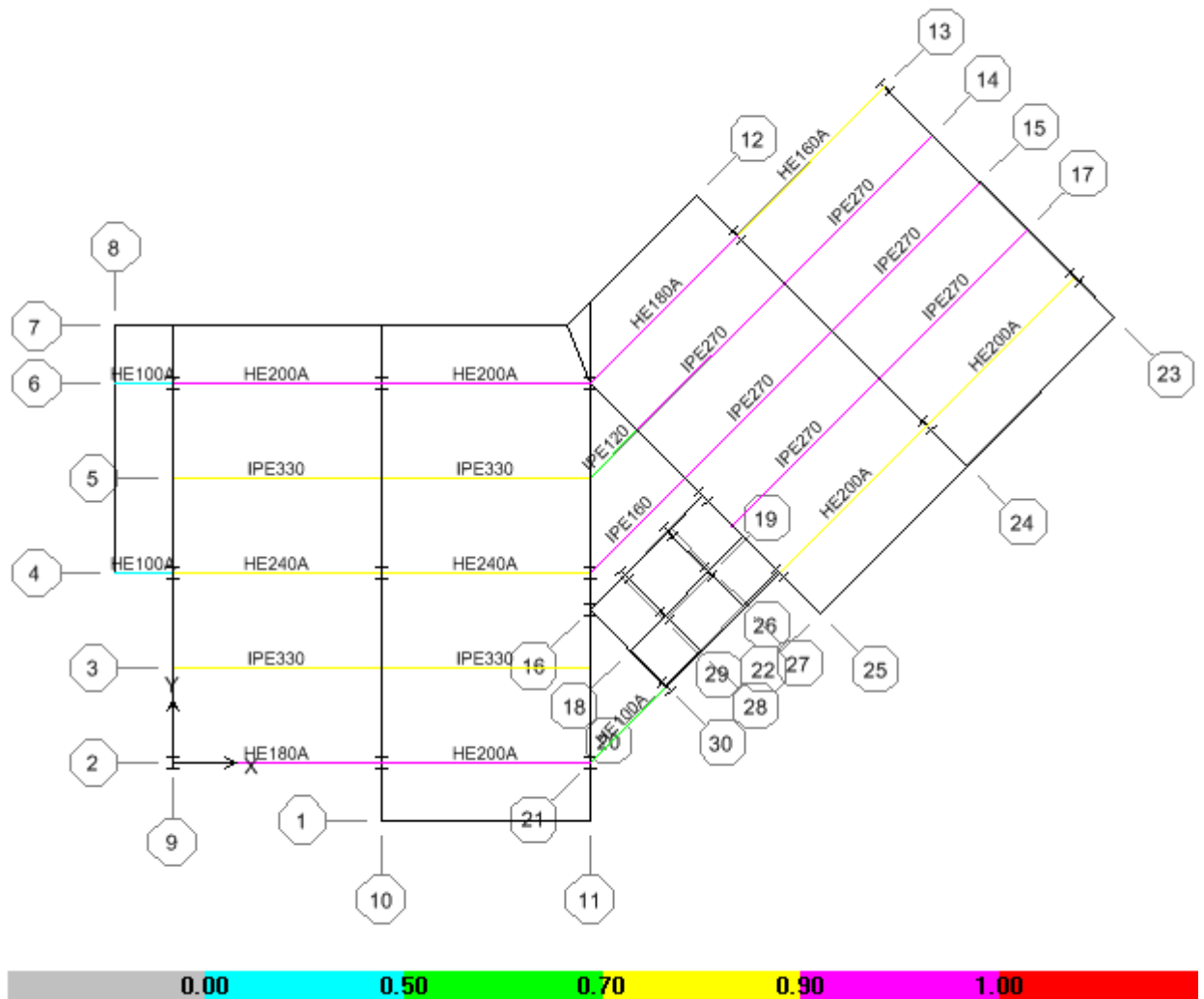
Έπειτα θα παρατεθούν εικόνες των τομών, στις οποίες έχουν ήδη παρουσιαστεί τα εντατικά μεγέθη και που δείχνουν τις διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών.

Οι διατομές στις εικόνες που ακολουθούν παρουσιάζονται με διάφορα χρώματα. Τα χρώματα αυτά δηλώνουν το βαθμό εκμετάλλευσης της διατομής. Στο κάτω μέρος της εικόνας φαίνεται το χρωματικό υπόμνημα που υποδεικνύει το βαθμό εκμετάλλευσης που αντιστοιχεί σε κάθε χρώμα.

**Επίπεδο 6<sup>ο</sup> - Δώμα**

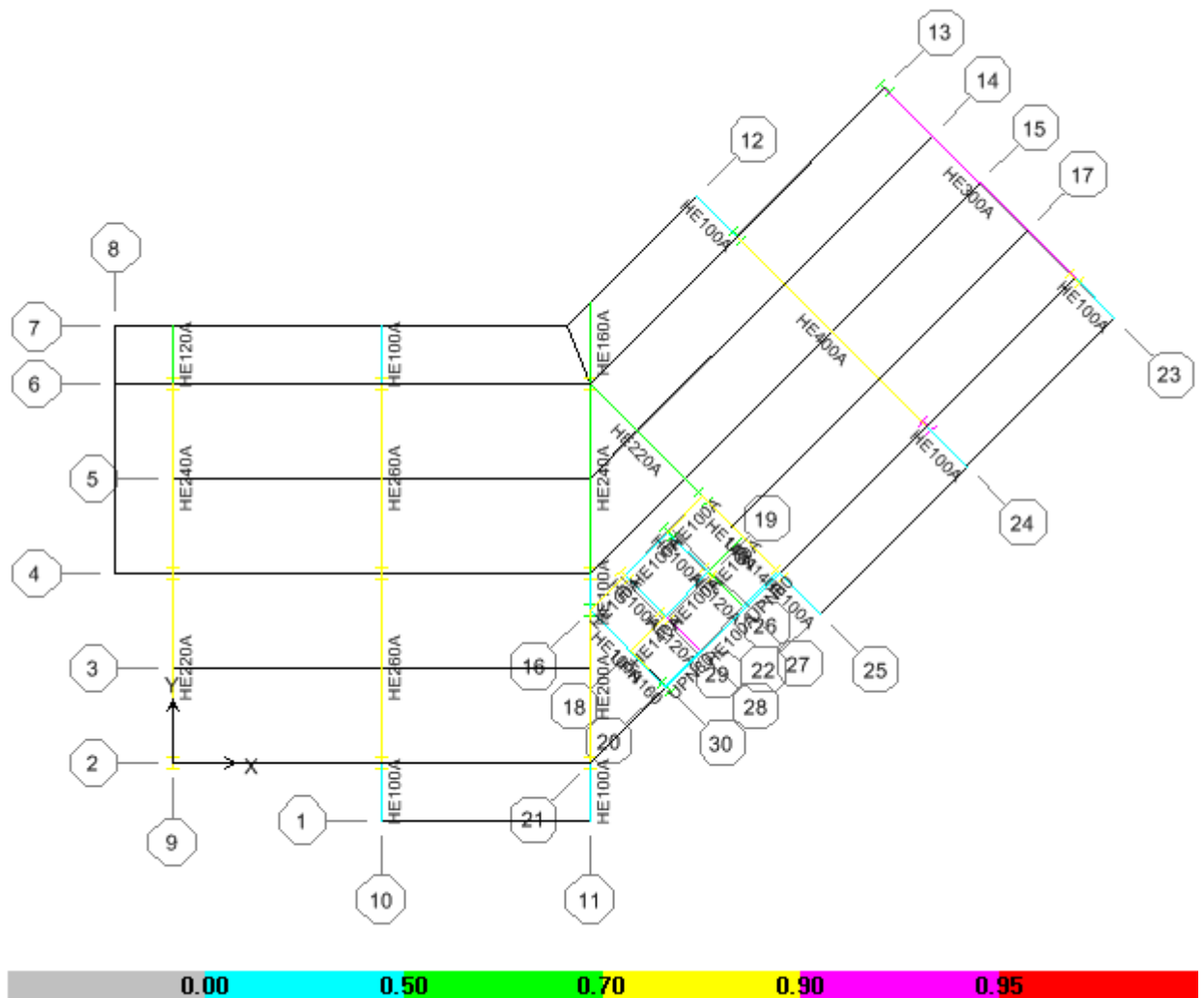


**Εικόνα 116:** Διατομές μεταλλικών δοκών

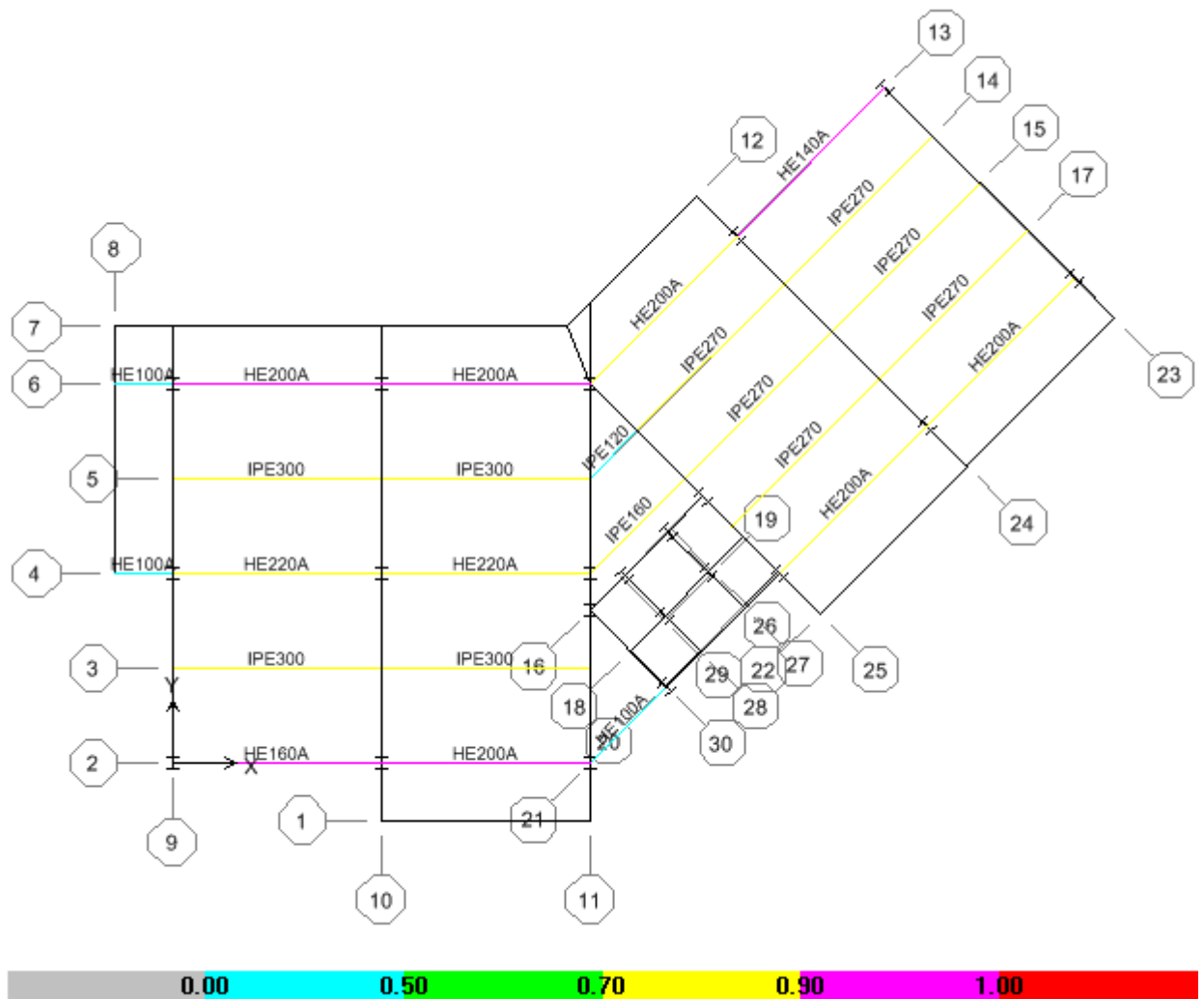


Εικόνα 117: Διατομές σύμμικτων δοκών

**Επίπεδα 1°- 5°**

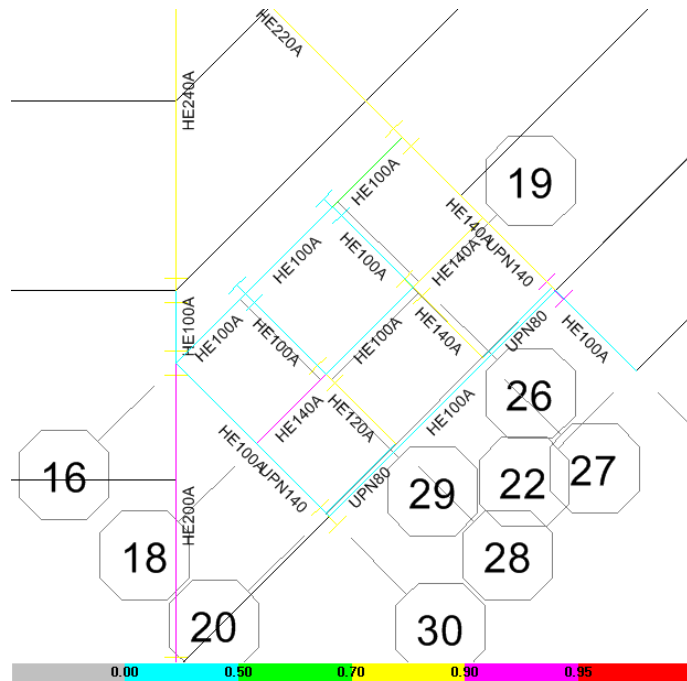


**Εικόνα 118: Διατομές μεταλλικών δοκών**

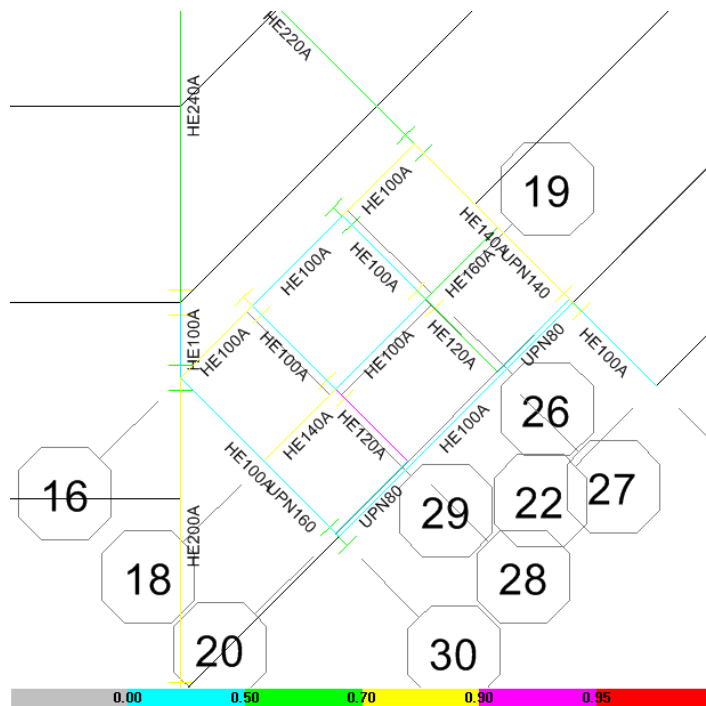


Εικόνα 119: Διατομές σύμμικτων δοκών

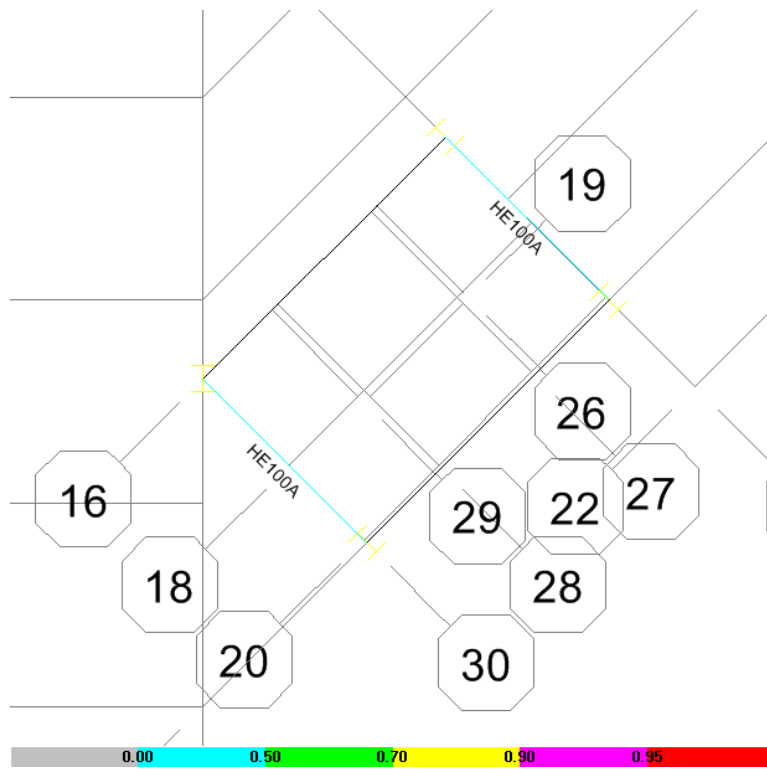
### Κλιμακοστάσιο-Ανελκυστήρας



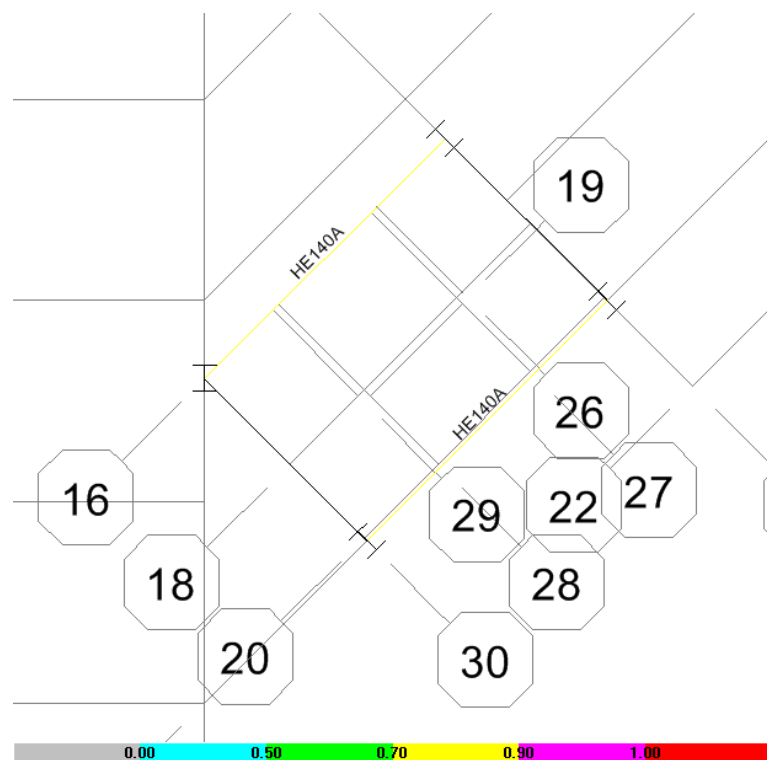
Εικόνα 120: Διατομές μεταλλικών δοκών ανελκυστήρα και κλιμακοστασίου 6<sup>ου</sup> επιπέδου



Εικόνα 121: Διατομές μεταλλικών δοκών ανελκυστήρα και κλιμακοστασίου 5<sup>ου</sup> επιπέδου

