



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

## Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Σδόνας Χαράλαμπος-Ορέστης

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Οκτώβριος 2015

ΕΜΚ ΔΕ 2015/34

Σδόνας Χ. Ο. (2015).  
Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/34  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Sdonas Ch. O. (2015).  
Design of multi-storey steel building  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/34  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

# Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη .....	3
Abstract .....	4
Ευχαριστίες .....	5
1 Εισαγωγή .....	6
1.1 Σκοπός της εργασίας .....	6
1.2 Γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου .....	7
1.2.1 Το κτίριο .....	7
1.2.2 Φέρων οργανισμός .....	10
1.2.3 Εξωτερική τοιχοποιία .....	11
1.2.4 Εσωτερικά διαχωριστικά .....	12
1.2.5 Ψευδοροφές .....	13
1.3 Υλικά .....	15
1.3.1 Δομικός Χάλυβας .....	15
1.3.2 Σκυρόδεμα .....	15
1.3.3 Χάλυβες σκυροδέματος .....	16
1.3.4 Διατμητικοί ήλοι .....	16
1.4 Δράσεις επί της κατασκευής .....	16
1.4.1 Γενικά .....	16
1.4.2 Μόνιμες δράσεις .....	17
1.4.3 Μεταβλητές δράσεις .....	17
1.4.4 Δράσεις ανέμου .....	19
1.4.5 Φορτίο χιονιού .....	20
1.4.6 Σεισμικές δράσεις .....	20
1.5 Οριακές καταστάσεις .....	25
1.5.1 Συνδυασμοί δράσεων .....	25
1.5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας .....	26
1.5.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας .....	26
2 Ανάλυση της κατασκευής .....	28
2.1 Παρουσίαση προγράμματος ανάλυσης SAP2000 .....	28
2.2 Προσομοίωση φορέα .....	30
2.2.1 Εισαγωγή του φορέα στο SAP2000 .....	30
2.2.2 Δημιουργία Αρθρώσεων στα μέλη που λειτουργούν ως αρθρωτά .....	34
2.2.3 Δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων στις δοκούς .....	36
2.2.4 Μετατόπιση του ευθύγραμμου τμήματος προσομοίωσης των στοιχείων στο πρόγραμμα SAP2000 .....	37
2.2.5 Δημιουργία διαφραγμάτων σε κάθε όροφο της κατασκευής .....	38
2.2.6 Δημιουργία των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή μας .....	40
2.2.7 Δημιουργία των διατομών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή μας .....	40
2.2.8 Δημιουργία πλακών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή μας .....	43
2.2.9 Δημιουργία αρθρώσεων στην κατασκευή μας .....	44
2.2.10 Προσομοίωση σύμμικτων δοκών στο SAP2000 .....	45
2.2.11 Επιλογή της μάζας της κατασκευής .....	46
2.3 Εισαγωγή φορτίσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή .....	47
2.3.1 Δημιουργία πρότυπων φορτίων (load pattern) .....	47
2.3.2 Δημιουργία του φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 .....	47
2.3.3 Δημιουργία των Load Cases .....	48
2.3.4 Συνδυασμοί Δράσεων .....	50
2.3.5 Εφαρμογή των φορτίσεων πάνω στα στοιχεία των πλακών .....	52

2.4	Ανάλυση της κατασκευής.....	52
2.4.1	Καθορισμός του προβλήματος ανάλυσης .....	52
2.4.2	Εκτέλεση της ανάλυσης της κατασκευής.....	53
3	Διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων .....	54
3.1	Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών .....	54
3.1.1	Έλεγχοι στην Φάση Κατασκευής.....	56
3.1.2	Έλεγχοι στη Φάση Λειτουργίας.....	57
3.2	Τοποθέτηση διατμητικών ήλων.....	60
3.3	Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών με ακριβή υπολογισμό ήλων με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.....	62
4	Έλεγχοι κτιρίων .....	71
4.1	Έλεγχος περιορισμού βλαβών (έλεγχος μεγίστων μετακινήσεων) .....	71
4.2	Έλεγχος επιρροών 2 <sup>ης</sup> τάξης.....	72
4.3	Ικανοτικός σχεδιασμός.....	76
4.3.1	Ικανοτικός σχεδιασμός κτιρίου με τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας (κτίριο Α).....	76
4.3.2	Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισιωτού κτιρίου (κτίριο Β).....	84
4.4	Έλεγχος μέγιστων βελών .....	89
4.4.1	Έλεγχος μέγιστων βελών κτιρίου Α.....	90
4.4.2	Έλεγχος μέγιστων βελών κτιρίου Β.....	91
5	Αποτελέσματα ανάλυσης του φορέα.....	93
5.1	Ιδιομορφές των δύο κτιρίων .....	93
5.2	Αντιδράσεις στήριξης.....	95
6	Συμπεράσματα.....	97
7	Βιβλιογραφία .....	98

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ  
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ  
ΕΜΚ ΔΕ 2015/34

**Σχεδιασμός Πολυώροφου Μεταλλικού Κτιρίου**  
Σδόνας Χ. Ο. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

**Περίληψη**

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήσαμε ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός ήδη υπάρχοντος πεντάωροφου κτιρίου γραφείων με χρήση του προγράμματος SAP2000. Σκοπός μας ήταν η βέλτιστη διαστασιολόγηση του κτιρίου με μεταλλικό σκελετό και με σύμμικτες πλάκες. Δηλαδή η μετατροπή του ήδη υπάρχοντος κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα σε μεταλλικό κτίριο. Προσομοιώσαμε δύο κτίρια. Το πρώτο αποτελείται από κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και στις δύο διευθύνσεις έχοντας τις δοκούς αρθρωμένες στα υποστυλώματα. Το δεύτερο δεν έχει χιαστί συνδέσμους σε καμία από τις διευθύνσεις του έχοντας τις δοκούς του πακτωμένες στα υποστυλώματα (οι δευτερεύουσες δοκοί είναι αρθρωμένες στα άκρα τους). Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με γραμμική ιδιομορφική ανάλυση φάσματος (linear modal analysis). Οι πλάκες τις κατασκευής είναι σύμμικτες με χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 οι οποίες διαστασιολογήθηκαν με την βοήθεια του προγράμματος Symdeck Designer. Έχουμε τοποθετήσει σύμμικτες δοκούς με χρήση διατμητικών ήλων για να εκμεταλλευτούμε τις αυξημένες αντοχές των σύμμικτων αυτών δοκών, η διαστασιολόγηση των οποίων έγινε με την βοήθεια του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator για την δυσμενέστερη φόρτιση τους (ΟΚΑ).