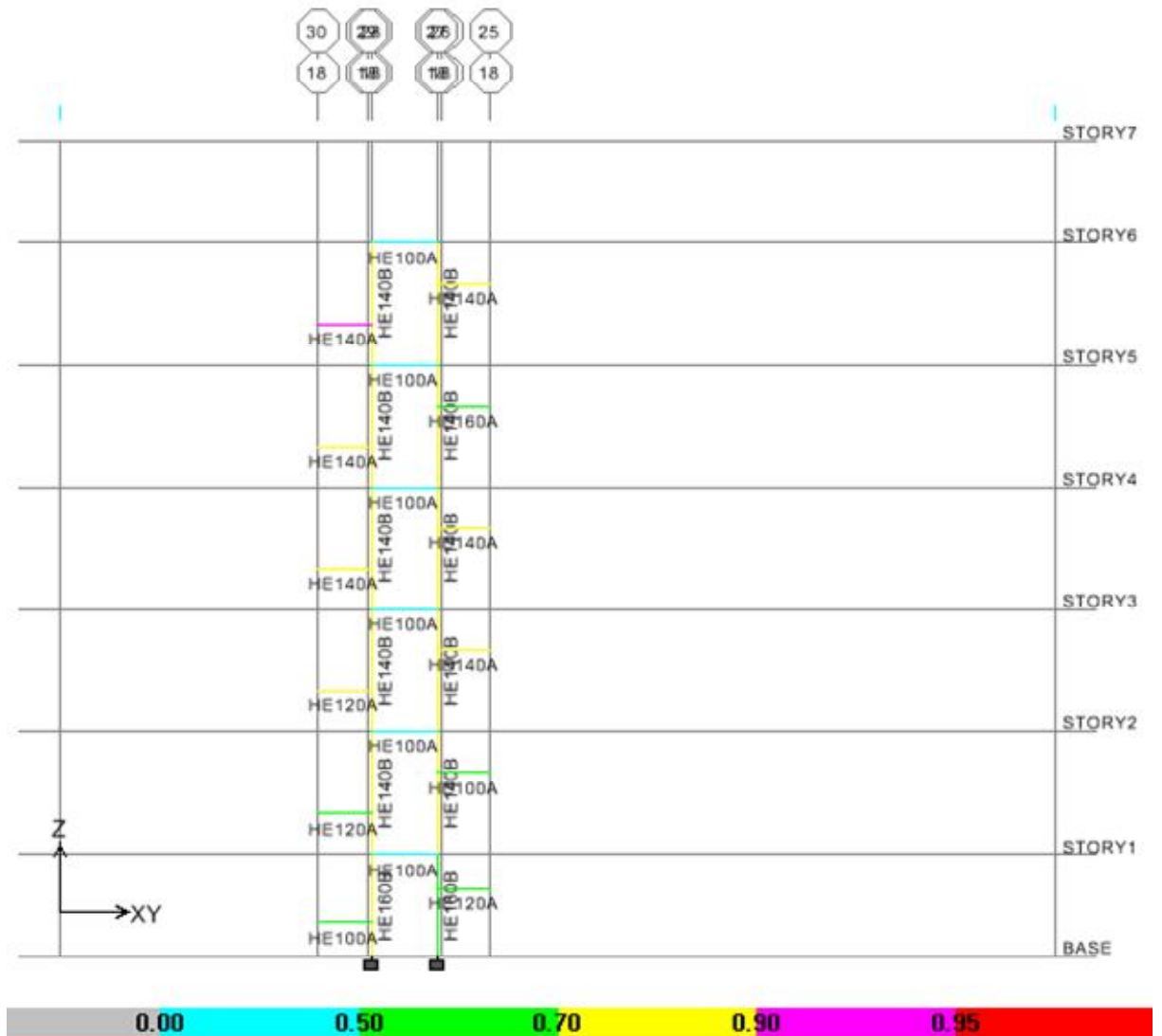


Εικόνα 122: Διατομές μεταλλικών δοκών απόληξης κλιμακοστασίου

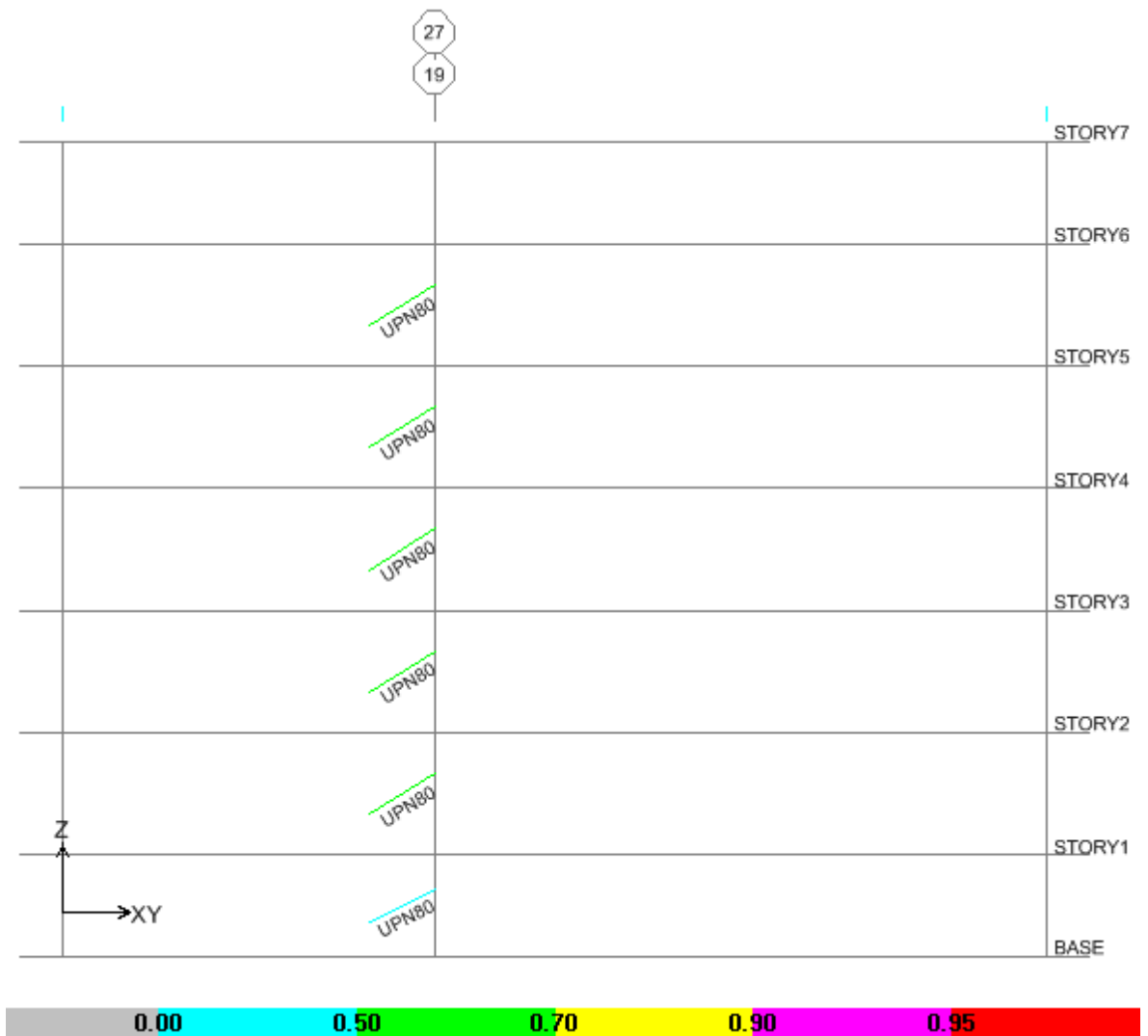


Εικόνα 123: Διατομές σύμμικτων δοκών απόληξης κλιμακοστασίου





Εικόνα 124: Διατομές υποστυλωμάτων ανελευστήρα και δοκών πλατύσκαλων κλιμακοστασίου τομής 18

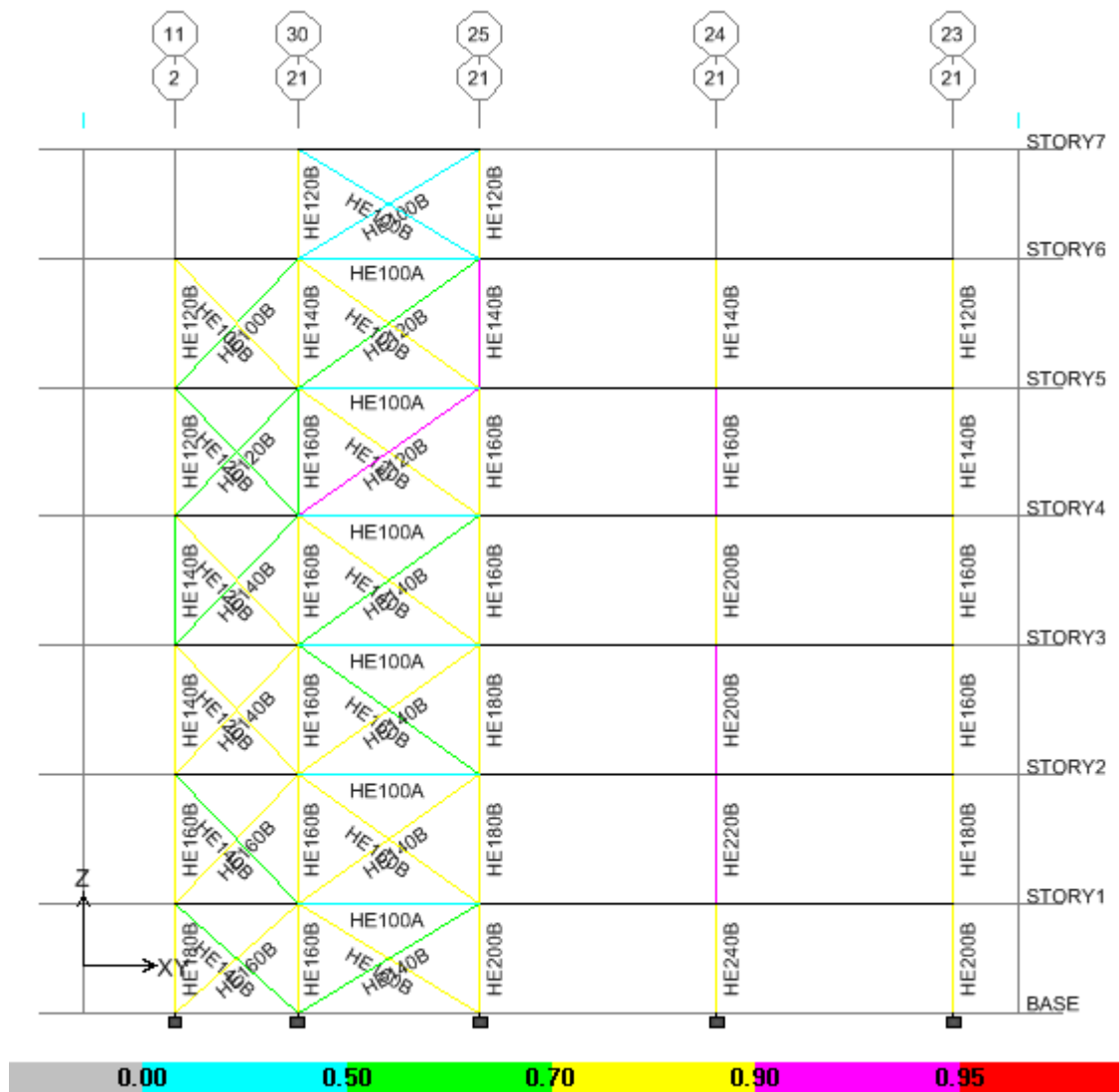


**Εικόνα 125:** Διατομές κεκλιμένων δοκών κλιμακοστασίου τομής 19

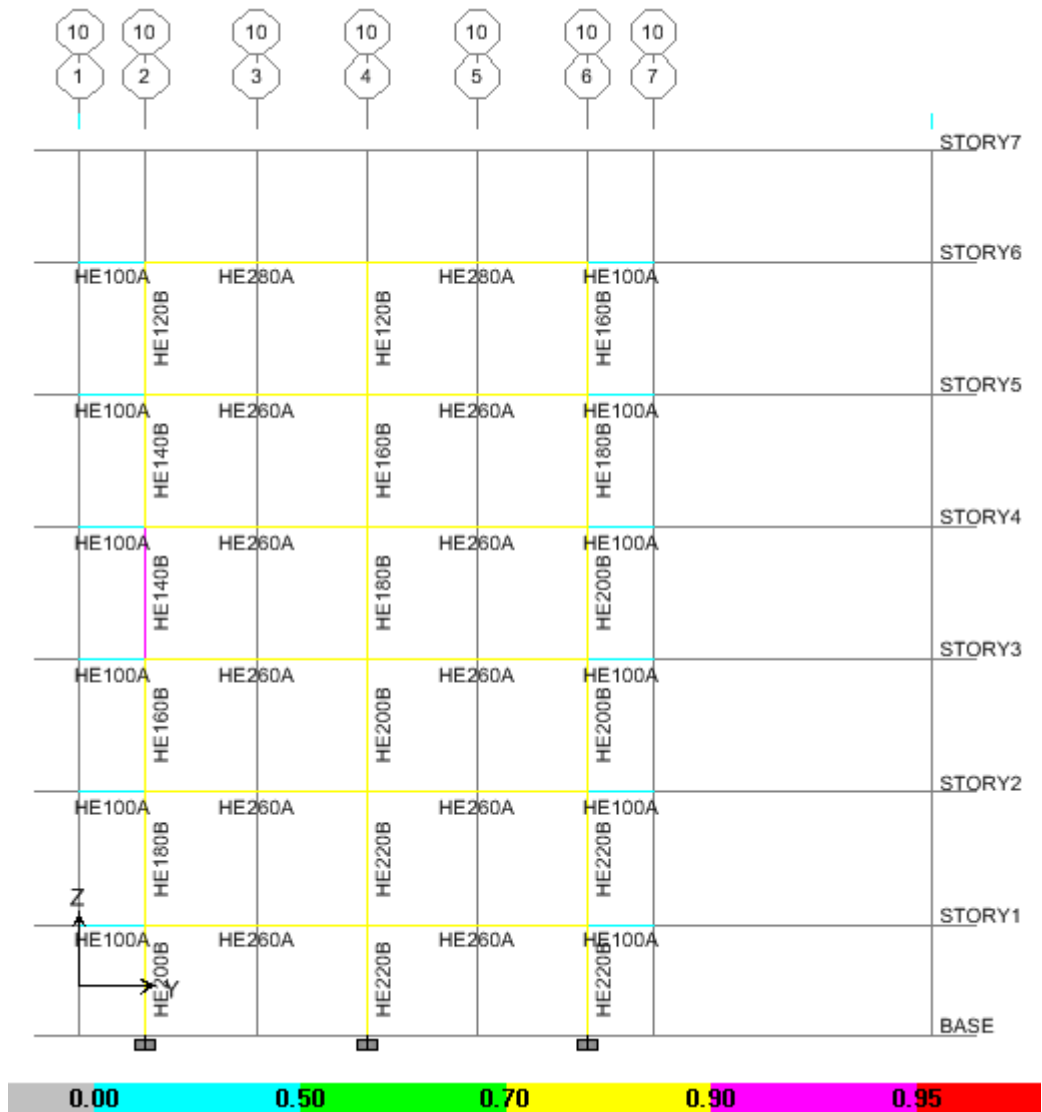
**Τομές του κτιρίου**



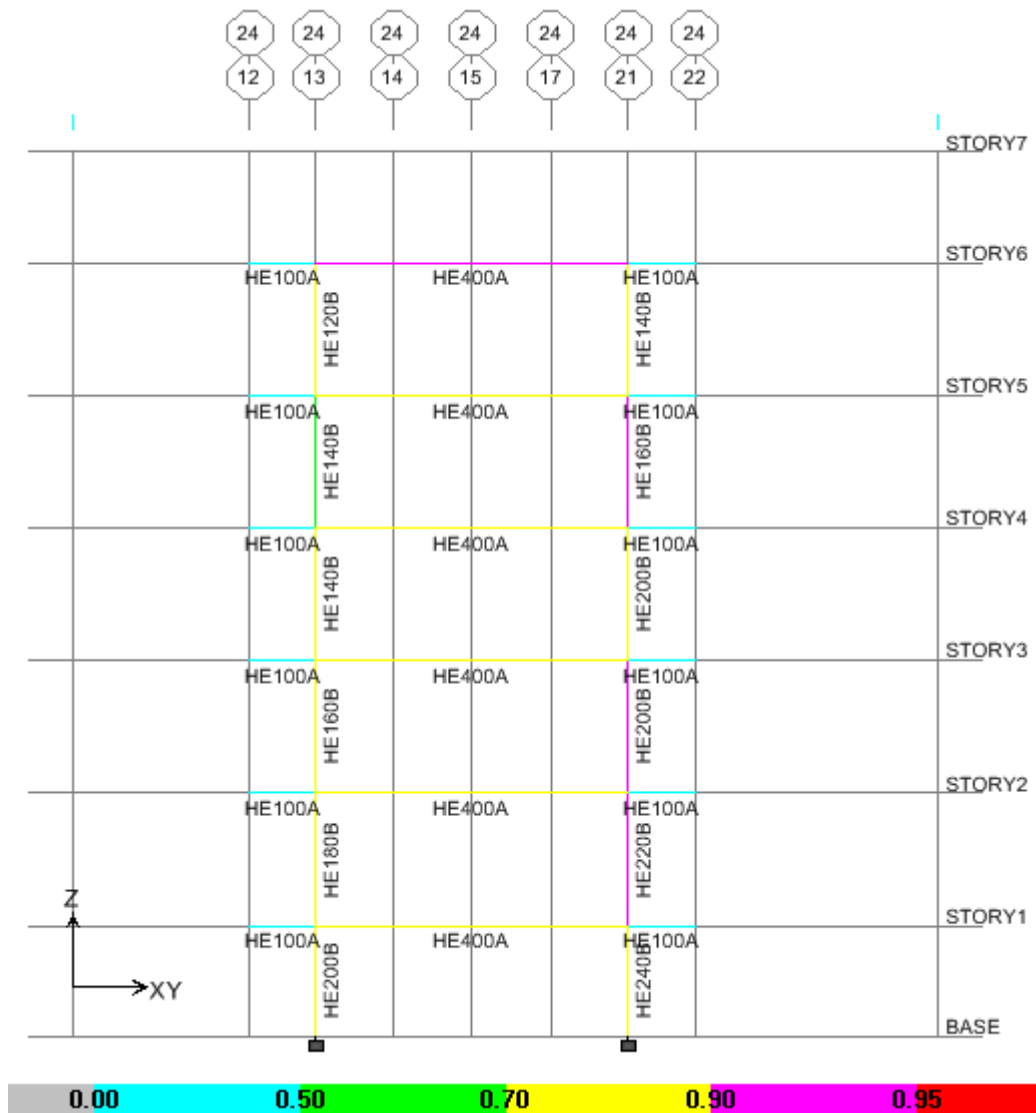
Εικόνα 126: Διατομές μεταλλικών υποστυλωμάτων τομής 6



Εικόνα 127: Διατομές μεταλλικών δοκών, υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας τομής 21



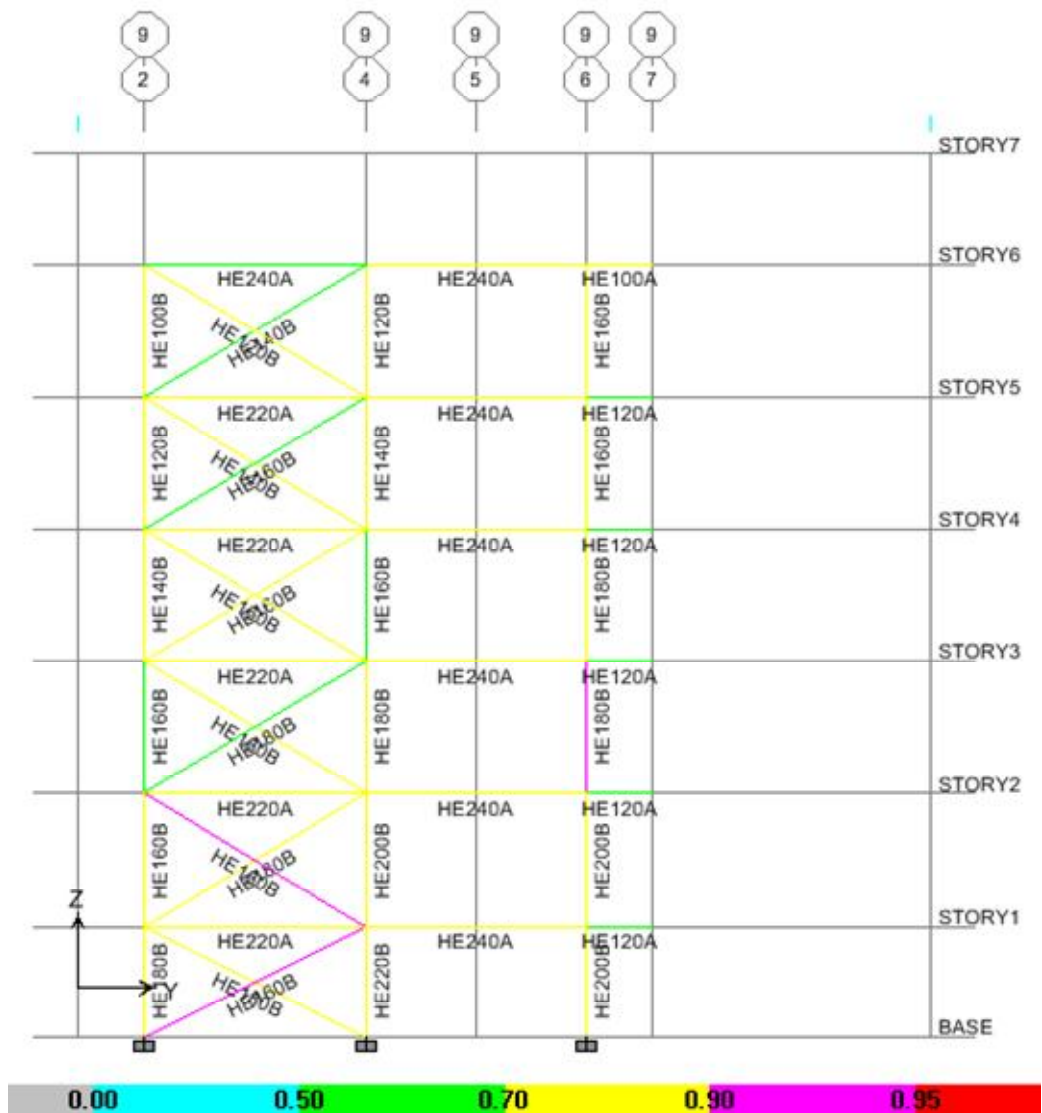
Εικόνα 128: Διατομές μεταλλικών δοκών και υποστυλωμάτων τομής 10



Εικόνα 129: Διατομές μεταλλικών δοκών και υποστυλωμάτων τομής 24



Εικόνα 130: Διατομές μεταλλικών δοκών, υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας τομής 2