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

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔΕ 2015/34

## **Design of multi - storey steel building**

Sdonas Ch. O. (supervised by Vayas I.)

### **Abstract**

In this thesis we performed the analysis and the design of an existing five – storey office building using the program SAP2000. Our aim was the optimal design of the building using metal frame and composite slabs, to convert the existing reinforced concrete building into a metal one. We simulate two buildings. The first one consists of vertical crosswise braces in both directions, having the beams hinged on the columns. The second building has not vertical crosswise braces to any direction, having the beams fixed on the columns (secondary beams are hinged on their ends). Analysis was performed with a linear modal spectrum analysis. The slabs of the building are composite with steel sheet Symdeck73 which are dimensioned with the aid of the program Symdeck Designer. We used composite beams using shear pins to take advantage of the increased strength that these composite beams have, the design of which was done with the aid of the program ArcelorMittal Beams Calculator for the load case failure mode (OKA).

## Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο καθηγητή Βάγια Ιωάννη για την ανάθεση της διπλωματικής εργασίας, για την πολύτιμη βοήθεια και τις απαραίτητες συμβουλές που μου προσέφερε.

Οφείλω επίσης να ευχαριστήσω τον υποψήφιο διδάκτορα του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών κύριο Σπηλιόπουλο Ανδρέα για την πολύτιμη συνεισφορά του.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα αποδώσω στην οικογένεια μου και στους φίλους μου για την υποστήριξη τους.

# 1 Εισαγωγή

## 1.1 Σκοπός της εργασίας

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μετατροπή ενός ήδη υπάρχοντος πενταόροφου κτιρίου γραφείων από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο βρίσκεται στην περιοχή της Αττικής (Κηφισίας 69, Μαρούσι Αττικής), σε κτίριο με φέροντα οργανισμό από δομικό χάλυβα και σύμμικτες πλάκες.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση του κτιρίου πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τους ισχύοντες Ευρωκώδικες:

- Ευρωκώδικας 1 : Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3 : Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4 : Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός

Η στατική προσέγγιση έγινε με την χρήση του στατικού προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000.

Στο 1<sup>ο</sup> κεφάλαιο (1.2) παρατίθενται γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου και αναλύεται ο τρόπος λειτουργίας των επιμέρους δομικών στοιχείων. Δίνονται οι απαιτήσεις των Ευρωκώδικων και επισημαίνονται οι συντελεστές για το συγκεκριμένο έργο.

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται μια παρουσίαση του προγράμματος SAP2000 και αναλύονται τα βήματα που ακολουθήθηκαν με σκοπό την άρτια προσομοίωση του κτιρίου στο πρόγραμμα.

Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαστασιολόγηση της πλάκας της κατασκευής με χρήση του Symdeck Designer, υπολογισμένη στη δυσμενέστερη τομή του κτιρίου. Επιπρόσθετα παρατίθεται και η διαστασιολόγηση των σύμμικτων διατομών με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο πραγματοποιείται ο έλεγχος περιορισμού των βλαβών, ο έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης, ο ικανοτικός έλεγχος που ορίζει ο Ευρωκώδικας καθώς και ο έλεγχος μεγίστων βελών.

Στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο δίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης του φορέων, οι ιδιόμορφες των δύο κτιρίων καθώς και οι αντιδράσεις στήριξης τους.

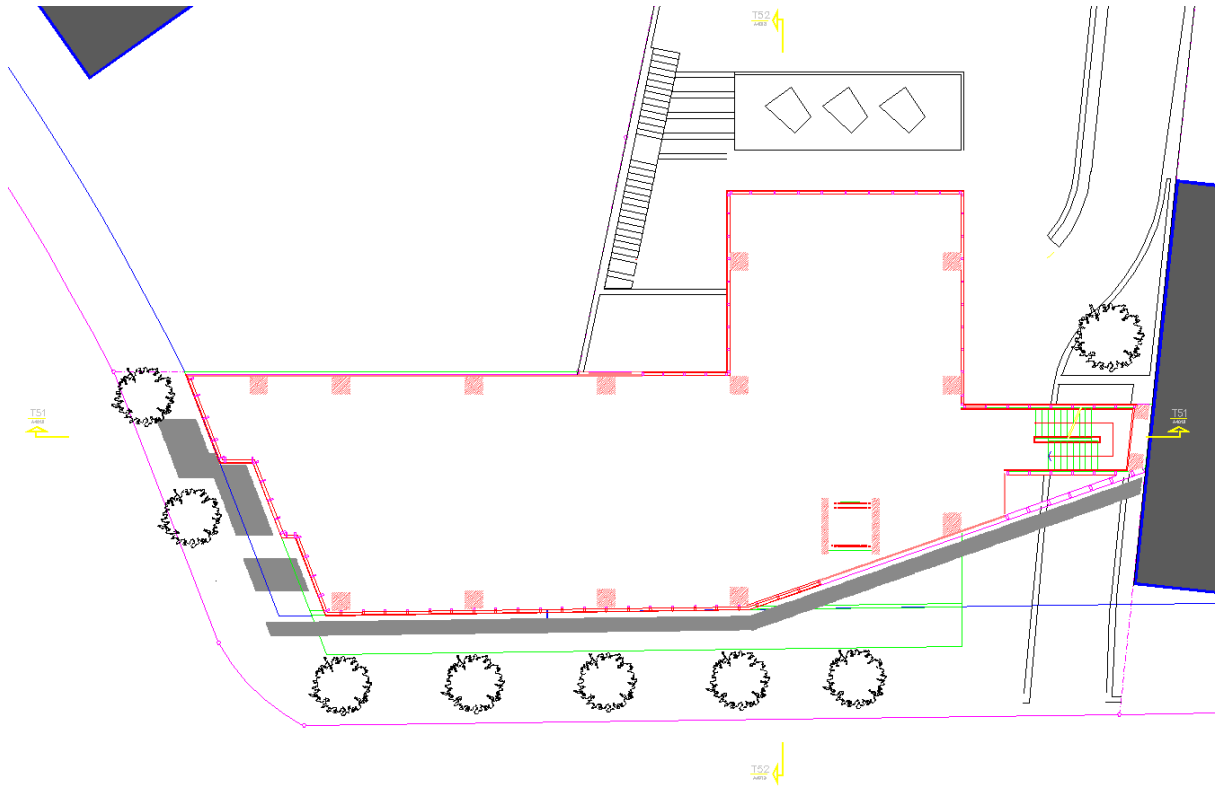
Στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο συγκρίνονται τα δύο κτίρια, δίνονται τα παραγόμενα συμπεράσματα της εργασίας αυτής και προτείνεται η καλύτερη λύση από τον μελετητή.



## 1.2 Γενικά στοιχεία του υπό μελέτη έργου

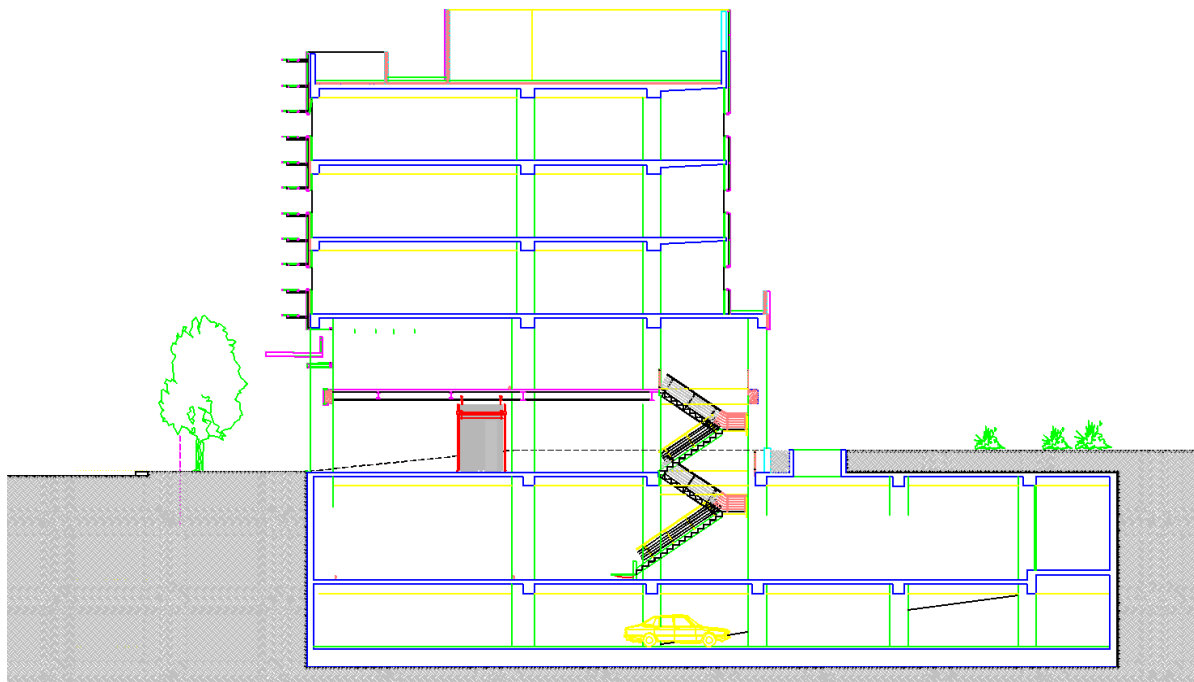
### 1.2.1 Το κτίριο

Το κτίριο που μελετάται είναι ένα κτίριο γραφείων και αποτελείται από πέντε υπέργειους ορόφους με μικρές διαφορές μεταξύ τους. Η κάτοψη κάθε ορόφου ακολουθεί την δοσμένη πραγματική κάτοψη του κτιρίου που φαίνεται στο Σχήμα 1.1 παρακάτω.

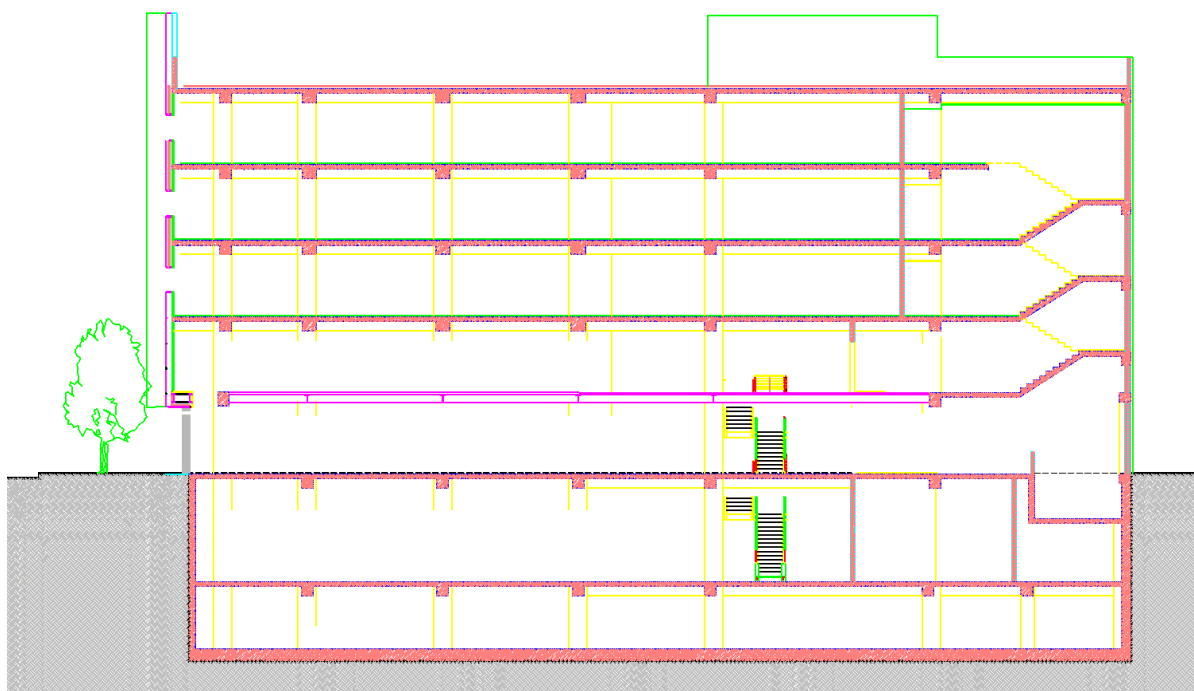


Σχήμα 1.1: Κάτοψη κτιρίου

Στο Σχήμα 1.1 βλέπεται την κάτοψη του κτιρίου από την οποία διακρίναμε τις θέσεις των υποστυλωμάτων ώστε να είναι εφικτή η αρχιτεκτονική αποτύπωση του κτιρίου στο πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000.