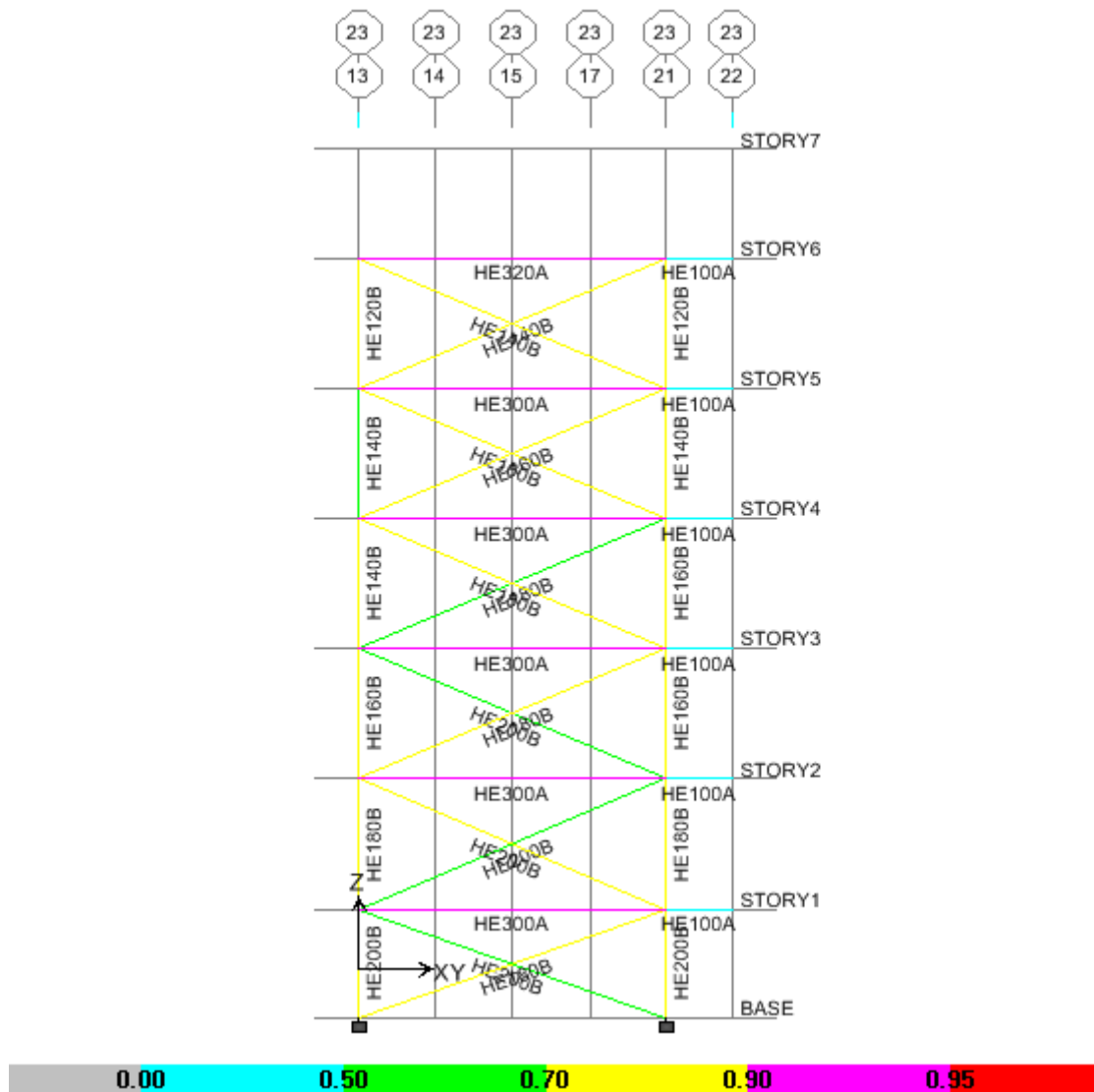


Εικόνα 130: Διατομές μεταλλικών δοκών, υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας τομής 9





Εικόνα 131: Διατομές μεταλλικών υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας τομής 13



Εικόνα 132: Διατομές μεταλλικών υποστυλωμάτων και συνδέσμων δυσκαμψίας τομής 23

Στη διαδικασία της διαστασιολόγησης του προγράμματος, δίνεται η δυνατότητα παρουσίασης των αριθμητικών δεδομένων και αποτελεσμάτων σε πίνακες, στην οριακή κατάσταση αστοχίας αλλά και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, για κάθε μέλος ξεχωριστά.

Σε κάθε πίνακα φαίνονται οι ιδιότητες της εκάστοτε διατομής που έχει επιλεχθεί, τα εντατικά μεγέθη για τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης (συνδυασμός σχεδιασμού) και οι αντίστοιχες αντοχές απομειωμένες όπου πρέπει λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μαζί με τους συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ( $K, L, k, k_{lt}$ ). Δίνεται επίσης ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής ως το άθροισμα των λόγων των εντατικών μεγεθών προς τις αντίστοιχες αντοχές, για τα μεγέθη αξονικής ( $N$ ) και των ροπών ( $M_{22}, M_{33}$ ) κατά τους δύο άξονες.

Επίσης δίνονται λεπτομέρειες για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και συγκεκριμένα για κάθε δοκό δίνονται τα βέλη που αναπτύσσονται για κάθε τύπο φόρτισης, το επιτρεπόμενο όριο, ο λόγος των δύο προηγούμενων με το αντίστοιχο μήνυμα.

Λόγω του μεγάλου όγκου των μελών επιλέγουμε να παρουσιάσουμε αντιπροσωπευτικά τα αριθμητικά δεδομένα και αποτελέσματα μιας μεταλλικής δοκού, μιας σύμμικτης δοκού (βέλη), ενός υποστυλώματος και ενός συνδέσμου δυσκαμψίας. Από την περιοχή του κλιμακοστασίου θα παραθέσουμε πίνακες για μία δοκό ενός πλατύσκαλου καθώς επίσης και για μία κεκλιμένη δοκό της ράμπας.

## 1. Μεταλλική δοκός (HEA 400)

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY6 Element: B951 Station Loc: 3.536 Section ID: HE400A  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=7.071  
 A=0.016 I22=8.564E-05 I33=4.507E-04 Wp122=8.730E-04 Wp133=0.003  
 Wel22=5.709E-04 Wel33=0.002 i22=0.073 i33=0.168  
 E=210000000.00 fy=355000.000  
 RLLF=0.869

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.596 = 0.000 + 0.596 + 0.000

### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
ComboCOMB2LIV	0.000	482.624	0.000	-72.087	0.000

### AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	0.000	4702.371	5131.364	4702.371	4917.611

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	482.624	826.827	826.827	810.414
Minor Bending	0.000	281.741	281.741	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1.000	0.955	1.000	1.000	1.000
Minor Bending	1.000	0.250	1.000		

### SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	72.087	799.341	0.090
Minor Shear	0.000	1770.103	0.000

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)  
 Level: STORY6 Element: B951 Station Loc: 3.536 Section ID: HE400A  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=7.071  
 A=0.016 I22=8.564E-05 I33=4.507E-04 Wp122=8.730E-04 Wp133=0.003  
 Wel22=5.709E-04 Wel33=0.002 i22=0.073 i33=0.168  
 E=210000000.00 fy=355000.000  
 RLLF=0.869

### DEFLECTION DESIGN (ComboCOMB2LIV)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0.018	0.025	0.689	OK
Super DL+LL	Yes	0.014	0.025	0.569	OK
Live Load	Yes	0.005	0.020	0.233	OK
Total Load	Yes	0.023	0.025	0.907	OK
Total-Camber	Yes	0.023	0.025	0.907	OK

## 2. Βέλη σύμμικτης δοκού IPE 330

AISC-ASD01	Composite Beam Design	Beam Label: B940	Units: KN-m
<b>Deflection Design</b>			
Type	Consider	Combo	Defl
PreComp DL	Yes	N6DMB3SNOW	0.006
Super Load	Yes	COMB2LIVE	0.006
Live Load	Yes	COMB2LIVE	0.002
Total-Camber	Yes	COMB2LIVE	0.013
			Limit
			0.000
			0.046
			0.015
			0.023
			Ratio
			0.000
			0.137
			0.138
			0.552
			OK
			Yes
			Yes
			Yes

## Μελέτη εξάρωφου σύμμικτου κτιρίου

### 3. Υποσύλωμα (HEB240)

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)  
Level: STORY1 Element: C44 Station Loc: 2.190 Section ID: HE240B  
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=2.500  
A=0.011 I22=3.923E-05 I33=1.126E-04 Wp122=4.980E-04 Wp133=0.001  
Wel22=3.269E-04 Wel33=9.383E-04 i22=0.061 i33=0.103  
E=210000000.00 fy=355000.000  
RLLF=0.400

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.799 = 0.735 + 0.064 + 0.000

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB2LIV	-2158.897	-21.428	-0.018	13.854	-0.103

#### AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	2158.897	2938.539	3420.909	3325.442	2938.539

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	21.428	339.832	339.832	335.614
Minor Bending	0.018	160.718	160.718	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1.000	0.876	0.898	1.000	2.552
Minor Bending	1.000	0.876	0.808		

#### SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	13.854	447.184	0.031
Minor Shear	0.103	1267.021	8.137E-05

### 4. Σύνδεσμος δυσκαμψίας (HEB200)

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)  
Level: STORY1 Element: D23 Station Loc: 3.750 Section ID: HE200B  
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=7.500  
A=0.008 I22=2.003E-05 I33=5.696E-05 Wp122=3.060E-04 Wp133=6.430E-04  
Wel22=2.003E-04 Wel33=5.696E-04 i22=0.051 i33=0.085  
E=210000000.00 fy=355000.000  
RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.684 = 0.647 + 0.036 + 0.001

#### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB4EX	-337.462	5.151	-0.078	2.829	0.021

#### AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	337.462	521.764	2520.500	2141.327	521.764

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	5.151	207.514	207.514	128.451
Minor Bending	0.078	98.755	98.755	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1.000	0.500	1.130	0.900	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.500		

#### SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	2.829	335.388	0.008
Minor Shear	0.021	931.633	2.225E-05

5. Δοκός πλατύσκαλου (HEA140)

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY6 Element: B219 Station Loc: 1.301 Section ID: HE140A  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=1.301  
 A=0.003 I22=3.890E-06 I33=1.033E-05 Wp122=8.480E-05 Wp133=1.730E-04  
 Wel22=5.557E-05 Wel33=1.553E-04 i22=0.035 i33=0.057  
 E=210000000.00 fy=355000.000  
 RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.471 = 0.006 + 0.437 + 0.028

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB5EY	-4.909	-23.946	0.777	0.319	0.017

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	4.909	884.060	1013.364	986.571	884.060

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	23.946	55.832	55.832	54.745
Minor Bending	0.777	27.367	27.367	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1.000	0.923	1.002	1.000	1.880
Minor Bending	1.000	0.923	1.001		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0.319	136.298	0.002
Minor Shear	0.017	369.548	4.715E-05

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)  
 Level: STORY6 Element: B219 Station Loc: 0.000 Section ID: HE140A  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=1.301  
 A=0.003 I22=3.890E-06 I33=1.033E-05 Wp122=8.480E-05 Wp133=1.730E-04  
 Wel22=5.557E-05 Wel33=1.553E-04 i22=0.035 i33=0.057  
 E=210000000.00 fy=355000.000  
 RLLF=1.000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB5EY)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0.000	0.011	0.000	OK
Super DL+LL	Yes	0.000	0.011	0.000	OK
Live Load	Yes	0.000	0.004	0.000	OK
Total Load	Yes	0.005	0.005	0.903	OK
Total-Camber	Yes	0.005	0.005	0.903	OK

## 6. Κεκλιμένη δοκός ράμπας κλιμακοστασίου (UPN80)

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY5 Element: D11 Station Loc: 0.952 Section ID: UPN80  
 Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=1.904  
 A=0.001 I22=0.000 I33=1.058E-06 Wp122=1.335E-05 Wp133=3.281E-05  
 Wel22=6.348E-06 Wel33=2.645E-05 i22=0.013 i33=0.031  
 E=210000000.00 fy=355000.000  
 RLLF=1.000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.690 = 0.299 + 0.378 + 0.013

### STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB5EY	-23.257	-3.373	-0.037	-3.918	-0.039

### AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	23.257	77.681	355.645	234.572	77.681

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	3.373	10.589	10.589	8.536
Minor Bending	0.037	4.308	4.308	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1.000	1.000	1.109	0.956	1.000
Minor Bending	1.000	1.000	1.500		

### SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	3.918	89.437	0.044
Minor Shear	0.039	111.796	0.000

## 3.4 Έλεγχος κατακόρυφων βελών

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 οι οριακές τιμές των κατακόρυφων βελών κάμψης σε βατές στέγες και πατώματα είναι:  $\delta_{max} = L/250$  και  $\delta_2 = L/300$ , όπου

- για δοκούς αμφιέριστες ή συνεχείς: L το άνοιγμα της δοκού
- για δοκούς με πρόβολο: L το διπλάσιο του προεξέχοντος μήκους της δοκού (άρα στη περίπτωση μας με πρόβολο μήκους 1,50m το L= 3,00m)

Επομένως : για κύρια δοκό με L= 7,07m :  $\delta_{max} = 2,8\text{cm}$  και  $\delta_2 = 2,4\text{cm}$

για δευτερεύουσα δοκό με L= 5,05m:  $\delta_{max} = 2,2\text{cm}$  και  $\delta_2 = 1,8\text{cm}$

για πρόβολο μήκους L= 1,50m:  $\delta_{max} = 1,2\text{cm}$  και  $\delta_2 = 1,0\text{cm}$

Ο έλεγχος των δοκών γίνεται από το πρόγραμμα και από την ενδεικτική παράθεση των αριθμητικών δεδομένων στην ενότητα 3.3, οι περιορισμοί αυτοί ικανοποιούνται.

## 3.5 Έλεγχος ελαστικών σχετικών μετακινήσεων των ορόφων

Στη συνέχεια παρατίθενται οι ελαστικές σχετικές μετακινήσεις των ορόφων  $d_r$  (m), που προκαλούνται από τις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού κατά Χ και κατά Υ.

Story	Item	Load	DriftX	$d_r(=DriftX \cdot q)$ (m)	DriftY	$d_r(=DriftY \cdot q)$ (m)
STORY7	Max Drift X	COMB4EX	0.000937	<b>0.003748</b>		
STORY7	Max Drift Y	COMB4EX			0.000791	0.003164
STORY7	Max Drift X	COMB5EY	0.000719	0.002876		
STORY7	Max Drift Y	COMB5EY			0.001137	<b>0.004548</b>
STORY6	Max Drift X	COMB4EX	0.000511	<b>0.002044</b>		
STORY6	Max Drift Y	COMB4EX			0.000448	0.001792
STORY6	Max Drift X	COMB5EY	0.000332	0.001328		
STORY6	Max Drift Y	COMB5EY			0.000744	<b>0.002976</b>
STORY5	Max Drift X	COMB4EX	0.000553	<b>0.002212</b>		
STORY5	Max Drift Y	COMB4EX			0.000455	0.00182
STORY5	Max Drift X	COMB5EY	0.000351	0.001404		
STORY5	Max Drift Y	COMB5EY			0.00076	<b>0.00304</b>
STORY4	Max Drift X	COMB4EX	0.000497	<b>0.001988</b>		
STORY4	Max Drift Y	COMB4EX			0.000437	0.001748
STORY4	Max Drift X	COMB5EY	0.000365	0.00146		
STORY4	Max Drift Y	COMB5EY			0.000734	<b>0.002936</b>
STORY3	Max Drift X	COMB4EX	0.000458	<b>0.001832</b>		
STORY3	Max Drift Y	COMB4EX			0.000385	0.00154
STORY3	Max Drift X	COMB5EY	0.00032	0.00128		
STORY3	Max Drift Y	COMB5EY			0.000649	<b>0.002596</b>
STORY2	Max Drift X	COMB4EX	0.000381	<b>0.001524</b>		
STORY2	Max Drift Y	COMB4EX			0.000295	0.00118
STORY2	Max Drift X	COMB5EY	0.000264	0.001056		
STORY2	Max Drift Y	COMB5EY			0.0005	<b>0.002</b>
STORY1	Max Drift X	COMB4EX	0.000267	<b>0.001068</b>		
STORY1	Max Drift Y	COMB4EX			0.000166	0.000664
STORY1	Max Drift X	COMB5EY	0.000178	0.000712		
STORY1	Max Drift Y	COMB5EY			0.000283	<b>0.001132</b>

Πίνακας 7: Σχετικές παραμορφώσεις ορόφων

Σύμφωνα τον Ευρωκώδικα 8, που θέτει περιορισμό για τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, ορίζεται το ακόλουθο όριο:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h$$

όπου  $d_r$  η τιμή σχεδιασμού της σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

$$h = 2.5m \text{ το ύψος ορόφου}$$



$\nu = 0,5$  (για συντελεστή σπουδαιότητας I,II) συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού βλαβών.

Σύμφωνα με τον πίνακα 7 επιλέγουμε την μέγιστη ελαστική σχετική μετακίνηση που προκύπτει για σεισμική δράση ΕΥ στον 7<sup>ο</sup> επίπεδο και έχουμε:

$0,004548 \cdot 0,5 < 0,005 \cdot 2.5 \Rightarrow 0.002274 < 0,0125$ , άρα ο περιορισμός ικανοποιείται.

### 3.6 Συνολικό βάρος του κτιρίου και των επιμέρους δομικών στοιχείων του

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζεται το συνολικό βάρος ανά ομάδα δομικού στοιχείου που θα χρησιμοποιηθεί συνολικά στο κτίριο καθώς επίσης και το βάρος του συνόλου των δομικών στοιχείων.

ElementType	Material	TotalWeight (kN)	FloorArea	UnitWeight(kN/m <sup>2</sup> )	UnitWeight(kg/m <sup>2</sup> )	NumPieces
Column	STEEL	477.103	1586.718	0.3007	30.07	130
Beam	STEEL	749.702	1586.718	0.4725	47.25	371
Brace	STEEL	564.173	1586.718	0.3556	35.56	110
Floor	STEEL	159.146	1586.718	0.1003	10.03	
Floor	CONC	3717.069	1586.718	2.3426	234.26	
Ramp	STEEL	309.066	1586.718	0.1948	19.48	
Metal Deck	N.A.	38.378	1586.718	0.0242	2.42	
<b>All</b>	All	<b>6014.636</b>	1586.718	<b>3.7906</b>	<b>379.07</b>	611

**Πίνακας 8:** Βάρος του συνόλου των δομικών στοιχείων

Έτσι σύμφωνα με τον παραπάνω πίνακα:

Το συνολικό βάρος του σκελετού του κτιρίου θα είναι  $6014,64 \text{ kN} = 601,5 \text{tn}$  και κατανέμεται σαν  $379,1 \text{ kg/m}^2$ .

3.7 Βάρος ανά κατηγορία δομικού στοιχείου και ανά όροφο

Story	ElementType	Material	TotalWeight (kN)	FloorArea	UnitWeight(kN/m <sup>2</sup> )	UnitWeight(kg/m <sup>2</sup> )
STORY7	Column	STEEL	12.639	12.03	1.0506	105.06
STORY7	Beam	STEEL	6.862	12.03	0.5704	57.04
STORY7	Brace	STEEL	12.401	12.03	1.0308	103.08
STORY7	Floor	CONC	28.546	12.03	2.3729	237.29
STORY7	Metal Deck	N.A.	0.295	12.03	0.0245	2.45
<b>Total St.7</b>			<b>60.743</b>		<b>5.0492</b>	<b>504.92</b>
STORY6	Column	STEEL	79.623	262.448	0.3034	30.34
STORY6	Beam	STEEL	127.191	262.448	0.4846	48.46
STORY6	Brace	STEEL	92.614	262.448	0.3529	35.29
STORY6	Floor	STEEL	26.524	262.448	0.1011	10.11
STORY6	Floor	CONC	614.754	262.448	2.3424	234.24
STORY6	Ramp	STEEL	51.912	262.448	0.1978	19.78
STORY6	Metal Deck	N.A.	6.347	262.448	0.0242	2.42
<b>Total St.6</b>			<b>998.965</b>		<b>3.8064</b>	<b>380.64</b>
STORY5	Column	STEEL	79.623	262.448	0.3034	30.34
STORY5	Beam	STEEL	122.877	262.448	0.4682	46.82
STORY5	Brace	STEEL	92.614	262.448	0.3529	35.29
STORY5	Floor	STEEL	26.524	262.448	0.1011	10.11
STORY5	Floor	CONC	614.754	262.448	2.3424	234.24
STORY5	Ramp	STEEL	51.912	262.448	0.1978	19.78
STORY5	Metal Deck	N.A.	6.347	262.448	0.0242	2.42
<b>Total St.5</b>			<b>994.651</b>		<b>3.79</b>	<b>379</b>
STORY4	Column	STEEL	79.623	262.448	0.3034	30.34
STORY4	Beam	STEEL	122.877	262.448	0.4682	46.82
STORY4	Brace	STEEL	92.614	262.448	0.3529	35.29
STORY4	Floor	STEEL	26.524	262.448	0.1011	10.11
STORY4	Floor	CONC	614.754	262.448	2.3424	234.24
STORY4	Ramp	STEEL	51.912	262.448	0.1978	19.78
STORY4	Metal Deck	N.A.	6.347	262.448	0.0242	2.42
<b>Total St.4</b>			<b>994.651</b>		<b>3.79</b>	<b>379</b>
STORY3	Column	STEEL	79.623	262.448	0.3034	30.34
STORY3	Beam	STEEL	122.877	262.448	0.4682	46.82
STORY3	Brace	STEEL	92.614	262.448	0.3529	35.29
STORY3	Floor	STEEL	26.524	262.448	0.1011	10.11
STORY3	Floor	CONC	614.754	262.448	2.3424	234.24
STORY3	Ramp	STEEL	51.912	262.448	0.1978	19.78
STORY3	Metal Deck	N.A.	6.347	262.448	0.0242	2.42
<b>Total St.3</b>			<b>994.651</b>		<b>3.79</b>	<b>379</b>
STORY2	Column	STEEL	79.623	262.448	0.3034	30.34
STORY2	Beam	STEEL	122.877	262.448	0.4682	46.82
STORY2	Brace	STEEL	92.614	262.448	0.3529	35.29
STORY2	Floor	STEEL	26.524	262.448	0.1011	10.11
STORY2	Floor	CONC	614.754	262.448	2.3424	234.24
STORY2	Ramp	STEEL	51.912	262.448	0.1978	19.78
STORY2	Metal Deck	N.A.	6.347	262.448	0.0242	2.42
<b>Total St.2</b>			<b>994.651</b>		<b>3.79</b>	<b>379</b>
STORY1	Column	STEEL	66.352	262.448	0.2528	25.28
STORY1	Beam	STEEL	122.877	262.448	0.4682	46.82
STORY1	Brace	STEEL	88.702	262.448	0.338	33.8
STORY1	Floor	STEEL	26.524	262.448	0.1011	10.11
STORY1	Floor	CONC	614.754	262.448	2.3424	234.24
STORY1	Ramp	STEEL	49.503	262.448	0.1886	18.86
STORY1	Metal Deck	N.A.	6.347	262.448	0.0242	2.42
<b>Total St.1</b>			<b>975.059</b>		<b>3.7153</b>	<b>371.53</b>
BASE	Beam	STEEL	1.266	0		
<b>Total Base</b>			<b>1.266</b>			

### 3.8 Έλεγχος και σχολιασμός εξαγομένων ανάλυσης:

#### Παρατηρήσεις που αφορούν τα εντατικά μεγέθη:

Τα διαγράμματα των εντατικών μεγεθών ακολουθούν την αναμενόμενη κάθε φορά μορφή ανάλογα με το στατικό σύστημα που έχει επιλεχθεί, καθώς επίσης και ανάλογα με είδος της καταπόνησης.