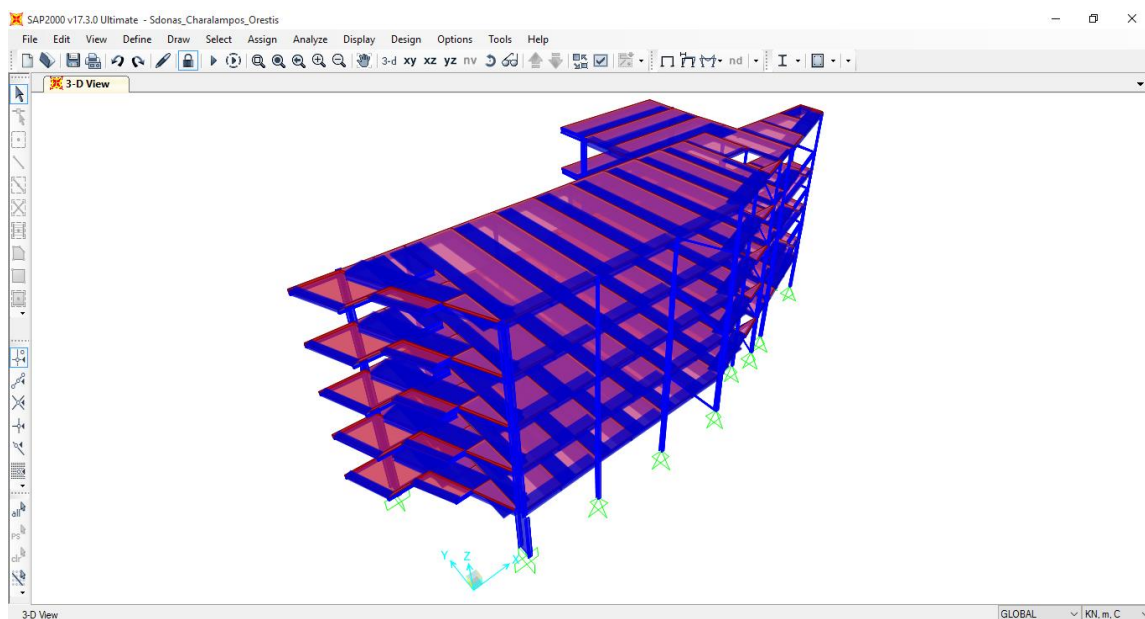
**Σχήμα 1.2: Τομή T51 του κτιρίου**



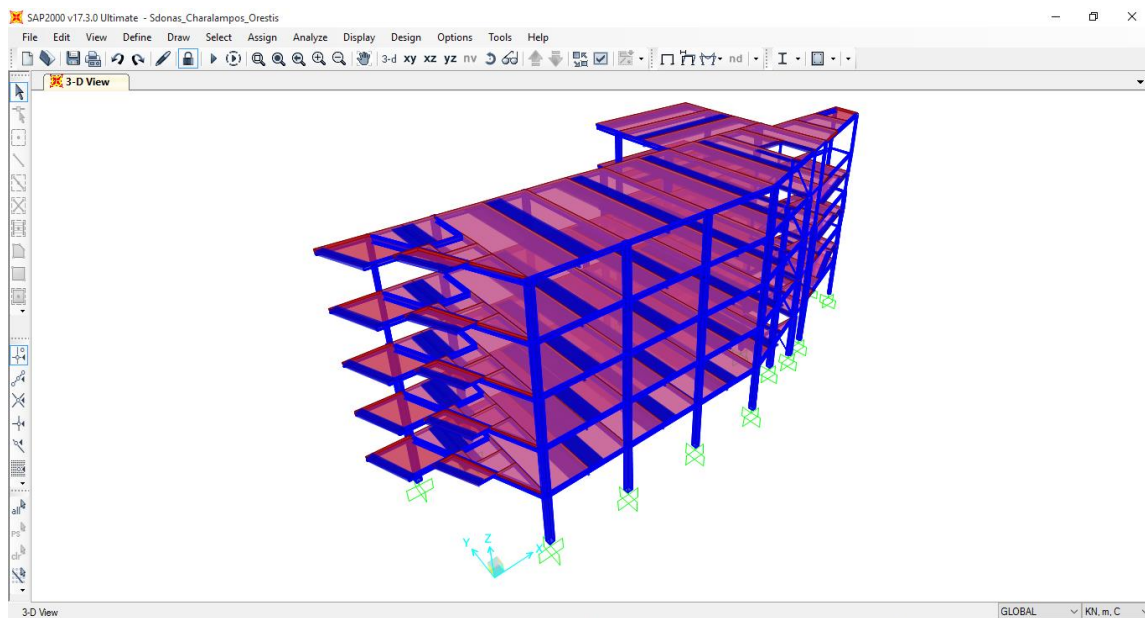
**Σχήμα 1.3: Τομή T52 του κτιρίου**

Στο Σχήμα 1.2 και στο Σχήμα 1.3 παρατίθενται δύο κάθετες τομές του κτιρίου μέσω των οποίων αντήσαμε τις απαραίτητες πληροφορίες γεγονός που κατέστησε δυνατή την προσομοίωση του κτιρίου σε τρισδιάστατη απεικόνιση στο πρόγραμμα SAP2000. Η τελική προσομοίωση της αρχιτεκτονικής του κτιρίου απεικονίζεται παρακάτω στο Σχήμα 1.4, Σχήμα 1.5 και στο Σχήμα 1.6.