Συγκεκριμένα:

1) Η αξονική φόρτιση στα υποστυλώματα αυξάνεται καθ' ύψος από τους ανώτερους στους κατώτερους ορόφους

2α) Οι τιμές των τεμνουσών δυνάμεων και των καμπτικών ροπών, όσον αφορά τις δοκούς των τομών που βρίσκονται στο εσωτερικό της κατασκευής και όχι τις περιμετρικές, είναι αυξημένες στο δώμα και αυτό γιατί η φόρτιση του δώματος διαφέρει από τα άλλα επίπεδα καθώς περιλαμβάνεται σε αυτή και η φόρτιση της πράσινης στέγης.

2β) Οι τιμές των τεμνουσών δυνάμεων και των καμπτικών ροπών, όσον αφορά τις περιμετρικές τομές στην Ο.Κ.Α. είναι μειωμένες στο δώμα σε σχέση με αυτές των άλλων ορόφων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στους εξώστες του δώματος το κινητό φορτίο είναι 2 kN/m (μη βατό) και όχι 5 kN/m (βατό) όπως στους εξώστες των υπολοίπων ορόφων.

3) Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας φορτίζονται αξονικά κατά τη σεισμική καταπόνηση και οι τιμές αυτής της αξονικής φόρτισης αυξάνονται καθ' ύψος, καθώς και η τέμνουσα του σεισμού μεταβάλλεται καθ' ύψος.

Παρατηρήσεις στα αποτελέσματα της διαδικασίας της διαστασιολόγησης:

- ➔ Η διαστασιολόγηση των δοκών στα επίπεδα 1 έως 5 είναι πανομοιότυπη λόγω της ίδιας φόρτισης σε αυτά, ενώ στο 6<sup>ο</sup> επίπεδο (δώμα) αλλάζουν οι διατομές λόγω της επιπλέον φόρτισης της πράσινης στέγης και της αλλαγής φόρτισης των εξωστών.
- ➔ Οι κύριες δοκοί που βρίσκονται στην περιφέρεια του κτιρίου έχουν μικρότερη διατομή από αυτές που βρίσκονται στο εσωτερικό του κτιρίου, διότι έχουν αν όχι το μισό πλάτος επιρροής, έχουν σίγουρα μικρότερο πλάτος επιρροής (εκεί που υπάρχουν και εξώστες).
- ➔ Οι μεταλλικές δοκοί με μεγαλύτερο άνοιγμα διαστασιολογούνται και με μεγαλύτερες διατομές.
- ➔ Οι διατομές των υποστυλωμάτων καθώς είναι αναμενόμενο, μεταβάλλονται καθ' ύψος λόγω της αντίστοιχης καθ' ύψος μεταβολής της αξονικής φόρτισης.
- ➔ Ομοίως με παραπάνω και οι διατομές των συνδέσμων δυσκαμψίας μεταβάλλονται καθ' ύψος, λόγω της καθ' ύψος μεταβολής της τέμνουσας του σεισμού.



## **Κεφάλαιο 4<sup>ο</sup>: Περαιτέρω έλεγχοι δομικών στοιχείων**

### **4.1 Έλεγχος χαλυβδόφυλλου - σύμμικτης πλάκας**

Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των σύμμικτων πλακών περιλαμβάνει το χαλυβδόφυλλο στη φάση κατασκευής και τη σύμμικτη πλάκα στη φάση λειτουργίας. Οι έλεγχοι αφορούν και στις δύο περιπτώσεις την οριακή κατάσταση αστοχίας και την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Συνοπτικά το χαλυβδόφυλλο στη φάση αυτή πρέπει να παραλαμβάνει:

- Το ίδιο βάρος του
- Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος
- Τα κατακόρυφα φορτία κατά τη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος
- Οριζόντια φορτία εξασφαλίζοντας τη διαφραγματική λειτουργία κατά τη φάση κατασκευής.

Έτσι ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα παραπάνω δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Στην περίπτωση όπου για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4. Οι παραπάνω έλεγχοι του χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73, πραγματοποιήθηκαν στη βάση ενός ερευνητικού προγράμματος, από τους οποίους προέκυψαν πίνακες σχεδιασμού. Η δημιουργία των πινάκων διαστασιολόγησης βασίστηκε στο λογισμικό SYMDECK Designer, με το οποίο προσδιορίστηκε, τόσο η ανάγκη για προσωρινή υποστήλωση στα ανοίγματα

που κρίθηκε απαραίτητο κατά τη φάση κατασκευής όσο και το οριακό ωφέλιμο φορτίο που δύναται να φέρει η σύμμικτη πλάκα κατά τη φάση λειτουργίας.

Οι προαναφερθέντες πίνακες μας επιτρέπουν να προδιαστασιολογήσουμε τη σύμμικτη πλάκα, καθώς μας επιτρέπουν την άμεση επιλογή του πάχους της πλάκας ως συνάρτηση του στατικού συστήματος, του ανοίγματος, του πάχους του χαλυβδόφυλλου και της ποιότητας του σκυροδέματος. Η διαδικασία αυτή έχει περιγραφεί στην παράγραφο της επιλογής των υλικών και των διατομών της κατασκευής μας.

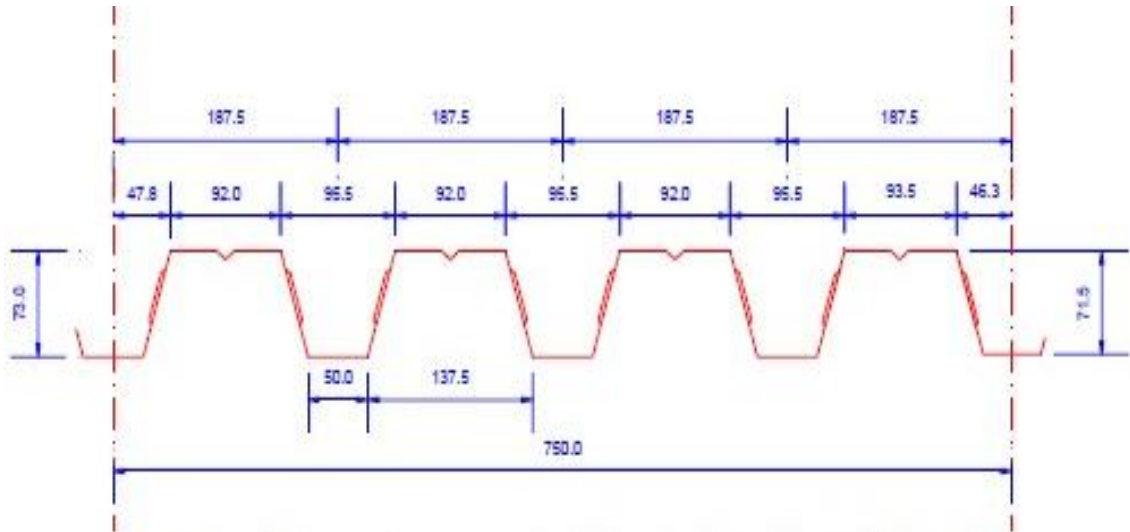
Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών

Οι σύμμικτες πλάκες λειτουργούν ως «πλάκες» στην περίπτωση που υποβάλλονται σε φορτία κάθετα ενώ λειτουργούν ως «διαφράγματα» στην περίπτωση που υποβάλλονται σε φορτία παράλληλα στο επίπεδό τους. Στην πρώτη περίπτωση από στατική άποψη συμπεριφέρονται ως «δοκοί» για τις οποίες πρέπει να προσδιοριστούν οι ροπές και τέμνουσες αντοχής καθώς και, επειδή πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία, η μεταφορά της διαμήκου διάτμησης.

Πρέπει να αναφερθεί ότι από τον κανονισμό επιτρέπεται η εξής απλοποιητική θεώρηση του στατικού συστήματος της πλάκας: οι πλάκες υπολογίζονται ως αμφιέριστες και όχι ως συνεχείς πολλών ανοιγμάτων. Έτσι για τον έλεγχο λειτουργικότητας απλώς τοποθετείται ένας οπλισμός κανονιστικά, ανάλογα με το αν υποστηρίζεται ή όχι το χαλυβδόφυλλο στη φάση κατασκευής, στις θέσεις των στηρίξεων για την παραλαβή των αρνητικών ροπών και την αποφυγή ρηγματώσεων.

Ο έλεγχος της σύμμικτης πλάκας, όπως έχει ήδη αναφερθεί, δεν εκτελείται από το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε. Επομένως, η επάρκεια της ελέγχθηκε με το χέρι, σύμφωνα με όσα ορίζει ο Ευρωκώδικας 4.

Στοιχεία σύμμικτης πλάκας που θα ελεγχθεί:



Σχήμα 7: Προφίλ χαλυβδόφυλλου

α) Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ιδιότητες υλικών:

Ύψος χαλυβδόφυλλου  $h_p = 7,3\text{cm}$

Πάχος χαλυβδόφυλλου  $t_p = 0,075\text{cm}$

Πλάτος φανώματος χαλυβδόφυλλου-πλάκας  $b = 18,75\text{cm}$

Εμβαδό χαλυβδόφυλλου ανά φάνωμα:

$$A_p = 2 \times [(4,6 + 7,65 + 2,5)\text{cm} \times 0,075\text{cm}] = 2 \times 1,11 = 2,22\text{cm}^2$$

Θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου:

$$z_p = \frac{((7,65 \cdot 0,075 \cdot 7,3 / 2) + (2,5 \cdot 0,075 \cdot 7,3))}{1,11} = 3,12\text{cm}$$

Άρα συνολικά λαμβάνοντας υπόψη και το πάχος της πλάκας  $z_p = 8,82\text{cm}$

Όριο διαρροής χάλυβα χαλυβδόφυλλου  $f_{yp} = 35,50\text{ kN/cm}^2$

Τάση σχεδιασμού του δομικού χάλυβα  $f_{pd} = 32,27\text{ kN/cm}^2$

Πάχος πλάκας σκυροδέματος  $h_c = 5,70\text{cm}$

Συνολικό πάχος πλάκας  $d = h_p + h_c = 13\text{cm}$

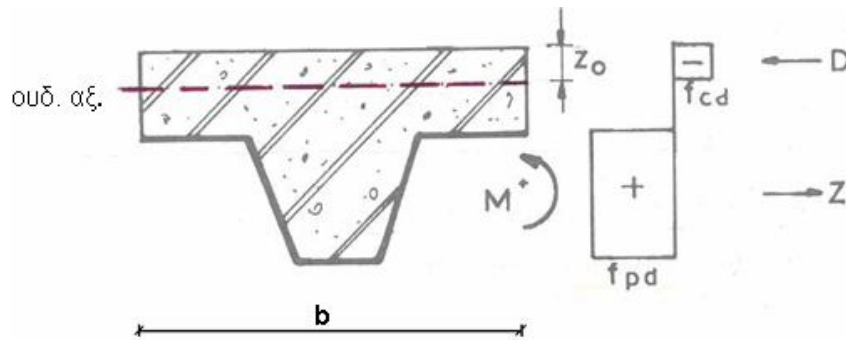
Θλιπτική αντοχή σκυροδέματος  $f_{ck} = 2,0\text{ kN/cm}^2$

Οριακή τάση σκυροδέματος για τους υπολογισμούς των αντοχών με βάση την πλαστική ανάλυση  $f_{cd} = 0,85 \times f_{ck} / 1,5 = 1,13\text{ kN/cm}^2$



4.1.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

1) Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης:



Σχήμα 8: Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 για την εύρεση της αντοχής έναντι θετικών ροπών κάμψης, όταν ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται πάνω από τα χαλυβδόφυλλα (υπόθεση αρχική η οποία θα επαληθευτεί αργότερα) ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία:

Θλιπτική δύναμη:  $D = b \times z_o \times f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_p \times f_{pd}$

Εύρεση θέσης ουδέτερου άξονα, από τη συνθήκη:  $D = Z \Rightarrow z_o = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{b \cdot f_{cd}} \leq h_c$

Πλαστική ροπή  $M_{pl,Rd}^+ = Z \cdot \left( z_p - \frac{z_o}{2} \right)$ , όπου

$A_p$  = εμβαδό χάλυβα χαλυβδοφύλλων

$z_p$  = θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου

Επομένως έχουμε:

$$z_o = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{2,22\text{cm}^2 \cdot 32,27\text{kN/cm}^2}{18,75\text{cm} \cdot 1,13\text{kN/cm}^2} = 3,38\text{cm} < h_c = 5,7\text{cm}$$

(επαλήθευση αρχικής υπόθεσης)

Και  $Z = A_p \cdot f_{pd} = 2,22\text{cm}^2 \cdot 32,27\text{kN/cm}^2 = 71,64\text{kN}$

Άρα:  $M_{pl,Rd}^+ = 71,64 \cdot \left( 8,82 - \frac{3,38}{2} \right) = 510,79\text{kNcm} = 5,11\text{kNm}$

Τώρα θα βρούμε την καμπτική ροπή που αναπτύσσει η πλάκα ανοίγματος  $L=2,5m$ , που είναι το άνοιγμα που γεφυρώνει την απόσταση μεταξύ δύο δευτερευουσών δοκών. Τα φορτία που θα ληφθούν υπόψη στον υπολογισμό της  $M_{sd}$  θα είναι αυτά που ασκούνται στο δώμα, τα οποία είναι και τα δυσμενέστερα καθώς περιέχεται σε αυτά και το επιπλέον φορτίο της πράσινης στέγης καθώς και του χιονιού.

Φορτία ανά φάτνωμα:

Μόνιμα

Ίδια βάρη : α) χαλυβδόφυλλου  $g_p = 0,0245 kN/m^2$

β) σκυροδέματος  $g_c = (0,057 + 0,5 \cdot 0,073)m \cdot 25 kN/m^3 = 2,34 kN/m^2$

Επικάλυψη  $2 kN/m^2$

Τοιχοποιία  $4 kN/m^2$

Πράσινη στέγη  $3,7 kN/m^2$

Συνολικά μόνιμα:  $12,06 kN/m^2$

Κινητά

Κινητό φορτίο λόγω κανονικής χρήσης του κτιρίου  $2 kN/m^2$

Φορτίο χιονιού  $0,83 kN/m^2$

Συνολικά κινητά:  $2,83 kN/m^2$

Φορτίο σχεδιασμού:

$p_{sd} = 1,35 \cdot 12,06 + 1,50 \cdot 2,83 = 20,53 kN/m^2 = 20,53 kN/m^2 \cdot 0,1875m = 3,85 kN/m$

Επομένως:  $M_{sd} = \frac{p_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{3,85 kN/m \cdot 2,5^2 m^2}{8} = 3,00 kNm < M_{pl,Rd} = 5,11 kNm$

## 2) Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων

Η αντίσταση σε τέμνουσα από τη σχέση:  $V_{Rd} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} \cdot k_v \cdot (1,2 + 40p)$

Όπου:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctk0,05} / \gamma_c = (0,25 \cdot 0,15) / 1,5 = 0,025 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$p = A_p / (b_o \cdot d_p) = 2,22 / (7,3 \cdot 8,82) = 0,034 = 3,4\% > 2\%$$

$$k_v = 1,6 - d_p = 1,6 - 0,0882 = 1,51 > 1, d_p \text{ σε [m]}, \text{ όπου } d_p = z_p \text{ είναι το στατικό ύψος.}$$

Επομένως:

$$V_{Rd} = 7,3 \cdot 8,82 \cdot 0,025 \cdot 1,51 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,034) = 6,22 \text{ kN} > V_{sd} = \frac{(3,85 \cdot 2,5)}{2} = 4,8 \text{ kN}.$$

## 3) Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης

### Σύμμικτες πλάκες χωρίς ακραία αγκύρωση

Η μεταφορά διαμήκους διάτμησης δημιουργείται στη διεπιφάνεια χαλυβδοφύλλων - σκυροδέματος σύμμικτων πλακών ακριβώς με τον ίδιο τρόπο όπως στη διεπιφάνεια πλάκας σκυροδέματος - σιδηροδοκού και εξασφαλίζεται με κατάλληλη διαμόρφωση των χαλυβδόφυλλων. Συγκεκριμένα στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 η σχετική αντίσταση προσδιορίζεται μέσω κατάλληλων πειραμάτων που δίνουν τις χαρακτηριστικές παραμέτρους m και k της παρακάτω αναλυτικής σχέσης προσδιορισμού της αντίστασης σε διαμήκη διάτμηση η οποία είναι:

$$V_{l,Rd} = \frac{b \cdot d_p}{\gamma_v} \cdot \left( \frac{m \cdot A_p}{b \cdot l_s} + k \right)$$

Όπου:

$b = 0,1875m$ , χαρακτηριστικό πλάτος της πλάκας

$d_p = 8,82cm = 0,0882m$ , ύψος της πλάκας

$A_p = 2,22cm^2 = 0,000222m^2$

$\gamma_v = 1,25$  επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

$l_s = 0,625m$  διατμητικό άνοιγμα πλάκας

( $l/4$  για αμφιέριστη δοκό υπό ομοιόμορφο φορτίο)

και οι παράμετροι  $m, k$  από τον κατασκευαστή

$m = 90,83 \text{ MPa} (\times 10^3 \text{ KPa})$

$k = 0,0144 \text{ MPa} (\times 10^3 \text{ KPa})$

Επομένως:

$$V_{l,Rd} = \frac{0,1875m \cdot 0,0882m}{1,25} \cdot \left( \frac{90,83 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,000222m^2}{0,1875m \cdot 0,625m} + 0,0144 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \right) = 2,47kN$$

Η διαμήκης διάτμηση δημιουργείται στη διεπιφάνεια χαλυβδόφυλλων-σκυροδέματος σύμμικτων πλακών με τον ίδιο τρόπο όπως στη διεπιφάνεια πλάκας σκυροδέματος-σιδηροδοκού στις σύμμικτες δοκούς.

Έτσι στην περίπτωση που εφαρμόζεται πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντιστάσεων η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού.