Οι δύο υπόγειοι όροφοι δεν θα υπολογιστούν στην παρούσα εργασία καθώς κάνουμε διαστασιολόγηση μόνο των πέντε υπέργειων ορόφων της κατασκευής μας.

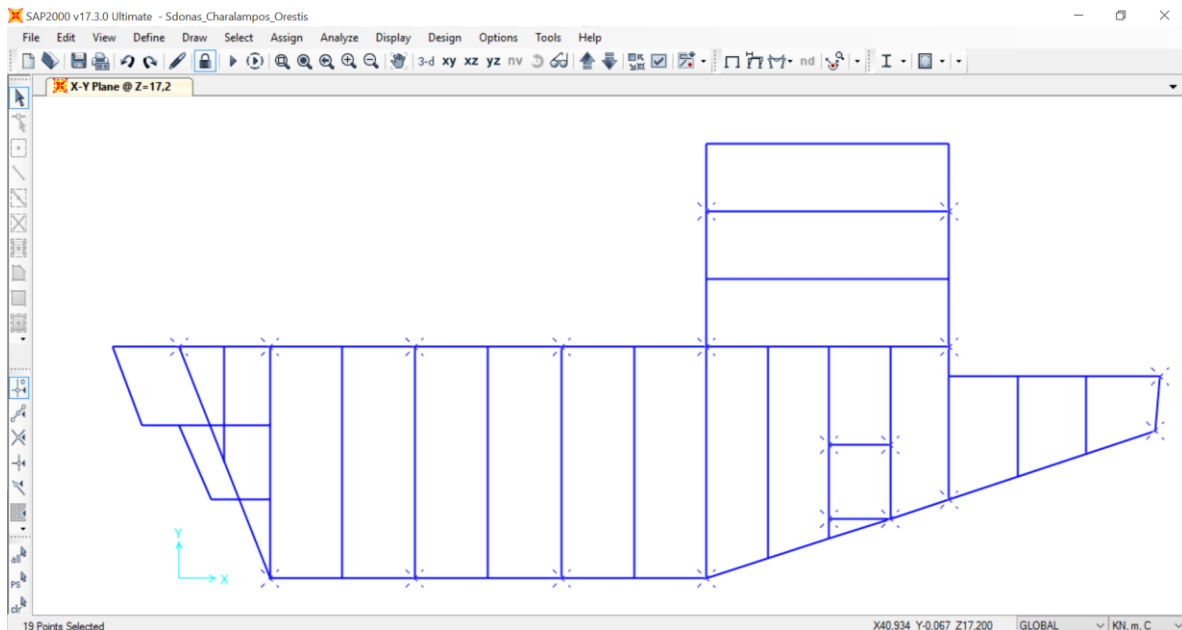


**Σχήμα 1.4:** Τρισδιάστατη απεικόνιση στο SAP2000 του κτιρίου που διαθέτει κατακόρυφους χιαστή συνδέσμους δυσκαμψίας<sup>1</sup>.



**Σχήμα 1.5:** Τρισδιάστατη απεικόνιση στο SAP2000 του κτιρίου που δεν διαθέτει κατακόρυφους χιαστή συνδέσμους δυσκαμψίας (το κτίριο αυτό αποτελείται από κοίλα υποστυλώματα).

<sup>1</sup> Από εδώ και στο εξής, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, το κτίριο με τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας θα το ονομάζουμε 'κτίριο Α', ενώ το κτίριο χωρίς τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας 'κτίριο Β'



**Σχήμα 1.6:** Απεικόνιση στο SAP2000 της κάτοψης του κτιρίων (οι επιλεγμένοι κόμβοι αποτελούν σημεία ύπαρξης υποστυλωμάτων).

## 1.2.2 Φέρων οργανισμός

Ο φέρων οργανισμός είναι μεταλλικός και αφενός στο κτίριο Α είναι αρθρωμένος στη βάση του (αγνοούμε την ύπαρξη υπόγειων ορόφων), αφετέρου στο κτίριο Β είναι πακτωμένος στη βάση του.

Στην εργασία αυτή δε θα μελετηθεί η θεμελίωση του κτιρίου.

Ο φέρων οργανισμός αποτελείται από υποστυλώματα (διπλά ταφ για το κτίριο Α και κοίλα για το κτίριο Β), κύριες δοκούς, δευτερεύουσες δοκούς, κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας και πλάκες. Η κύρια λειτουργία του συστήματος πλακών – δοκών – υποστυλωμάτων είναι η μεταφορά των κατακόρυφων δυνάμεων στη θεμελίωση και κατά επέκταση στο έδαφος.

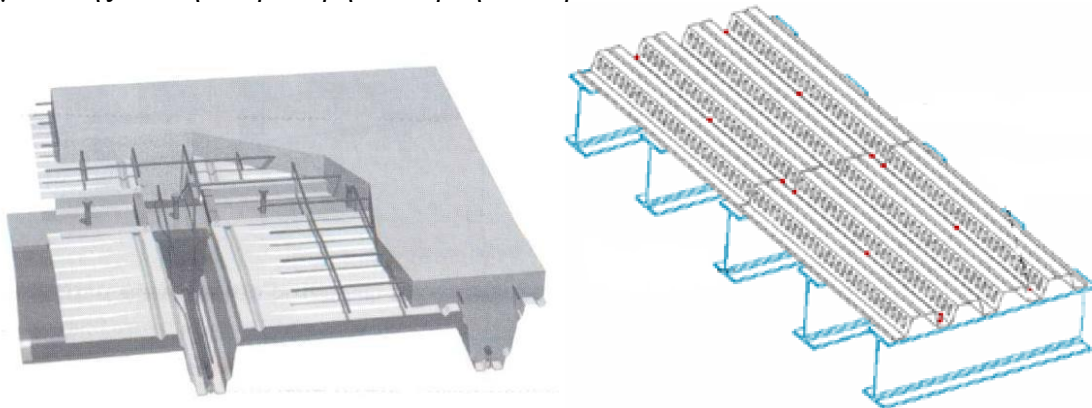
Συγκεκριμένα οι δευτερεύουσες δοκοί οι οποίες είναι αρθρωμένες στις κύριες δοκούς και στα δύο κτίρια, παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία από τις πλάκες και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς και στα υποστυλώματα. Οι συνδέσεις κυρίων δοκών με τα υποστυλώματα διαμορφώνονται στο κτίριο Α ως αρθρώσεις (συνδέσεις τέμνουσας) ενώ στο κτίριο Β ως πακτώσεις (συνδέσεις ροπή).

Στην πλευρική ευστάθεια στο μεν κτίριο Α συνεισφέρουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενώ στο κτίριο Β η παισιακή λειτουργία των μελών της. Επιπρόσθετα και στα δύο κτίρια συνεισφέρει στην πλευρική ευστάθεια και το γεγονός ότι οι πλάκες λειτουργούν και ως διαφράγματα.

Τα υποστυλώματα και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μελετήθηκαν ως μεταλλικά στοιχεία, ενώ οι δοκοί (κύριες και δευτερεύουσες) και οι πλάκες ως σύμμικτες. Επομένως το κτίριο αποτελεί μια σύμμικτη κατασκευή.

Οι δοκοί συντίθενται από σιδηροδοκό πρότυπης διατομής IPE ποιότητας χάλυβα S355 και πλάκα από σκυρόδεμα C20/25 η οποία αποτελεί το άνω πέλμα της σύμμικτης δοκού. Η συνεργασία δοκού – πέλματος επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση διατμητικών ήλων στη επιφάνεια σκυροδέματος – σιδηροδοκού.

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

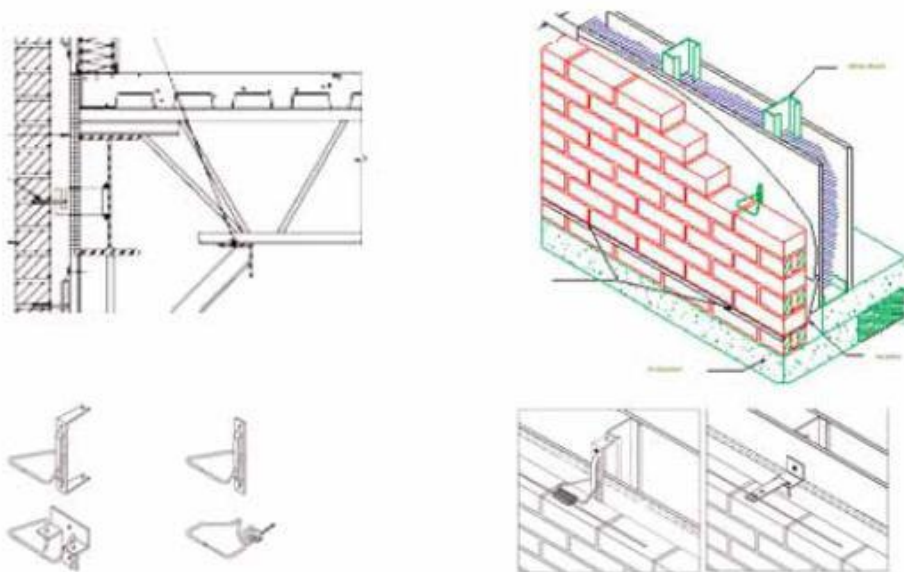


**Σχήμα 1.7:** Σύμμικτη πλάκα από χαλυβδόφυλλο και έγχυτο σκυρόδεμα αριστερά, σύμμικτη δράση των στοιχείων δεξιά.

Το χαλυβδόφυλλο λειτουργεί στη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος (φάση σκυροδέτησης) ως μεταλλότυπος και στη φάση λειτουργίας ως συνελκόμενος οπλισμός. Η συνεργασία χαλυβδόφυλλου – σκυροδέματος επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη νευρώσεων, εγκοπών ή προεξοχών στο χαλυβδόφυλλο (θα χρησιμοποιήσουμε το Symdeck 73 το οποίο εργοστασιακά έχει προβλεπόμενες εγκοπές και προεξοχές) και με διάταξη διατμητικών συνδέσμων (διατμητικών ήλων) 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. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας, λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι στην κατασκευή μας θα τοποθετήσουμε πυράντοχη ψευδοροφή, δεν θα γίνει ακριβής υπολογισμός των ράβδων οπλισμού που θα τοποθετηθούν στο κατώτερο σημείων των νευρώσεων του χαλυβδόφυλλου και σε μικρή απόσταση από αυτά.

### 1.2.3 Εξωτερική τοιχοποιία

Για τις προσόψεις των μεταλλικών κτιρίων μια ευρέως διαδεδομένη λύση είναι οι αγκυρωμένες τοιχοποιίες, όπου η πλευρική στήριξη εξασφαλίζεται από πυκνούς ορθοστάτες μέσω κατάλληλων αγκυρίων. 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 δρομικός 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.



**Σχήμα 1.8: Αγκυρωμένη εξωτερική τοιχοποιία**

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

#### **1.2.4 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.
- Υγραμόνωση.

Τα ελαφρά διαχωριστικά διακρίνονται σε:

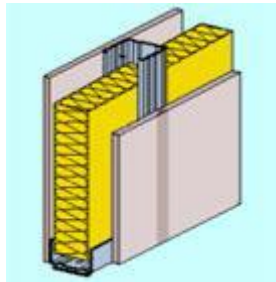
- Συμβατικές τοιχοποιίες από πλίνθους διαφόρων υλικών (οπτόπλινθοι, πορώδες σκυρόδεμα, κλπ.)
- Τοίχους από γυψοσανίδες.

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.



Σχήμα 1.9: 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 στάνταρντ γυψοσανίδες τύπου Knauf-GKB, πάχους 12,5mm (Σχήμα 1.10)



Σχήμα 1.10 Τοίχος μεταλλικού σκελετού W111.

### 1.2.5 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
- Πυρασφάλεια

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 στόρια.
- Αγωγοί ηλεκτρολογικών καλωδιώσεων.