Σε τμήμα μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών ισχύει για το σύνολο της διάτμησης η σχέση:  $V_l = \Sigma T_l = D^+ = Z^+$

Όταν όμως η δρώσα ροπή  $M_{sd}$  είναι μικρότερη από τη ροπή πλήρους πλαστικοποίησης, τότε μπορούν οι δυνάμεις  $D$  και  $Z$  να πολλαπλασιασθούν με το μειωτικό συντελεστή  $M_{sd} / M_{pl,Rd}$ .

$$\text{Επομένως: } V_l = Z \cdot \frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} = 71,64 \cdot \frac{3,00}{5,11} = 42,06kN !$$

Σύμμικτη πλάκα με ακραία αγκύρωση

Όπως βλέπουμε η αντοχή σε διαμήκη διάτμηση (μεταξύ σκυροδέματος-χαλυβδόφυλλου) είναι μικρότερη από τη διαμήκη διάτμηση που αναπτύσσεται στην πλάκα, αυτό μας οδηγεί στην χρήση ακραίας αγκύρωσης στην πλάκα. Ως ακραίες αγκυρώσεις θα χρησιμοποιηθούν διατμητικοί ήλοι. Τελική αντίσταση σε διαμήκη διάτμηση θα είναι το άθροισμα της προηγούμενης αντίστασης (χωρίς αγκυρώσεις) και της αντίστασης των ακραίων αγκυρώσεων που δίνεται από τη σχέση:

$$V_{l,Rd} = P_{R,d}$$

Όπου

$P_{R,d}$  = αντίσταση του διατμητικού ήλου

$$P_{Rd} = \min \left\{ 0,8 \cdot f_u \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v, 0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \right\}$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ 0,8 \cdot 36 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 1,9^2}{4} \right) / 1,25, 0,29 \cdot 1 \cdot 1,9^2 \sqrt{2,0 \cdot 2900} / 1,25 \right\}$$

$$P_{Rd} = \min \{65,32, 63,78\} = 63,78 kN$$

Όπου  $\alpha=1$  για  $\frac{h}{d_s} > 4$

Στην αντοχή των διατμητικών ήλων που χρησιμοποιούνται σε σύμμικτες πλάκες εφαρμόζεται ένας μειωτικός συντελεστής ο οποίος στην περίπτωση μας, που είναι φύλλα με αυλακώσεις κάθετες στη δοκό δίνεται από τη σχέση:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_o}{h_p} \cdot \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max}$$

$N_r = 1$  ο αριθμός των ήλων σε κάθε αυλάκωση (πρέπει πάντα  $\leq 2$ )

$b_o = 7,3cm$  μέσο πλάτος αυλάκωσης-κυψέλης

$h_p = 7,3cm$

$h = 13cm$

$k_{t,max} = 0,75$ , για συγκόλληση απευθείας στη δοκό και πάχος φύλλου ( $t \leq 1,0mm$ )

Άρα:  $k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{7,3}{7,3} \cdot \left( \frac{13}{7,3} - 1 \right) = 0,55 < 0,75$ , επιλέγω τελικά  $k_t = 0,55$

Επομένως τοποθετείται από ένας ήλος σε κάθε κυψέλη του χαλυβδόφυλλου στις θέσεις των στηριγμάτων, πάνω από τις εγκάρσιες σιδηροδοκούς και τελικά η αντίσταση σε διαμήκη διάτμηση θα είναι:

$$V_{l,Rd} = 0,75 \cdot 63,78kN + 2,47kN = 50,31kN > V_{l,sd} = 42,06kN$$

Για την αποφυγή αποκόλλησης του σκυροδέματος, συγκολλάται πλέγμα οπλισμού πάνω στο χαλυβδόφυλλο.

#### 4.1.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνονται με επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων  $\gamma_f = 1,0$  και αφορούν τις παραμορφώσεις και τη ρηγμάτωση.

Αρχικά ο έλεγχος (περιορισμός) των παραμορφώσεων πρέπει να γίνεται, ώστε:

- να εξασφαλισθεί η χρήση για την οποία προβλέπεται το έργο
- να αποφευχθούν οι βλάβες
- να προβλεφθούν στη φάση κατασκευής αρνητικά βέλη (υπερυψώσεις), όταν κρίνεται σκόπιμο.

Για τον περιορισμό των παραμορφώσεων περιορίζεται ο λόγος ανοίγματος προς το πάχος της πλάκας. Οι μέγιστες τιμές  $L/h$  είναι 35 για κανονικό σκυρόδεμα.

Οι συνιστώμενες οριακές τιμές των παραμορφώσεων είναι:

- Μέγιστο βέλος λόγω ωφέλιμων φορτίων  $\rightarrow L_e / 250 \leq 20mm$
- Μέγιστο βέλος λόγω συνολικών φορτίων  $\rightarrow L_e / 250 \leq 30mm$

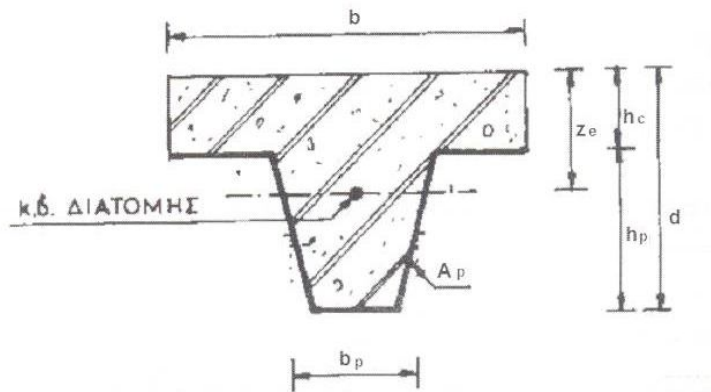
όπου  $L_e = L$  για αμφιέρειστες δοκούς.

Το συνηθέστερο στατικό σύστημα και το σύστημα που έχει επιλεχθεί και στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι η αμφιέρειστη δοκός. Έτσι η ανάλυση είναι αρηγμάτωση, όπου ολόκληρη η διατομή του σκυροδέματος λαμβάνεται υπόψη στον προσδιορισμό της δυσκαμψίας  $EI_1 (= E_a I_1)$ . Η επιφάνεια του σκυροδέματος μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα και εισέρχεται στους υπολογισμούς μειωμένη με το συντελεστή  $n = E_a / E_c$ , όπου :

$$E_a = 21000 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα}$$

$$E_c = 2900 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος}$$

$$\text{Επομένως: } n = E_a / E_c = 7,241$$



**Σχήμα 9:** Αρηγμάτωση δυσκαμψία  $EI_1$  σύμμικτης πλάκας

Υπολογισμός των γεωμετρικών και των ελαστικών αδρανειακών μεγεθών της ισοδύναμης διατομής της σύμμικτης πλάκας:

Πρώτα υπολογίζω τη ροπή αδρανείας του χαλυβδόφυλλου ως προς το κέντρο βάρους του  $I_{p,0}$ , αθροίζοντας τις αντίστοιχες ροπές αδρανείας των τμημάτων που απαρτίζουν το χαλυβδόφυλλο. Έγινε χρήση του θεωρήματος Steiner καθώς και οι τριγωνομετρικοί τύποι υπολογισμού της ροπής αδρανείας των κεκλιμένων τμημάτων του χαλυβδόφυλλου σε σύστημα συντεταγμένων εστραμμένο κατά γωνία  $\varphi=72,69^\circ$  για να είναι σύμφωνο με το σύστημα συντεταγμένων του κέντρου βάρους.

Έτσι έχουμε:

$$I_{p,0} = 2 \cdot \left[ \frac{4,6 \cdot 0,075^3}{12} + (4,6 \cdot 0,075 \cdot 3,12^2) + \right. \\ \left. \left[ \frac{1}{2} \cdot (2,672 \cdot 10^{-4} + 2,74) + \frac{1}{2} \cdot (2,674 \cdot 10^{-4} - 2,74) \cdot \cos(2 \cdot 62,79) + 7,6 \cdot 0,075 \cdot (3,65 - 3,12)^2 \right] + \right. \\ \left. \frac{2,5 \cdot 0,075^3}{12} + (2,5 \cdot 0,075 \cdot (7,3 - 3,12)^2) \right] = 18,6 \text{ cm}^4$$

Εμβαδόν της ισοδύναμης διατομής της σύμμικτης πλάκας:

$$A_e = A_p + (b \cdot h_c / n) + (b_p \cdot h_p / n) = 2,22 + (18,75 \cdot 5,7 / 7,241) + (7,3 \cdot 7,3 / 7,241) = 24,34 \text{ cm}^2$$

Κέντρο βάρους της ισοδύναμης διατομής της σύμμικτης πλάκας:

$$z_e = [A_p \cdot z_p + (b \cdot h_c / 2 \cdot n) + (b \cdot h_p / n) \cdot (h_c + h_p / 2)] / A_e = \\ [2,22 \cdot 8,82 + (18,75 \cdot 5,70^2 / 2 \cdot 7,241) + (7,3 \cdot 7,3 / 7,241) \cdot (5,70 + 7,3 / 2)] / 24,34 = 5,36 \text{ cm}$$

Ροπή αδράνειας της ισοδύναμης διατομής της σύμμικτης πλάκας:

$$I_1 = I_{p,0} + A_p \cdot (z_e - z_p)^2 + (b \cdot h_c^3 / 12 \cdot n) + (b \cdot h_c / n \cdot (z_e - h_c / 2)^2) + \\ b_p \cdot h_p \cdot (z_e - h_c - h_p / 2)^2 / n = 18,6 + 2,22 \cdot (5,36 - 8,82)^2 + (18,75 \cdot 5,70^3 / 12 \cdot 7,241) + \\ (18,75 \cdot 5,70 / 7,241 \cdot (5,36 - 5,70 / 2)^2 + 7,3 \cdot 7,3 \cdot (5,36 - 5,70 - 7,3 / 2)^2 / 7,241) = 295,3 \text{ cm}^4$$

Το στατικό σύστημα είναι η αμφιέριστη δοκός, το βέλος της αμφιέριστης

δοκού:  $\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E_a I_1}$

1<sup>η</sup> περίπτωση ελέγχου με τα ωφέλιμα φορτία:

$$q = 1,0 \cdot 2,83 = 2,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = (2,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,1875 \text{ m}) = 0,531 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 5,31 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Επομένως:

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{(5,31 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \cdot 250^4 \text{ cm}^4)}{(21000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 295,3 \text{ cm}^4)} = 0,044 \text{ cm} = 0,4 \text{ mm} < \frac{L_e}{350} = \frac{2500}{350} = 7,14 \text{ mm}$$



2<sup>η</sup> περίπτωση ελέγχου με τα συνολικά φορτία:

$$q_{ser} = 1,0 \cdot 12,06 + 1,0 \cdot 2,83 = 14,89 \frac{kN}{m^2} = (14,89 \frac{kN}{m^2} \cdot 0,175m) = 2,79 \frac{kN}{m} = 0,0279 \frac{kN}{cm}$$

Επομένως:

$$\delta_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0,0279 \frac{kN}{cm} \cdot 250^4 cm^4)}{(21000 \frac{kN}{cm^2} \cdot 295,3 cm^4)} = 0,229 cm = 2,29 mm < \frac{L_e}{250} = \frac{2500}{250} = 10 mm$$

Συνοπτικά, βρισκόμαστε εντός των οριακών τιμών των παραμορφώσεων.

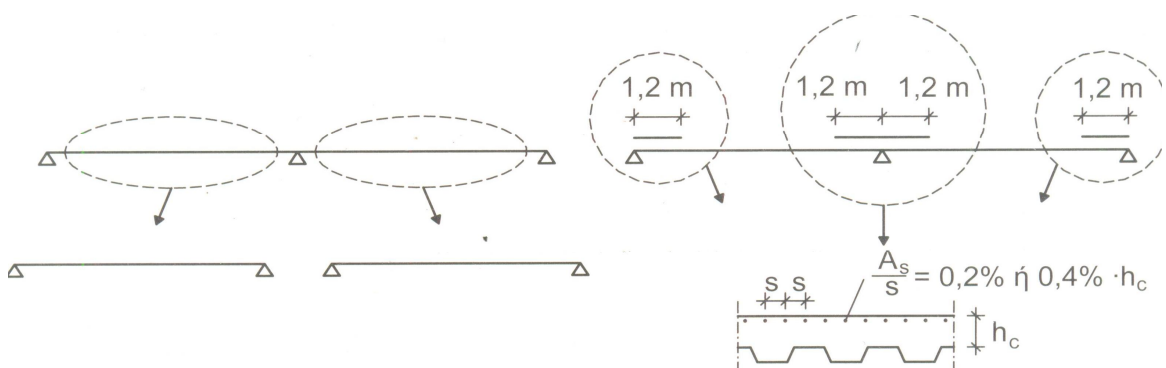
Στη συνέχεια ακολουθεί και ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας που αφορά τη ρηγμάτωση. Προς περιορισμό της ρηγμάτωσης, προβλέπεται πρόσθετος οπλισμός πλάκας (ελάχιστος οπλισμός ρηγμάτωσης) στις περιοχές των αρνητικών ροπών. Ο οπλισμός αυτός τοποθετείται επί μήκους 1,2m εκατέρωθεν των στηρίξεων. Το ποσοστό του πρόσθετου οπλισμού είναι 0,4% (ως ποσοστό του εμβαδού της πλάκας πάνω από το φύλλο) όταν προβλέπεται προσωρινή υποστήριξη. Έτσι έχουμε:

$$A_c = 18,75 \cdot 5,70 + \frac{(9,55 + 5,0) \cdot 7,3}{2} = 160 cm^2 / \text{φάτνωμα}$$

$$A_c = 160 cm^2 / 0,1875 m = 853,33 cm^2 / m$$

$$\text{Άρα: } A_s = 0,4\% \cdot 853,33 cm^2 / m = 3,41 cm^2 / m$$

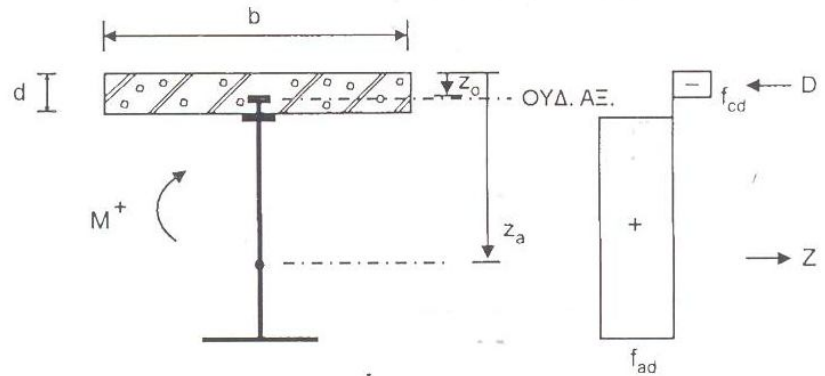
Τελικά τοποθετούνται: Φ8/14.



**Σχήμα 10:** Περιοχές ελάχιστου οπλισμού ρηγμάτωσης

## 4.2 Έλεγχος της σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού IPE330 του δώματος με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4

### 4.2.1 Έλεγχος κάμψης



**Σχήμα 11:** Κατανομή τάσεων στη διατομή για θετικές ροπές

Ο ρόλος των δευτερευουσών δοκών είναι η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες και οι μεταφορά τους στις κύριες. Οι δοκοί είναι σύμμικτες με το χαλυβδόφυλλο κάθετα στον άξονα της δοκού. Η έδρασή τους επί των κυρίων δοκών διαμορφώνεται ως απλή στήριξη. Το στατικό σύστημα των δευτερευουσών δοκών είναι αμφιέριστη δοκός. Η διάταξη αυτή έχει το πλεονέκτημα ότι η δοκός καταπονείται μόνο από θετικές ροπές, έτσι εξασφαλίζεται η πλήρη συμμετοχή του σκυροδέματος, το οποίο βρίσκεται μόνο υπό θλίψη. Έτσι στη συγκεκριμένη περίπτωση έχουμε μία αμφιέριστη δοκό μήκους  $l = 5,50m$ .

#### Στοιχεία διατομής IPE330:

$$\text{Ποιότητες υλικών: } C20/25 \rightarrow f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 2,0}{1,50} = 1,13 \frac{kN}{cm^2}$$

$$S355 \rightarrow f_{ad} = \frac{35,5}{1,1} = 32,27 \frac{kN}{cm^2}$$

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά διατομής:

$$b = 250cm$$

$$d = 13cm$$

$$z_a = 29,5cm$$

$$A_a = 62,61cm^2$$

$$A_c = 13cm \cdot 250cm = 3250cm^2$$

Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει το σκυρόδεμα υπό θλίψη είναι:

$$\bullet D_c^{\max} = A_c \cdot f_{cd} = 3250 \text{cm}^2 \cdot 1,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 3672,5 \text{kN}$$

Η μέγιστη δύναμη που μπορεί να παραλάβει ο χάλυβας σε εφελκυσμό είναι:

$$\bullet Z_a^{\max} = A_a \cdot f_{ad} = 62,61 \text{cm}^2 \cdot 32,27 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2020,4 \text{kN}$$

Όπως παρατηρούμε:  $D_c^{\max} > Z_a^{\max}$  άρα ο πλαστικός άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος.

Για να βρούμε τη θέση του πλαστικού ουδέτερου άξονα  $z_0$  εξισώνουμε τις δύο δυνάμεις:

$$Z_a^{\max} = D_c^{\max} \Rightarrow Z_a^{\max} = (b \cdot z_0) \cdot f_{cd} \Rightarrow z_0 = \frac{Z_a^{\max}}{(b \cdot f_{cd})} = \frac{2020,4}{(250 \cdot 1,13)} = 7,15 \text{cm}$$

$$\text{Ο μοχλοβραχίονας των δύο δυνάμεων είναι: } z_a - \frac{z_0}{2} = 29,5 - \frac{7,15}{2} = 25,93 \text{cm}$$

Τελικά η πλαστική ροπή αντοχής είναι:

$$M_{pl,Rd}^+ = Z_a^{\max} \cdot \left(z_a - \frac{z_0}{2}\right) = 2020,4 \cdot 25,93 = 52388,9 \text{kNcm} = 523,89 \text{kNm}$$

Εύρεση της ροπής σχεδιασμού που δρα στην κατασκευή:

### ΦΟΡΤΙΑ:

#### Μόνιμα

Ίδια βάρη : α) χαλυβδόφυλλου  $g_p = 0,0245 \text{kN/m}^2 \cdot 2,50 \text{m} = 0,06125 \text{kN/m}$

$$\beta) \text{ σκυροδέματος } g_c = (2,50 \text{m} \cdot 0,13 \text{m}) \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8,125 \text{kN/m}$$

$$\gamma) \text{ διατομής σιδηροδοκού } g_a = 0,491 \text{kN/m}$$

$$\text{Επικάλυψη } 2 \text{kN/m}^2 \cdot 2,50 \text{m} = 5 \text{kN/m}$$

$$\text{Τοιχοποιία } 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,50\text{m} = 10 \text{ kN/m}$$

$$\text{Πράσινη στέγη } 3,7 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,50\text{m} = 9,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Συνολικά μόνιμα: } 32,93 \text{ kN/m}$$

### Κινητά

$$\text{Κινητό φορτίο λόγω κανονικής χρήσης του κτιρίου } 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,50\text{m} = 5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Φορτίο χιονιού } 0,83 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,50\text{m} = 2,075 \text{ kN/m}$$

$$\text{Συνολικά κινητά: } 7,075 \text{ kN/m}$$

### Φορτίο σχεδιασμού:

$$p_{sd} = 1,35 \cdot 32,93 + 1,50 \cdot 7,075 = 55,07 \text{ kN/m}$$

### Ροπή σχεδιασμού:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{55,07 \cdot 5,50^2}{8} = 208,23 \text{ kNm} < M_{pl,Rd}^+ = 523,89 \text{ kNm}$$

Ομοίως έγινε έλεγχος στη δευτερεύουσα IPE270 με  $b = 1,77\text{m}$  αλλά και στη κύρια δοκό HEA240 με  $b = 2,50\text{m}$  οι οποίοι έδειξαν ότι αντέχουν τα δρώντα φορτία οι δοκοί και σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4.

Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθούν τα εξής που αφορούν τη διαδικασία κατασκευής των σύμμικτων διατομών-κατασκευών.

Οι σύμμικτες κατασκευές έχουν την ιδιορρυθμία ότι η διατομή που παραλαμβάνει τα δρώντα εντατικά μεγέθη μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Έτσι η αρχική διατομή πριν από τη έγχυση του σκυροδέματος αποτελείται από τη σιδηροδοκό η οποία παραλαμβάνει το ίδιο βάρος της. Κατά τη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος και πριν τη σκλήρυνσή του, η δοκός παραλαμβάνει το ίδιο βάρος της και το βάρος του υγρού σκυροδέματος. Μόνο μετά την πήξη του σκυροδέματος δρα ως σύμμικτη, παραλαμβάνοντας πλέον τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και τα κινητά φορτία. Δηλαδή, η σύμμικτη δοκός παραλαμβάνει εν γένει ένα τμήμα μόνο των μόνιμων φορτίων και όλα τα

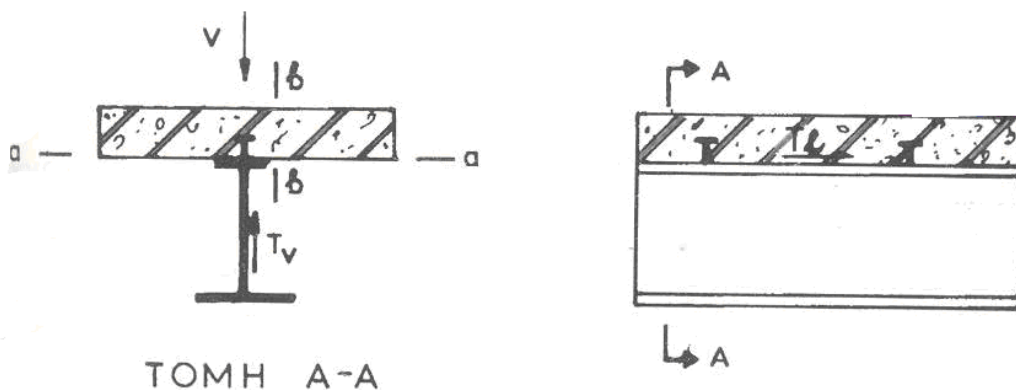
ωφέλιμα. Το ποσοστό των μονίμων φορτίων που παραλαμβάνει η σύμμικτη διατομή ονομάζεται και **βαθμός σύμμικτης δράσης**.

Όσο πιο ψηλός είναι αυτός ο βαθμός τόσο πιο οικονομική, δηλαδή μικρότερων διαστάσεων γίνεται η σιδηροδοκός, επειδή το άνω πέλιμα της στη σύμμικτη διατομή έχει ως κύριο σκοπό την τοποθέτηση των διατμητικών συνδέσμων.