**Σχήμα 1.11: Ψευδοροφή σε κτίριο γραφείων**

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

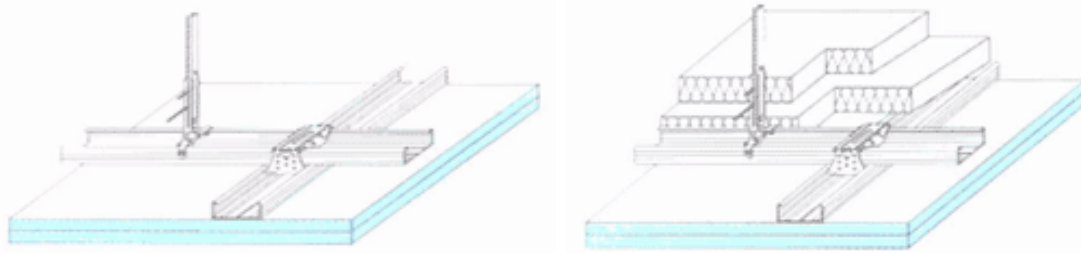
Η ψευδοροφή τύπου Knauf-K214 αποτελείται από αφανές σύστημα ανάρτησης με διπλό Fireboard πάχους 2x20 mm. Το σύστημα ανάρτησης αποτελείται από κύριους οδηγούς τύπου Knauf-CD:60x27x0,6 mm σε αξονικές αποστάσεις 750mm αναρτημένους από τη φέρουσα οροφή με άκαμπτες αναρτήσεις Nonius σε αποστάσεις 600mm. Έτσι 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 ή από πάνω και από κάτω.

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.



Σχήμα 1.12: Λεπτομέρειες ψευδοροφής από γυψοσανίδες Knauf

## 1.3 Υλικά

### 1.3.1 Δομικός Χάλυβας

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 1025. Στις δοκούς της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S355 ενώ στα υποστυλώματα και στους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S235. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής  $f_y$  και της εφελκυστικής αντοχής (όριο θραύσης)  $f_u$  του δομικού χάλυβα δίνονται στον Πίνακα 1.1

Μέτρο Ελαστικότητας	$E=210\ 000\text{MPa}$
Μέτρο διάτμησης	$G=80\ 769\text{MPa}$
Ειδικό βάρος	$\gamma_a=78,5\text{kN/m}^3$
Σταθερά Poisson	$\nu_a= 0,3$
Τάση σχεδιασμού	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M, \gamma_M=1,0$

Πίνακας 1.1: Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικού χάλυβα S355

Ποιότητα κατά EN 10025-2	Πάχος στοιχείου t		Πάχος στοιχείου t	
	t≤40mm		40mm < t ≤ 80mm	
	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
S235	235	360	215	360
S355	355	510	335	470

### 1.3.2 Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται στην χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμίων 28 ημερών. Η ποιότητα που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό των φορτίων της σύμμεικτης πλάκας είναι C25/30, που αντιστοιχεί σε αντοχή κυλίνδρου 25MPa.

Μέση τιμή επιβατικού μέτρου Ελαστικότητας  
Ειδικό βάρος για οπλισμένο σκυρόδεμα

$$E_{cm}=30\ 500\text{MPa}$$
$$\gamma_c=25\text{kN/m}^3$$

Λόγος Poisson:

1.για ελαστικές παραμορφώσεις

$$\nu=0,2$$

2.για ρηγματωμένο σκυρόδεμα

$$\nu=0$$

Τάση σχεδιασμού

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c, \gamma_c=1,5$$

Κατά τους υπολογισμούς των αντοχών λαμβάνουμε υπόψη την μείωση της θλιπτικής αντοχής λόγω μακροχρόνιων επιδράσεων της φόρτισης.

Έτσι η οριακή θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος είναι  $0,85f_{cd}$ .

**Πίνακας 1.2 : Τιμές αντοχών σε MPa σκυροδέματος C25/30**

Ποιότητα σκυροδέματος	$f_{ck}$	$f_c$ m	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0.05}$	$f_{ctk,0.95}$
C25/30	25	33	2,36	1,8	3,3

### 1.3.3 Χάλυβες σκυροδέματος

Οι χάλυβες που χρησιμοποιήθηκαν κατά τον σχεδιασμό των σύμμεικτων δοκών είναι ποιότητας B500C με όριο διαρροής  $f_{ys}=500\text{MPa}$ . Τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά των χαλύβων σκυροδέματος είναι τα ίδια με αυτά του δομικού χάλυβα.

Τάση σχεδιασμού

$$f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s, \gamma_s=1,15$$

### 1.3.4 Διατμητικοί ήλοι

Η διατμητική σύνδεση μεταξύ σιδηροδοκού και σκυροδέματος στις σύμμικτες δοκούς της κατασκευής εξασφαλίζεται μέσω κατάλληλης διάταξης διατμητικών συνδέσμων. Χρησιμοποιήθηκαν διατμητικοί ήλοι κεφαλής TRW Nelson KB  $\frac{3}{4}$ "-125 που αποτελούν και τον συνηθέστερο τύπο, με διάμετρο  $d=19\text{mm}$  και εφελκυστική αντοχή  $f_u=450\text{MPa}$ .

## 1.4 Δράσεις επί της κατασκευής

### 1.4.1 Γενικά

Μία κατασκευή πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται ένας κατάλληλος βαθμός αξιοπιστίας σε συνάρτηση της οικονομικότητας. Θα πρέπει να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις αλλά και τις επιδράσεις από το περιβάλλον, που μπορεί να εμφανιστούν κατά την κατασκευή και τη διάρκεια ζωής της και να παραμένει κατάλληλη για χρήση.

Ανάλογα με τη χρήση, τη θέση αλλά και τη μορφή του έργου προσδιορίζονται οι δράσεις (φορτία) βάση των οποίων θα γίνει η ανάλυση του φορέα, με σκοπό τον προσδιορισμό των δυσμενέστερων εντατικών μεγεθών των δομικών στοιχείων-μελών.

Οι δράσεις καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα ιδιαίτερες πληροφορίες (π.χ. για τον άνεμο, το χιόνι κλπ) βάση των επιμέρους συνθηκών.