Ο βαθμός σύμμικτης δράσης μπορεί να αυξηθεί με κατασκευαστικά μέτρα. Αν π.χ. κατά τη φάση της κατασκευής υποστηρίζεται πλήρως η σιδηροδοκός με ικριώματα μέχρι την πήξη του σκυροδέματος και την αποκατάσταση της σύμμικτης δράσης, τότε ο βαθμός σύμμικτης δράσης γίνεται 100%. Ο βαθμός σύμμικτης δράσης επηρεάζεται όμως σε δοκούς μεγάλου ανοίγματος και από την ακολουθία της σκυροδέτησης. Είναι δυνατόν με κατάλληλη ακολουθία σκυροδέτησης να αυξήσουμε το βαθμό σύμμικτης δράσης ακόμα και χωρίς προσωρινή στήριξη.

#### 4.2.2 Διαμήκης διάτμηση – Διατμητικοί σύνδεσμοι (ήλοι):

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή γίνεται με τους διατμητικούς συνδέσμους. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν τη διατμητική ροή μεταξύ τη χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος, εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή, σύμμικτη λειτουργία. Η αναπτυσσόμενη διάτμηση οφείλεται κυρίως στις τέμνουσες  $V$ .



**Σχήμα 12:** Διαμήκης διάτμηση

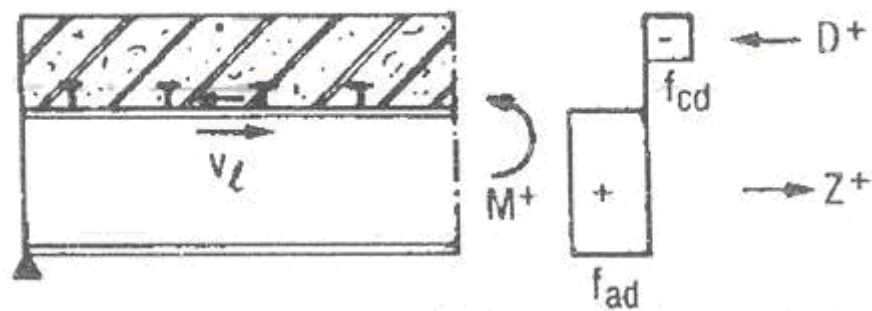
Αν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση, τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος και η διατμητική σύνδεση είναι πλήρης.

Θα υπολογίσουμε τη διαμήκη διάτμηση και τον απαιτούμενο αριθμό ήλων (για πλήρη διατμητική κάλυψη) της αμφιέριστης δευτερεύουσας δοκού ανοίγματος 5,5m, η οποία φέρει φορτίο σχεδιασμού  $p_{sd} = 55,07 \text{ kN/m}$ , άρα και  $M_{sd} = 208,23 \text{ kNm}$ .

Στοιχεία δοκού: χάλυβας S355, σκυρόδεμα C20/25

Στοιχεία ήλων: S235, Φ19

1<sup>ο</sup> βήμα: Εφόσον έχει εφαρμοστεί η πλαστική θεωρία για τον προσδιορισμό των αντιστάσεων, η διαμήκης διάτμηση υπολογίζεται από την εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός του μήκους της δοκού μεταξύ του άκρου ( $M=0$ ) και του μέσου ( $M^+$ ) όπου αναπτύσσεται η  $M_{pl,Rd}$  (δηλαδή εξετάζω τη μισή δοκό).



**Σχήμα 13:** Ισορροπία οριζόντιων δυνάμεων εντός του μήκους της μισής δοκού

Έτσι συνολικά η διαμήκης διάτμηση στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι:

$V_l = D^+ = A_{cd} \cdot f_{cd} = 3250 \text{ cm}^2 \cdot 1,13 \text{ kN/cm}^2 = 3672,5 \text{ kN}$  (εντός του κρίσιμου μήκους της μισής δοκού). Η δύναμη αυτή επιτρέπεται να μειωθεί με το λόγο της δρώσας ροπής προς τη ροπή αντοχής.

$$\text{Τελικά για τη μισή δοκό ισχύει: } V_l = D^+ \cdot \frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} = 3672,5 \cdot \frac{208,23}{523,89} = 1459,7kN$$

2<sup>ο</sup> βήμα: Θα χρησιμοποιήσουμε όλκιμους ήλους S235, Φ19. Υπολογίζουμε την οριακή αντοχή του ήλου ως εξής:

$$P_{rd} = \min \left\{ 0,8 \cdot f_u \cdot \left( \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v, 0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \right\} =$$
$$\min \left( 0,8 \cdot 36 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 1,9^2}{4} \right) / 1,25, 0,29 \cdot 1,0 \cdot 1,9^2 \cdot \sqrt{2,0 \cdot 2900} / 1,25 \right) =$$
$$\min(65,33,63,78) = 63,78kN$$

όπου:

$d_s = 1,9$  cm η διάμετρος κορμού του ήλου

$f_u = 36kN/cm^2$  ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου  $\leq 50kN/cm^2$

$f_{ck}, E_{cm}$  = θλιπτική αντοχή και μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

$$a = 1 \text{ για } \frac{h}{d} = \frac{10cm}{1,9cm} = 5,26 > 4$$

3<sup>ο</sup> βήμα: Θα τοποθετήσω τόσους διατμητικούς ήλους ώστε στο μέσο να μπορεί να αναπτυχθεί η  $M_{pl,Rd}$ . Ο αριθμός των ήλων που πρέπει να τοποθετηθούν στη

$$\text{μισή δοκό είναι: } n = \frac{V_l}{P_{rd}} = \frac{1459,7}{63,78} = 22,9 = 23.$$

Συνολικά επιλέγονται  $23 \times 2 = 46$  σύνδεσμοι για όλη τη δοκό.

Είναι δυνατή η κάλυψη της διαμήκου διάτμησης με ομοιόμορφη κατανομή των διατμητικών συνδέσμων. Οι προϋποθέσεις για την παραπάνω τοποθέτηση είναι:

- Όλκιμη συμπεριφορά ήλων
- Μήκος δοκού  $< 25m$
- $\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 2,5 \Rightarrow \frac{208,23}{523,89} = 0,4 < 2,5$

Άρα κανονικά σύμφωνα με τα παραπάνω θα πρέπει να τοποθετήσουμε σε όλο το μήκος της δοκού ή  $1\Phi 19/12\text{cm}$  ( $550/46=12\text{cm}$ ) ή  $2\Phi 19/24$ .

Όμως πρέπει να λάβουμε υπόψη μας ότι οι ήλοι θα πρέπει να τοποθετηθούν στις αυλακώσεις του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου. Τα μέσα δύο συνεχόμενων αυλακώσεων απέχουν 19cm άρα τελικά τοποθετούμε τους ήλους ανά 19cm.

4<sup>ο</sup> βήμα: Έλεγχος αποστάσεων ήλων

• Στη διεύθυνση της δύναμης:

$5 \cdot d_s < s < \min\{6 \cdot d, 80\}$ , όπου  $s$  η απόσταση των ήλων κατά διαμήκη διεύθυνση της δοκού που επιλέχθηκε  $s=19\text{cm}$ .

$$5 \cdot 1,9 = 9,5 < 19 < \{5 \cdot 13,80\}$$

• Στην κάθετη διεύθυνση της δύναμης:

1.  $s_v > 2,5 \cdot d_z \Rightarrow s_v > 4,75\text{cm}$ , όπου  $s_v$  η εγκάρσια απόσταση

2.  $1,5 \cdot d_s < a < 9 \cdot t_f \cdot \varepsilon \Rightarrow 1,5 \cdot 1,9 < a < 9 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \Rightarrow 2,85\text{cm} < a < 10,35\text{cm}$

όπου  $a$  εγκάρσια απόσταση ακραίου ήλου από πέλμα

3.  $d_s < 2,5 \cdot t_f \Rightarrow d_s < 2,5 \cdot 1,15 \Rightarrow d_s < 2,875\text{cm}$

### 4.3 Ικανοτικός σχεδιασμός

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν τη διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων.

Στην ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενοι διαγώνιοι.



Τα υποστυλώματα θα πρέπει να πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Όπου:

- $N_{pl,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης  $M_{Ed}$ , τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- $N_{Ed,G}$  είναι η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.
- $N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη στο υποστυλώμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού.
- $\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που εκφράζει την πιθανότητα το πραγματικό όριο διαρροής να είναι μεγαλύτερο από το ονομαστικό όριο διαρροής, η προτεινόμενη τιμή είναι 1,25.
- $\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου:  
 $N_{pl,Rd,i}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$   
 $N_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Έτσι σύμφωνα με τα προηγούμενα, για την εφαρμογή τους στη περίπτωση του κτιρίου μας δημιουργούμε δύο συνδυασμούς φόρτισης για τον έλεγχο - διαστασιολόγηση των υποστυλωμάτων που γειτνιάζουν με συνδέσμους δυσκαμψίας.

Οι συνδυασμοί φόρτισης:

- **COMBO 7 (REX):**

$$1,00 \cdot (G_{IB} + PLANT + WALL + CLADDING) + 0,30 \cdot (LIVE1 + LIVE2 + STAIRCASE) \pm 5,50 \cdot EX \pm 0,30 \cdot EY$$

- **COMBO 8 (REY):**

$$1,00 \cdot (G_{IB} + PLANT + WALL + CLADDING) + 0,30 \cdot (LIVE1 + LIVE2 + STAIRCASE) \pm 0,30 \cdot EX \pm 5,50 \cdot EY$$

Οι παραπάνω συνδυασμοί προκύπτουν από τους συνδυασμούς των δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού αλλάζοντας το συντελεστή 1,00 με το συντελεστή 5,50.

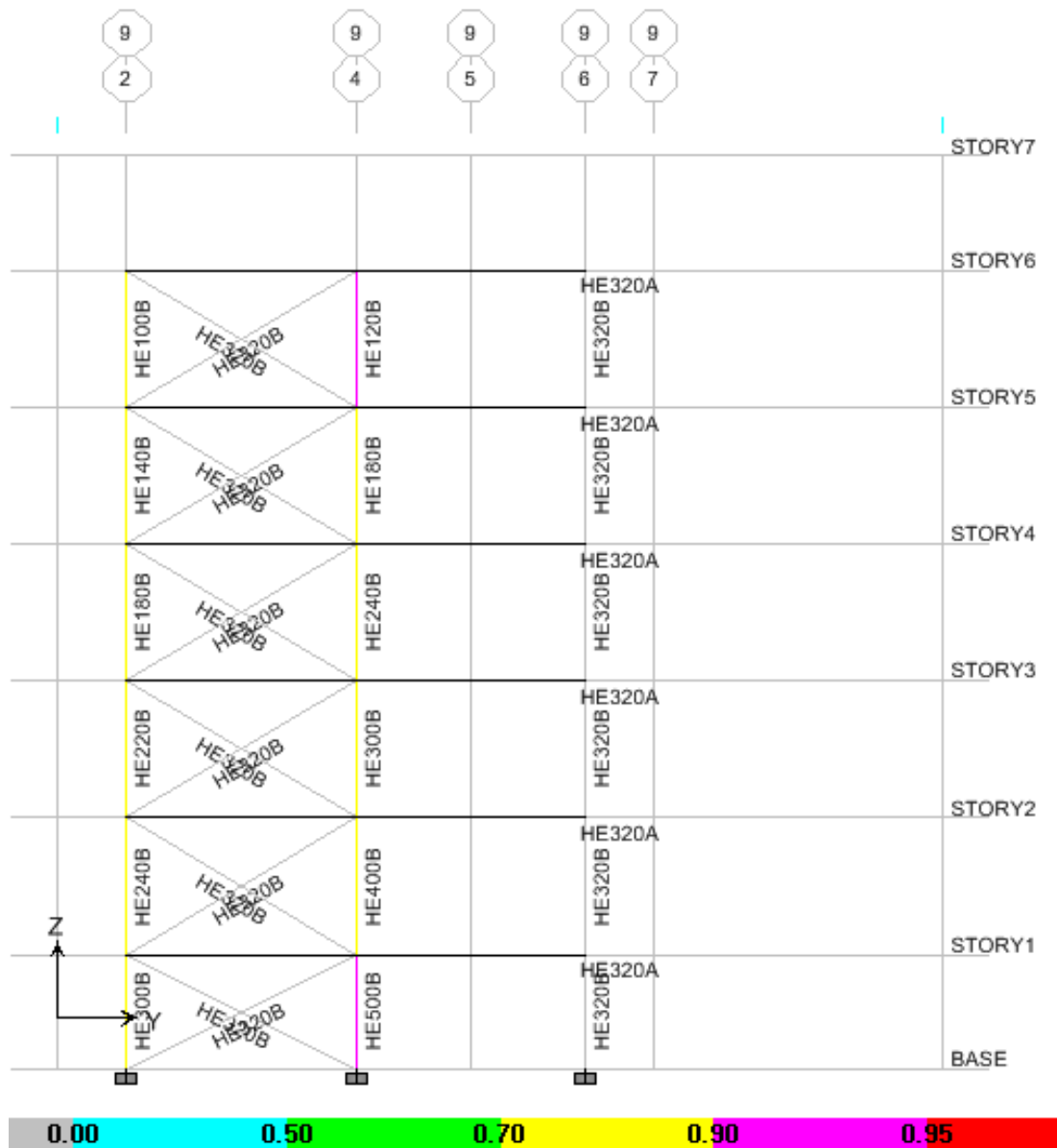
Όπου  $1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 4 = 5,50$

Όπου  $\Omega = q = 4$  είναι η μέγιστη τιμή που μπορεί να λάβει το  $\Omega$

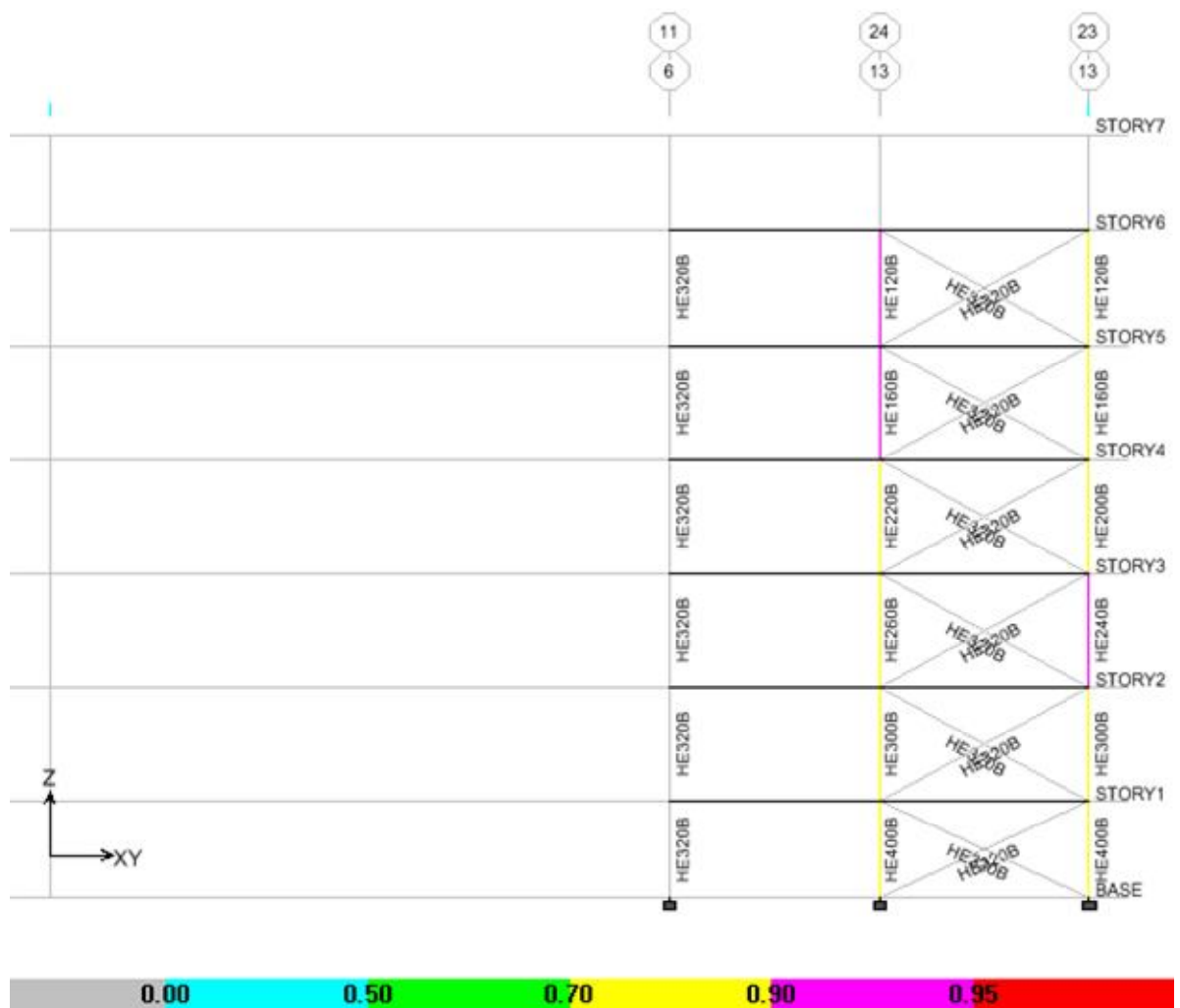
Με τους παραπάνω συνδυασμούς φορτίστηκε το μοντέλο στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων και προέκυψαν οι αυξημένες διατομές των υποστυλωμάτων. Παρακάτω παρατίθενται οι όψεις του κτιρίου που δείχνουν τις νέες-τελικές διατομές των υποστυλωμάτων:



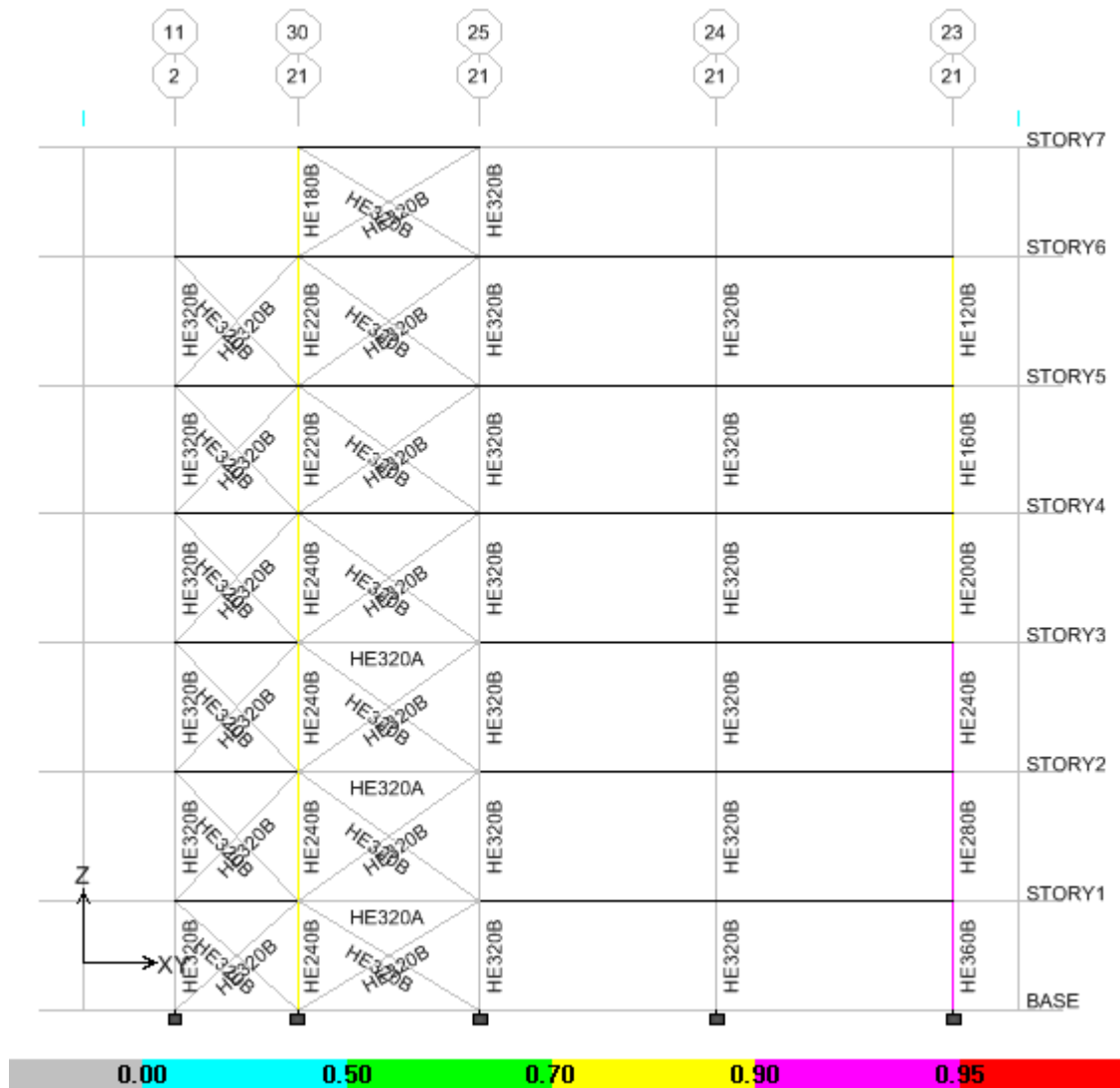
**Εικόνα 133:** Διατομές υποστυλωμάτων βάσει ικανοτικού σχεδιασμού - τομή 2



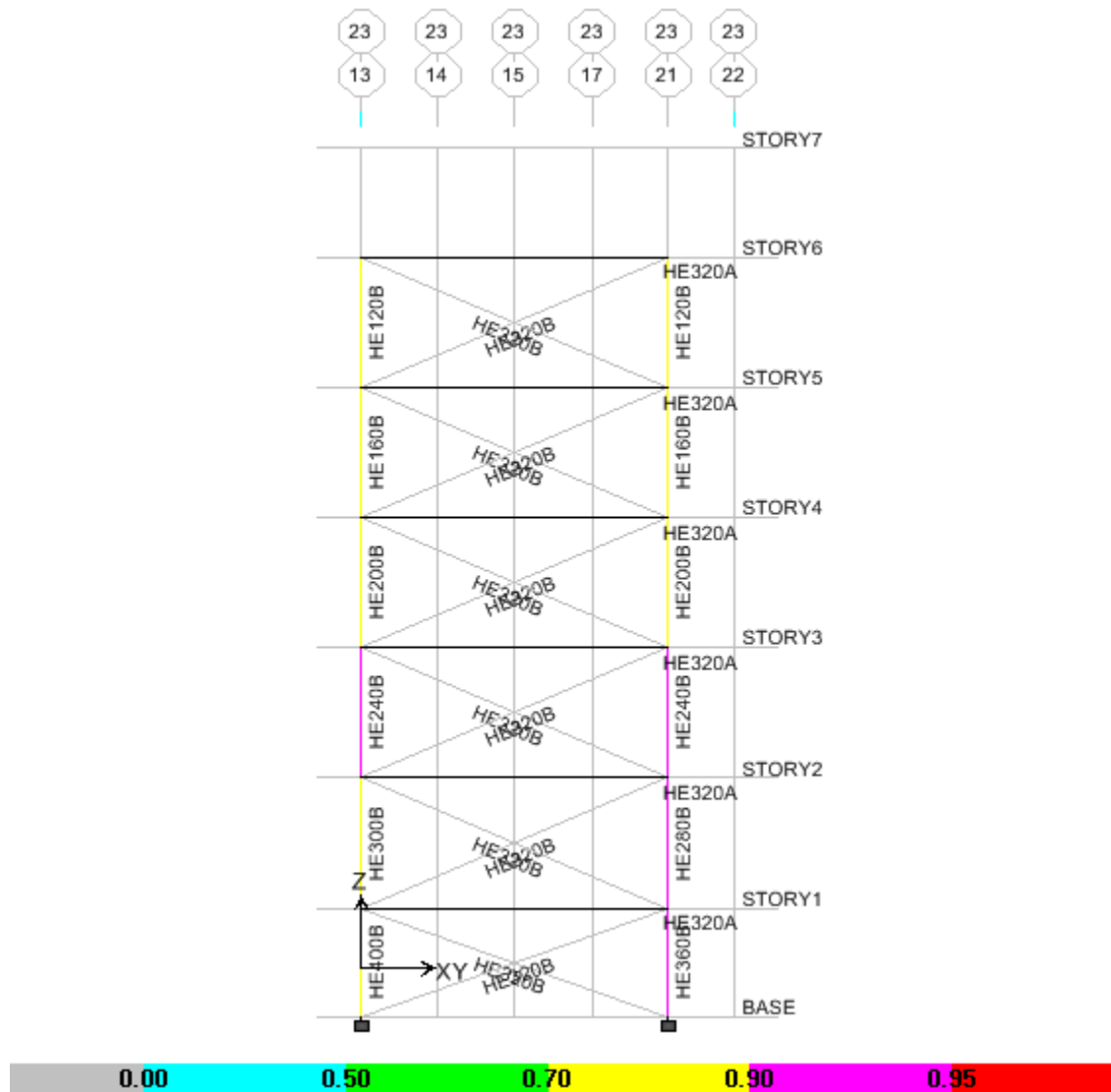
Εικόνα 134: Διατομές υποστυλωμάτων βάσει ικανοτικού σχεδιασμού - τομή 9



Εικόνα 135: Διατομές υποστυλωμάτων βάσει ικανοτικού σχεδιασμού - τομή 13



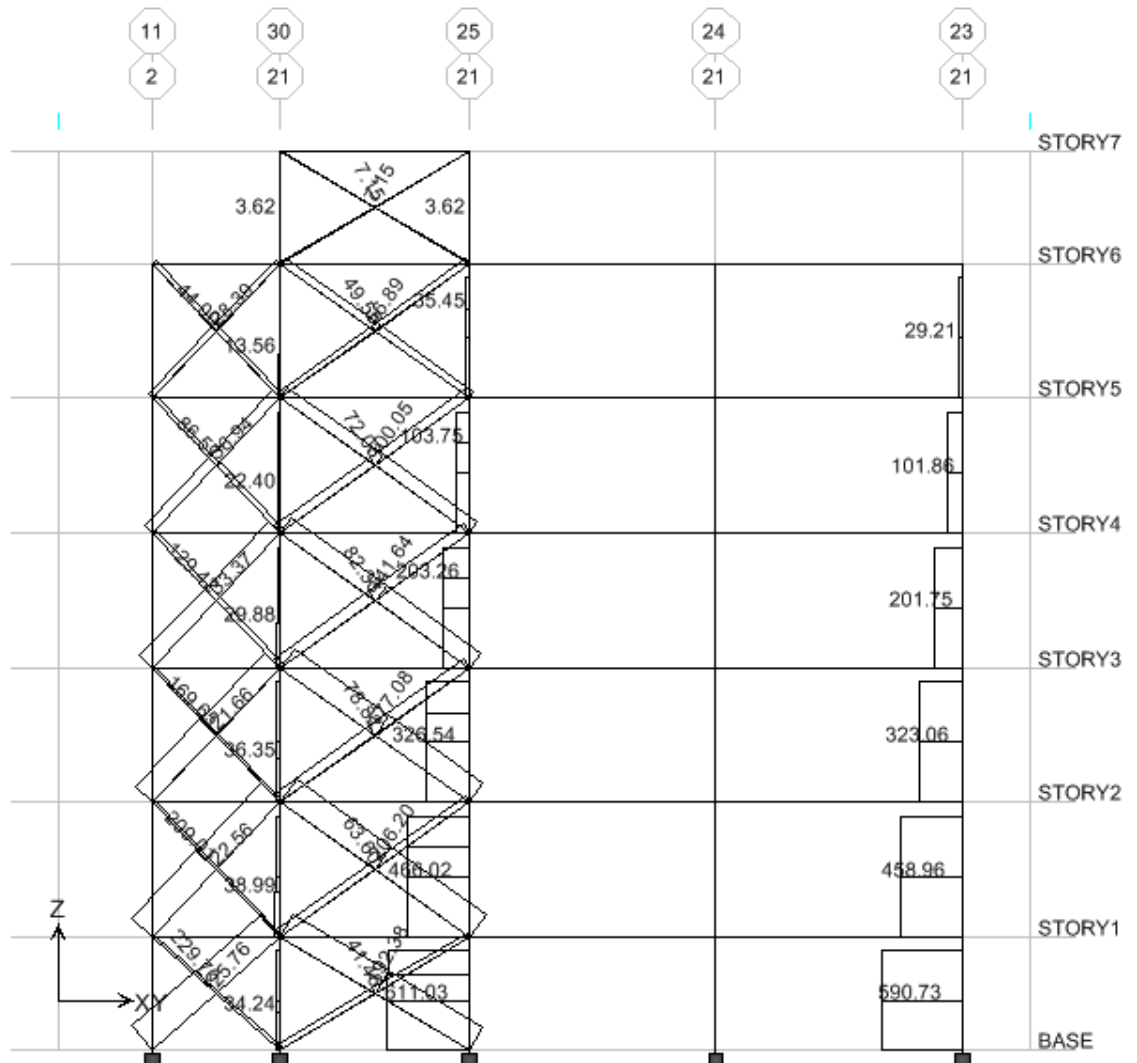
Εικόνα 136: Διατομές υποστυλώματος βάσει ικανοτικού σχεδιασμού – τομή 21



Εικόνα 137: Διατομές υποστυλωμάτων βάσει ικανοτικού σχεδιασμού – τομή 23

Παρατήρηση:

- Στην όψη 21 (εικόνα 136) επιλέχθηκε να διαστασιολογηθεί το μεσαίο από τα τρία υποστυλώματα καθώς βλέπουμε από τα εντατικά μεγέθη ότι οι σύνδεσμοι που καταλήγουν στο συγκεκριμένο υποστυλόμεν εντείνονται περισσότερο όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα:



**Εικόνα 138:** Ένταση- αξονικές δυνάμεις συνδέσμων δυσκαμψίας που καταλήγουν στο μεσαίο υποστυλόμεν (21)-(30)

#### **4.4 Συνδέσεις**

---



**INSTANT**

**Έλεγχος συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3  
(Αναλυτική αναφορά)**

---

<b>ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ</b>	
Αρχείο	<b>Συνδέσεις</b>
Ημερομηνία	<b>17/10/2009</b>
Μηχανικός	<b>ΜΚ</b>
Έργο	<b>5οροφο</b>

<b>ΜΟΝΑΔΕΣ</b>	
Μήκος	<b>mm</b>
Δύναμη	<b>kN</b>
Γωνία	<b>deg</b>

<b>ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ</b>	
Κανονισμός	<b>ENV(1993-1-1)</b>
$\gamma M_o$	<b>1.10</b>
$\gamma M_b$ (διάτμηση)	<b>1.25</b>
$\gamma M_b$ (εφελκυσμός)	<b>1.25</b>
$\gamma M_w$	<b>1.25</b>
$\gamma M_2$	<b>1.25</b>



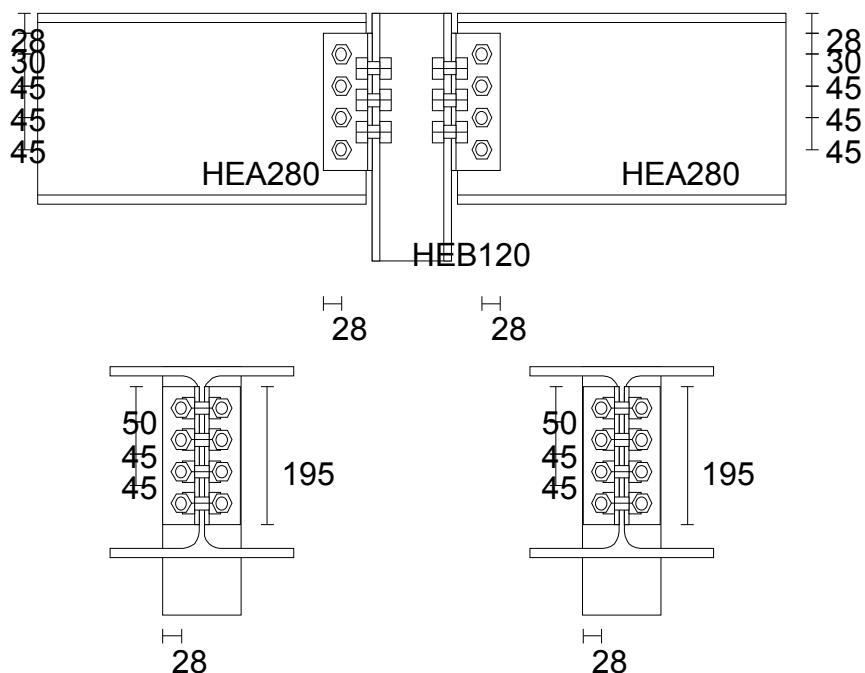
<b>ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΕΣ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ</b>	
1	<b>ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ</b>
2	<b>ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ – ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑ ΔΟΚΟΣ</b>
3	<b>ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ</b>

<b>ΕΠΙΛΕΓΜΕΝΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ</b>	
1	<b>COMB2LIVE - COMB7REX</b>

## ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1	ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ.....	- 163 -
1.0	ΔΕΔΟΜΕΝΑ .....	- 163 -
1.1	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [COMB2LIVE].....	- 166 -
1.1.1	<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ</b> .....	- 166 -
1.1.1.1	<i>ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ</i> .....	- 166 -
1.1.2	<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΔΟΚΟ</b> .....	- 168 -
1.1.2.1	<i>ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ</i> .....	- 168 -
2	ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ - ΔΕΥΤΕ.....	- 170 -
2.0	ΔΕΔΟΜΕΝΑ .....	- 170 -
2.1	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [COMB2LIVE].....	- 174 -
2.1.1	<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ</b> .....	- 174 -
2.1.1.1	<i>ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ</i> .....	- 174 -
2.1.2	<b>ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΔΟΚΟ</b> .....	- 176 -
2.1.2.1	<i>ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ</i> .....	- 176 -
3	ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ .....	- 178 -
3.0	ΔΕΔΟΜΕΝΑ .....	- 178 -
3.1	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [COMB7REX] .....	- 181 -

### ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ - ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ



Περιγραφή:

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ (ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟ ΠΕΛΜΑ)**

### ΔΕΔΟΜΕΝΑ

#### Δεδομένα διατομών συνδεόμενων μελών

<i>Γεωμετρικά &amp; μηχανικά χαρακτηριστικά συνδεόμενων μελών / Συνδεόμενο μέλος</i>	<b>Υποσύλωμα</b>	<b>Δεξιά Δοκός</b>	<b>Αριστερή Δοκός</b>
Διατομή	HEB120	HEA280	HEA280
Ύψος (h) (mm)	120.00	270.00	270.00
Πλάτος πέλματος (b <sub>f</sub> ) (mm)	120.00	280.00	280.00
Πάχος πέλματος (t <sub>f</sub> ) (mm)	11.00	13.00	13.00
Πάχος κορμού (t <sub>w</sub> ) (mm)	6.50	8.00	8.00
Ακτίνα καμπυλότητας r (mm)	12.00	24.00	24.00
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	3400.00	9730.00	9730.00

**Δεδομένα υλικού συνδεόμενων μελών**

<b>Ποιότητα Χάλυβα / Συνδεόμενο μέλος</b>	<b>Υποσύλωμα</b>	<b>Δεξιά Δοκός</b>	<b>Αριστερή Δοκός</b>
Ποιότητα χάλυβα	S355	S355	S355
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.355	0.355	0.355
Όριο αστοχίας $f_{ub}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.510	0.510	0.510

**ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ**

<b>Χαρακτηριστικά</b>	<b>Δοκός</b>
Διατομή	L75x55x7
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	866.00
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποσύλωμα (mm)	55.000
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό (mm)	75.000
Πάχος (mm)	7.000
Μήκος γωνιακού (mm)	195.000
Ποιότητα χάλυβα	S355
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.355
Όριο αστοχίας $f_{ub}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.510
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb) (mm)	28.00

**ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ**

	<b>Υποσύλωμα</b>	<b>Δοκός</b>
Τύπος	Κανονικοί	Κανονικοί
Διάμετρος (d)	16.00	16.00
Διάμετρος οπής (d <sub>0</sub> )	18.00	18.00
Εμβαδόν κοχλία (A)	201.00	201.00
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (A <sub>s</sub> )	157.00	157.00
Ποιότητα	10.9	10.9
Όριο διαρροής	0.900	0.900
Όριο αστοχίας	1.000	1.000
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εκτός σπειρώματος	εκτός σπειρώματος
Απόσταση από άκρο (e <sub>1</sub> ) (mm)	50.00	30.00
Απόσταση από άκρο (e <sub>2</sub> ) (mm)	28.00	28.00
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p <sub>1</sub> ) (mm)	45.00	45.00
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p <sub>2</sub> ) (mm)	45.00	45.00
Αριθμός σειρών κοχλιών	3	4
Αριθμός κολονών κοχλιών	1	1

<b>ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ</b>	
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qcb) (mm)	<b>10.00</b>

**ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ**

<b>Χαρακτηριστικά</b>	<b>Δοκός</b>
Διατομή	L75x55x7
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	866.00
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστύλωμα (mm)	55.000
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό (mm)	75.000
Πάχος (mm)	7.000
Μήκος γωνιακού (mm)	195.000
Ποιότητα χάλυβα	S355
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.355
Όριο αστοχίας $f_{ub}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.510
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb) (mm)	28.00

**ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ**

	<b>Υποστύλωμα</b>	<b>Δοκός</b>
Τύπος	Κανονικοί	Κανονικοί
Διάμετρος (d)	16.00	16.00
Διάμετρος οπής (d <sub>0</sub> )	18.00	18.00
Εμβαδόν κοχλία (A)	201.00	201.00
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (A <sub>s</sub> )	157.00	157.00
Ποιότητα	10.9	10.9
Όριο διαρροής	0.900	0.900
Όριο αστοχίας	1.000	1.000
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εκτός σπειρώματος	εκτός σπειρώματος
Απόσταση από άκρο (e <sub>1</sub> ) (mm)	50.00	30.00
Απόσταση από άκρο (e <sub>2</sub> ) (mm)	28.00	28.00
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p <sub>1</sub> ) (mm)	45.00	45.00
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p <sub>2</sub> ) (mm)	45.00	45.00
Αριθμός σειρών κοχλιών	3	4
Αριθμός κολονών κοχλιών	1	1

<b>ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ</b>	
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qcb) (mm)	<b>10.00</b>

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [COMB2LIVE]

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

	Τέμνουσα (kN)
<b>Δεξιά δοκός</b>	104.930
<b>Αριστερή δοκός</b>	105.170

### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

#### *ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ*

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$ (kN)	<b>192.96</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>42.06</b>
Λόγος	<b>0.22</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>45.84</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>21.03</b>
Λόγος	<b>0.46</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>55.00</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>42.06</b>
Λόγος	<b>0.76</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>202.82</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>52.47</b>
Λόγος	<b>0.26</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>347.65</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>104.93</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού (6.5.2.2)</b>	
Λόγος	<b>0.30</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση δοκού (5.4.6)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>592.15</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>104.93</b>
Λόγος	<b>0.18</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε υποστύλωμα (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$ (kN)	<b>96.48</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>17.49</b>
Λόγος	<b>0.18</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με υποστύλωμα (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>48.13</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>17.49</b>
Λόγος	<b>0.36</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας πέλματος υποστυλώματος (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>75.63</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>17.49</b>
Λόγος	<b>0.23</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με υποστύλωμα (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>232.50</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>52.47</b>
Λόγος	<b>0.23</b>

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

**Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού (6.5.5)**

Λόγος  
Η αντοχή είναι

: 0.76 < 1.00  
: **ΕΠΑΡΚΗΣ**

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΔΟΚΟ

**ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ**

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$ (kN)	<b>192.96</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>42.16</b>
Λόγος	<b>0.22</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεομένου σε δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>45.84</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>21.08</b>
Λόγος	<b>0.46</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>55.00</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>42.16</b>
Λόγος	<b>0.77</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεομένου σε δοκό (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>202.82</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>52.59</b>
Λόγος	<b>0.26</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>347.65</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>105.17</b>
Λόγος	<b>0.30</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση δοκού (5.4.6)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>592.15</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>105.17</b>
Λόγος	<b>0.18</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε υποστύλωμα (6.5.5)</b>	
--	--



<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε υποστύλωμα (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$ (kN)	<b>96.48</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>17.53</b>
Λόγος	<b>0.18</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με υποστύλωμα (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>48.13</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>17.53</b>
Λόγος	<b>0.36</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας πέλματος υποστυλώματος (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>75.63</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>17.53</b>
Λόγος	<b>0.23</b>

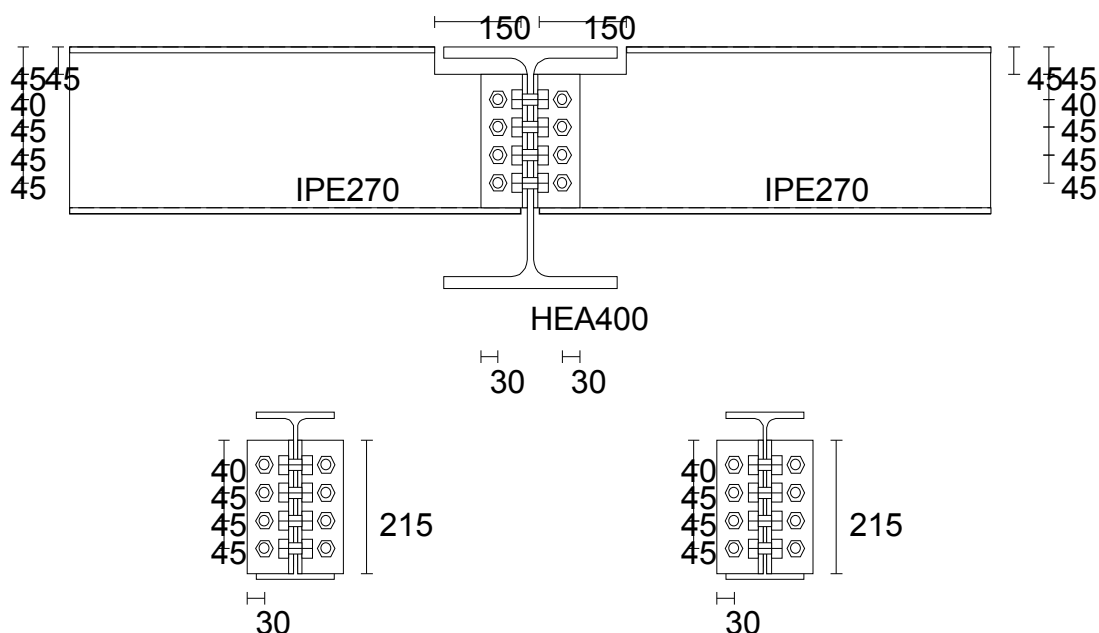
<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με υποστύλωμα (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>232.50</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>52.59</b>
Λόγος	<b>0.23</b>

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

**Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού (6.5.5)**

Λόγος : 0.77 < 1.00  
 Η αντοχή είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

### ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ – ΔΕΥΤΕΡΕΥΟΥΣΑ ΔΟΚΟΣ



Περιγραφή:

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ  
(ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ)**

### ΔΕΔΟΜΕΝΑ

#### Δεδομένα διατομών συνδεόμενων μελών

<i>Γεωμετρικά &amp; μηχανικά χαρακτηριστικά συνδεόμενων μελών / Συνδεόμενο μέλος</i>	<i>Girder</i>	<i>Δεξιά Δοκός</i>	<i>Αριστερή Δοκός</i>
Διατομή	HEA400	IPE270	IPE270
Ύψος (h) (mm)	390.00	270.00	270.00
Πλάτος πέλματος ( $b_f$ ) (mm)	300.00	135.00	135.00
Πάχος πέλματος ( $t_f$ ) (mm)	19.00	10.20	10.20
Πάχος κορμού ( $t_w$ ) (mm)	11.00	6.60	6.60
Ακτίνα καμπυλότητας r (mm)	27.00	15.00	15.00
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	15900.00	4590.00	4590.00

**Δεδομένα υλικού συνδεόμενων μελών**

<b>Ποιότητα Χάλυβα / Συνδεόμενο μέλος</b>	<b>Girder</b>	<b>Δεξιά Δοκός</b>	<b>Αριστερή Δοκός</b>
Ποιότητα χάλυβα	S355	S355	S355
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.355	0.355	0.355
Όριο αστοχίας $f_{ub}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.510	0.510	0.510

**ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ**

<b>Χαρακτηριστικά</b>	<b>Δοκός</b>
Διατομή	L80x8
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	1230.00
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστύλωμα (mm)	80.000
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό (mm)	80.000
Πάχος (mm)	8.000
Μήκος γωνιακού (mm)	215.000
Ποιότητα χάλυβα	S355
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.355
Όριο αστοχίας $f_{ub}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.510
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb) (mm)	45.00

**ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ**

	<b>Κύρια Δοκός</b>	<b>Δοκός</b>
Τύπος	Κανονικοί	Κανονικοί
Διάμετρος (d)	16.00	16.00
Διάμετρος οπής (d <sub>0</sub> )	18.00	18.00
Εμβαδόν κοχλία (A)	201.00	201.00
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (A <sub>s</sub> )	157.00	157.00
Ποιότητα	10.9	10.9
Όριο διαρροής	0.900	0.900
Όριο αστοχίας	1.000	1.000
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εκτός σπειρώματος	εκτός σπειρώματος
Απόσταση από άκρο (e <sub>1</sub> ) (mm)	40.00	40.00
Απόσταση από άκρο (e <sub>2</sub> ) (mm)	30.00	30.00
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p <sub>1</sub> ) (mm)	45.00	45.00
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p <sub>2</sub> ) (mm)	45.00	45.00

	<b>Κύρια Δοκός</b>	<b>Δοκός</b>
Αριθμός σειρών κοχλιών	4	4
Αριθμός κολονών κοχλιών	1	1

<b>ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ</b>	
Μήκος πάνω απότμησης (mm)	<b>150.00</b>
Πλάτος πάνω απότμησης (mm)	<b>45.00</b>
Μήκος κάτω απότμησης (mm)	<b>0.00</b>
Πλάτος κάτω απότμησης (mm)	<b>0.00</b>
Πάνω πέλμα δοκού και πέλμα κύριας δοκού (qbcf) (mm)	<b>0.00</b>
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qcb) (mm)	<b>10.00</b>

### ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

<b>Χαρακτηριστικά</b>	<b>Δοκός</b>
Διατομή	L80x8
Εμβαδόν διατομής A (mm <sup>2</sup> )	1230.00
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστύλωμα (mm)	80.000
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό (mm)	80.000
Πάχος (mm)	8.000
Μήκος γωνιακού (mm)	215.000
Ποιότητα χάλυβα	S355
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.355
Όριο αστοχίας $f_{ub}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.510
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qclb) (mm)	45.00

### ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

	<b>Κύρια Δοκός</b>	<b>Δοκός</b>
Τύπος	Κανονικοί	Κανονικοί
Διάμετρος (d)	16.00	16.00
Διάμετρος οπής (d <sub>0</sub> )	18.00	18.00
Εμβαδόν κοχλία (A)	201.00	201.00
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (A <sub>s</sub> )	157.00	157.00
Ποιότητα	10.9	10.9
Όριο διαρροής	0.900	0.900
Όριο αστοχίας	1.000	1.000
Το επίπεδο διάτμησης είναι	εκτός	εκτός

	<b>Κύρια Δοκός</b>	<b>Δοκός</b>
	σπειρώματος	σπειρώματος
Απόσταση από άκρο ( $e_1$ ) (mm)	40.00	40.00
Απόσταση από άκρο ( $e_2$ ) (mm)	30.00	30.00
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών ( $p_1$ ) (mm)	45.00	45.00
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών ( $p_2$ ) (mm)	45.00	45.00
Αριθμός σειρών κοχλιών	4	4
Αριθμός κολονών κοχλιών	1	1

<b>ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ</b>	
Μήκος πάνω απότμησης (mm)	<b>150.00</b>
Πλάτος πάνω απότμησης (mm)	<b>45.00</b>
Μήκος κάτω απότμησης (mm)	<b>0.00</b>
Πλάτος κάτω απότμησης (mm)	<b>0.00</b>
Πάνω πέλμα δοκού και πέλμα κύριας δοκού (qbfcf) (mm)	<b>0.00</b>
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qcb) (mm)	<b>10.00</b>

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [COMB2LIVE]

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

	Τέμνουσα (kN)
Δεξιά δοκός	72.130
Αριστερή δοκός	72.130

### ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

#### ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό (6.5.5)	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$ (kN)	<b>192.96</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>30.05</b>
Λόγος	<b>0.16</b>

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό (6.5.5)	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>55.00</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>15.03</b>
Λόγος	<b>0.27</b>

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού (6.5.5)	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>45.38</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>30.05</b>
Λόγος	<b>0.66</b>

Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό (6.5.2.2)	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>269.48</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>36.07</b>
Λόγος	<b>0.13</b>

Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού (6.5.2.2)	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>269.97</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>72.13</b>
Λόγος	<b>0.27</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση δοκού (5.4.6)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>408.49</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>72.13</b>
Λόγος	<b>0.18</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$ (kN)	<b>192.96</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>9.02</b>
Λόγος	<b>0.05</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>55.00</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>9.02</b>
Λόγος	<b>0.16</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>75.63</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>9.02</b>
Λόγος	<b>0.12</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>269.48</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>36.07</b>
Λόγος	<b>0.13</b>

<b>Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού (5.4.6)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>881.33</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>72.13</b>
Λόγος	<b>0.08</b>

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

**Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού (6.5.5)**

Λόγος  
Η αντοχή είναι

: 0.66 < 1.00  
: **ΕΠΑΡΚΗΣ**

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΑΡΙΣΤΕΡΗ ΔΟΚΟ

**ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ**

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$ (kN)	<b>192.96</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>30.05</b>
Λόγος	<b>0.16</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>55.00</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>15.03</b>
Λόγος	<b>0.27</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>45.38</b>
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία (kN)	<b>30.05</b>
Λόγος	<b>0.66</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>269.48</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>36.07</b>
Λόγος	<b>0.13</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>269.97</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>72.13</b>
Λόγος	<b>0.27</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση δοκού (5.4.6)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>408.49</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>72.13</b>
Λόγος	<b>0.18</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία $F_{v,Rd}$ (kN)	<b>192.96</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>9.02</b>
Λόγος	<b>0.05</b>



<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>55.00</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>9.02</b>
Λόγος	<b>0.16</b>

<b>Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού (6.5.5)</b>	
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ (kN)	<b>75.63</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>9.02</b>
Λόγος	<b>0.12</b>

<b>Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό (6.5.2.2)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>269.48</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>36.07</b>
Λόγος	<b>0.13</b>

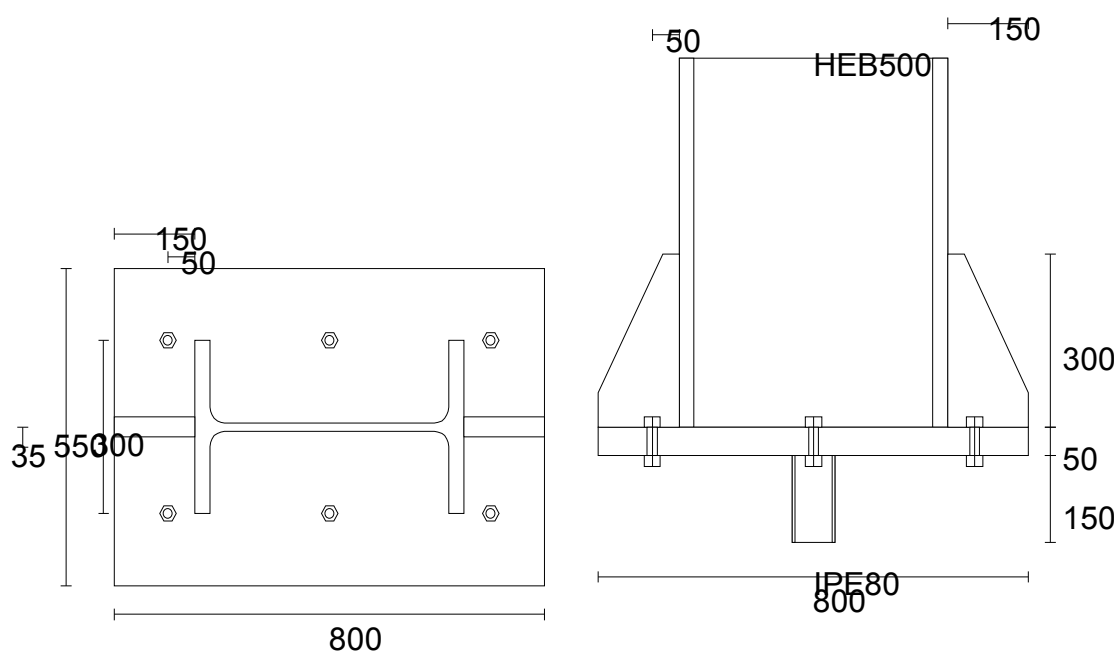
<b>Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού (5.4.6)</b>	
Αντοχή σε διάτμηση (kN)	<b>881.33</b>
Διατμητική Δύναμη (kN)	<b>72.13</b>
Λόγος	<b>0.08</b>

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

**Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού (6.5.5)**

Λόγος : 0.66 < 1.00  
 Η αντοχή είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

## ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ



Περιγραφή:

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ: ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)**

## ΔΕΔΟΜΕΝΑ

### Δεδομένα διατομών συνδεόμενων μελών

<i>Γεωμετρικά &amp; μηχανικά χαρακτηριστικά συνδεόμενων μελών / Συνδεόμενο μέλος</i>	<i>Υποσύλωμα</i>
Διατομή	HEB500
Ύψος (h) (mm)	500.00
Πλάτος πέλματος ( $b_f$ ) (mm)	300.00
Πάχος πέλματος ( $t_f$ ) (mm)	28.00
Πάχος κορμού ( $t_w$ ) (mm)	14.50
Ποιότητα χάλυβα	S355
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.355

**Δεδομένα πλάκας έδρασης**

<b>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά</b>	
Πλευρά ( $h_p$ ) (mm)	800.00
Πλευρά ( $b_p$ ) (mm)	550.00
Πάχος ( $t_p$ ) (mm)	50.00
Ποιότητα χάλυβα	S355
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.335
Πάχος συγκόλλησης στον κορμό ( $a_w$ ) (mm)	15.00
Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα ( $a_f$ ) (mm)	30.00

**Δεδομένα σκυροδέματος**

<b>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά</b>	
Ποιότητα	C20
Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού (kN/mm <sup>2</sup> )	0.01333
Διατμητική αντοχή σχεδιασμού (kN/mm <sup>2</sup> )	0.00110
Μέτρο Ελαστικότητας (kN/mm <sup>2</sup> )	29.00
Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_c$	1.50

**Δεδομένα αγκυρίων (με άγκιστρο)**

<b>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά</b>	
Διάμετρος (d) (mm)	16.00
Ποιότητα	10.9
Όριο διαρροής $f_{yb}$ (kN/mm <sup>2</sup> )	0.900
Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης (mm)	24.00
Διάμετρος άγκιστρου (D) (mm)	50.00
Ευθύγραμμο μήκος άγκιστρου (l <sub>2</sub> ) (mm)	100.00
Μήκος αγκυρίου (H) (mm)	500.00

<b>Τοπολογία αγκυρίων</b>	
Αριθμός αγκυρίων	6
Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους (mm)	300.00
Απόσταση $a_2$ αγκυρίων από πέλμα υποστυλώματος (mm)	50.00

**Δεδομένα ενισχύσεων**

Σε επέκταση του κορμού του υποστυλώματος

<b>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά</b>	
Ύψος ( $h_r$ ) (mm)	300.00
Μήκος ( $l_r$ ) (mm)	150.00
Πάχος ( $t_r$ ) (mm)	35.00

<b>Γεωμετρικά χαρακτηριστικά</b>	
Πάχος συγκόλλησης στην πλάκα έδρασης (mm)	15.00
Πάχος συγκόλλησης στο υποστύλωμα (mm)	15.00

### Δεδομένα στοιχείου διάτμησης

Διατομή  
Ύψος

: IPE80  
: 150.00mm

### **ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ**

- \* Ο έλεγχος γίνεται για μονοαξονική κάμψη (ως προς τον ισχυρό άξονα αδρανείας) αξονική δύναμη και διάτμηση.
- \* Γραμμική ελαστική συμπεριφορά για την σύνδεση (υπόθεση Navier-Bernoulli).
- \* Στην περίπτωση διαμόρφωσης με περισσότερα από 2 εφελκόμενα αγκύρια σε διαφορετικές αποστάσεις από τον ουδέτερο άξονα, το κέντρο εφαρμογής της συνισταμένης εφελκυσμού υπολογίζεται θεωρώντας ότι όλα τα αγκύρια παραλαμβάνουν ίση εφελκυστική δύναμη (υπερ της ασφάλειας).
- \* Τα θλιβόμενα αγκύρια αγνοούνται στους υπολογισμούς.
- \* Οι ορθές και διατμητικές τάσεις λόγω κάμψης της πλάκας έδρασης θεωρούνται ανεξάρτητα από τις τάσεις λόγω επαφής με το σκυρόδεμα θεμελίωσης.
- \* Το μέγιστο ενεργό πλάτος των ελασμάτων στην ζώνη των εφελκόμενων αγκυρίων είναι (ανά αγκύριο) ίσο με π.α2.
- \* Ο συντελεστής συγκέντρωσης τάσης για το σκυρόδεμα ισούται με 1.5
- \* Για την επίλυση της πλάκας έδρασης στην περιοχή μεταξύ κορμού και πελμάτων υποστυλώματος θεωρείται μοντέλο τριέρειστης πλάκας υποκείμενης σε πίεση ίση με την μέση τιμή της εφαρμοζόμενης από την επαφή με το σκυρόδεμα.
- \* Ο έλεγχος της ακαμψίας της πλάκας έδρασης γίνεται με βάση σχέση πειραματικής πρόελευσης.
- \* Για τον έλεγχο των συγκολλήσεων θεωρείται ότι:
  - η συγκόλληση γίνεται με περιμετρικές συνεχείς εξωραφές. Οι εξωραφές των πελμάτων και του κορμού είναι διπλές και του ίδιου πάχους για τα δύο πέλματα.
  - η αξονική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή όλων των εξωραφών.
  - η διατμητική δύναμη σχεδιασμού κατανέμεται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών του κορμού.
  - η ροπή σχεδιασμού αναλύεται σε ζεύγος δυνάμεων οι οποίες κατανέμονται ομοιόμορφα στην διατομή των εξωραφών των πελμάτων.
- \* Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μόνο μέσω τριβής μεταξύ του θλιβόμενου τμήματος της πλάκας έδρασης και του σκυροδέματος ή μέσω πρόσθετου διατμητικού στοιχείου (αγνοείται η συμμετοχή των αγκυρίων). Ο συντελεστής τριβής ισούται με 0.3.
- \* Η εφελκυστική δύναμη στα αγκύρια μεταφέρεται στο σκυρόδεμα θεμελίωσης μέσω:
  - συνάφειας και τριβής στην περίπτωση αγκυρίων με άγκιστρο (καμπύλο).
  - συνάφειας και πίεσης στην περίπτωση αγκυρίων με πλάκα αγκύρωσης.

## ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΦΟΡΤΙΣΗΣ [COMB7REX]

### ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

	Αξονική ( $N_{sd}$ ) (kN)	Τέμνουσα ( $V_{sd}$ ) (kN)	Ροπή ( $M_{sd}$ ) (kN.mm)
Υποστύλωμα	5910.22	32.37	94210.04

### ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ

Ο ουδέτερος άξονας είναι εκτός της πλάκας  
Αριθμός εφελκυσμένων αγκυρίων : 0

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση ακμής  $\rho_m$  : 0.01504kN/mm<sup>2</sup>  
Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση : 0.01700kN/mm<sup>2</sup>  
Λόγος  $\rho_m/\sigma_{bc}$  : 0.88  
Η αντοχή είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

Δεν αναπτύσσεται εφελκυστική δύναμη

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ

Δέν γίνεται έλεγχος

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΠΑΧΟΥΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

Δυσμενέστερη περιοχή :  
Περιοχή μεταξύ των πελμάτων

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$  minimum) : 42.00mm  
Το πάχος είναι **ΕΠΑΡΚΕΣ** ( $t_p \geq t_p$  minimum)

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_p$  minimum) : 0.00mm  
Το πάχος είναι **ΕΠΑΡΚΕΣ** ( $t_p \geq t_p$  minimum)

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

(για τις δεδομένες διαστάσεις των νευρώσεων  $l_r, h_r, t_r$ ) :

#### **Πλευρά που συγκολλάται στο υποστύλωμα:**

Ορθή τάση : 0.08743kN/mm<sup>2</sup>  
Διατμητική τάση : 0.30083kN/mm<sup>2</sup>  
Αντοχή : 0.33500kN/mm<sup>2</sup>  
Λόγος : 0.90  
Η αντοχή είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

#### **Πλευρά που συγκολλάται στη πλάκα:**

Ορθή τάση : 0.23158kN/mm<sup>2</sup>  
Διατμητική τάση : 0.08743kN/mm<sup>2</sup>  
Ισοδύναμη τάση : 0.27670kN/mm<sup>2</sup>  
Αντοχή : 0.33500kN/mm<sup>2</sup>  
Λόγος : 0.83  
Η αντοχή είναι : **ΕΠΑΡΚΗΣ**

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος ( $t_r$  minimum) : 14.00mm  
Το πάχος των νευρώσεων είναι **ΕΠΑΡΚΕΣ** ( $t_r \geq t_r$  minimum)

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΥΨΟΥΣ ΤΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

(για την μεταφορά των φορτίων στον κορμό)

Απαιτούμενο ελάχιστο ύψος ( $h_r$  minimum) : 239.00mm  
Το ύψος των νευρώσεων είναι **ΕΠΑΡΚΕΣ** ( $h_r \geq h_r$  minimum)

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΝΕΥΡΩΣΕΩΝ

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης νεύρωσης/πλάκας Η συγκόλληση είναι	: 13.00mm <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης νεύρωσης/κορμού Η συγκόλληση είναι	: 11.00mm <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας Η συγκόλληση είναι	: 15.00mm <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>
Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας Η συγκόλληση είναι	: 28.00mm <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>
Ορθή τάση	: 0.19421kN/mm <sup>2</sup>
Διατμητική τάση	: 0.17529kN/mm <sup>2</sup>
Αντοχή	: 0.35500kN/mm <sup>2</sup>
Λόγος	: 0.55
Η αντοχή είναι	: <b>ΕΠΑΡΚΗΣ</b>

### ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης ( $F_c$ ) <b>Δεν απαιτείται</b> στοιχείο διάτμησης	: 5910.22kN (ισχύει $V < 0.3 \cdot F_c$ )
--	--

**Βιβλιογραφία:**

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι. και Ιωαννίδης Γ., Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων, Κλειδάριθμος, 2005
2. Βάγιας Ι., Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, 2<sup>η</sup> έκδοση, Κλειδάριθμος, 2001
3. Βάγιας Ι, Σιδηρές Κατασκευές Ανάλυση και Διαστασιολόγηση, Κλειδάριθμος, 2006
4. Ερμόπουλος Ι. Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά παραδείγματα και παραδείγματα εφαρμογής, Κλειδάριθμος, 2005
5. Neufert Peter, Οικοδομική & Αρχιτεκτονική Σύνθεση, Γκιούρδας Μ., 2003
6. prEN 1993-1-1, EUROCODE 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, April 2003
7. EN 1998-1: 2004, Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια, CEN, Brussels, Δεκέμβριος 2004
8. Κώδικας βασικής πολεοδομικής νομοθεσίας Μέρος 3, κεφάλαιο ΣΤ, Άρθρο 351
9. <http://www.elastron.gr>
10. <http://www.egreen.gr>
11. <http://www.knauf.gr>
12. <http://www.spitia.gr>