Γίνεται διαχωρισμός των δράσεων βάση τις διακυμάνσεις τους στον χρόνο στις εξής κατηγορίες:

1. Μόνιμες δράσεις (G), ίδιο βάρος φορέα, σταθερός εξοπλισμός, επιστρώσεις, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης και διαφορικές καθιζήσεις.
2. Μεταβλητές δράσεις (Q), επιβαλλόμενα φορτία στα πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού και φορτία από γερανογέφυρες.
3. Τυχηματικές δράσεις (A), εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά.

Επιπρόσθετα οι δράσεις μπορούν να κατηγοριοποιηθούν βάση:

1. Την προέλευση τους (άμεσες και έμμεσες)
2. Την χωρική τους μεταβολή (σταθερές ή ελεύθερες)
3. Την φύση του και/ή την απόκριση της κατασκευής (στατικές ή δυναμικές)

#### 1.4.2 Μόνιμες δράσεις

Με τον όρο αυτό νοούνται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν κατά τη διάρκεια μίας δεδομένης περιόδου αναφοράς (διάρκεια ζωής του έργου, π.χ. κτίρια 50 χρόνια) και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους είναι αμελητέα. Αυτά είναι τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων, επιστρώσεις και μονώσεις δαπέδων, τοίχοι πληρώσεως, ψευδοροφές, επικαλύψεις και επενδύσεις, υδραυλικά και ηλεκτρικά δίκτυα, κλιματιστικά συστήματα. Περιπτώσεις όπου προβλέπονται μελλοντικές τροποποιήσεις στις μόνιμες δράσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στην μελέτη.

Τα μόνιμα φορτία που λήφθηκαν στην παρούσα διπλωματική είναι:

- |  |                       |
|--|-----------------------|
| 1. Ίδιο βάρος φερόντων μεταλλικών στοιχείων (υπολογίζονται από το πρόγραμμα SAP2000) |                       |
| 2. Ίδιο βάρος σύμμικτων πλακών   | 2,75KN/m <sup>2</sup> |
| 3. Πρόσθετα μόνιμα φορτία  | 3,5 KN/m <sup>2</sup> |

#### 1.4.3 Μεταβλητές δράσεις

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού, αποθηκευμένα αγαθά, οχήματα κλπ. Λόγω της φύσεως των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά. Οι τιμές τους δίνονται από τους κανονισμούς.

Οι μεταβλητές δράσεις πρέπει να τοποθετούνται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο στον φορέα και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Επειδή όμως η πιθανότητα ταυτόχρονης φόρτισης όλου του φορέα με μεταβλητές δράσεις είναι μικρή, προβλέπονται κάποιοι συντελεστές απομείωσης.

Ανάλογα με την χρήση των κτιρίων γίνεται μία κατηγοριοποίηση βάση του Πίνακα 1.3 καθώς τα επιβαλλόμενα φορτία ανά κατηγορία χρήσης φαίνονται στον Πίνακα 1.4.

**Πίνακας 1.3: Κατηγορίες Χρήσης**

<b>Κατηγορία</b>	<b>Συγκεκριμένη χρήση</b>	<b>Παράδειγμα</b>
A	Χώροι για οικιακές δραστηριότητες	Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σε σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία. Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.
<b><u>B</u></b>	<b><u>Χώροι γραφείων</u></b>	
C	Χώροι συνάθροισης ανθρώπων (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες A, B, D)	C1: Χώροι με τραπέζια π.χ. καφενεία, εστιατόρια, σχολικοί χώροι.
		C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα, αίθουσες συνεδριάσεων, χώροι αναμονής.
		C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι κλπ., και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτίρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία.
		C4: Χώροι για πιθανές κινητικές δραστηριότητες π.χ. αίθουσες χορού, γυμναστικής και θεατρικές σκηνές.
		C5: Χώροι προοριζόμενοι για μεγάλα πλήθη π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες.
D	Χώροι σε εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης.
		D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα.

**Πίνακας 1.4: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα κτιρίων σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του EN1991 (μεταβλητές δράσεις)**

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
<b>Κατηγορία A και B</b>		
<b>Δάπεδα</b>	<b>2,0</b>	2,0
<b>Σκάλες</b>	<b>3,5</b>	2,0
<b>Εξώστες</b>	<b>5,0</b>	3,0
<b>Κατηγορία C</b>		
C1	3,0	3,0
C2	5,0	4,0
C3	5,0	4,0
C4	5,0	4,0
C5	7,5	4,5
<b>Κατηγορία D</b>		
D1	5,0	4,0
D2	5,0	4,0

Το συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$  πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ότι δρα μόνο του σε οποιοδήποτε σημείο του χώρου (δάπεδο, εξώστη, κλιμακοστάσιο κλπ.)

Στην παρούσα διπλωματική δεν θα ληφθεί υπόψη το συγκεντρωμένο φορτίο  $Q_k$  καθώς θεωρήσαμε ότι επιβάλλονται αυξημένα πρόσθετα μόνιμα φορτία (3,5kN/m<sup>2</sup>).

Όσον αφορά τις στέγες των κτιρίων γίνεται κατηγοριοποίηση βάση της χρήσης τους. Στην περίπτωση μας η στέγη είναι κατηγορίας I, προσβάσιμη για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D.

**Πίνακας 1.5: Κατηγορίες χρήσης στέγης**

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη προσβάσιμες παρά μόνο για επισκευή και συντήρηση.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A έως D.
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδική χρήση, ελικοδρόμιο.

#### 1.4.4 Δράσεις ανέμου

Οι δράσεις λόγω ανέμου παίζουν σημαντικό ρόλο κυρίως στις ελαφριές μεταλλικές κατασκευές και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση. Το μέγεθος των δράσεων αυτών μεταβάλλεται ανάλογα την τοποθεσία της κατασκευής, το ύψος της, το είδος του περιβάλλοντος χώρου κλπ.

Οι δυνάμεις λόγω του ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Για τις δύσκαμπτες κατασκευές η δυναμική επίδραση αυτή είναι μικρή ειδικά σε σύγκριση με τα σεισμικά φορτία.

Σύμφωνα με τα παραπάνω θεωρήθηκε αμελητέα η όποια επίδραση του ανέμου.

### 1.4.5 Φορτίο χιονιού

Ο προσδιορισμός των φορτίων λόγω χιονιού επιτυγχάνεται με την χρησιμοποίηση κατάλληλου χάρτη, που δίνει τις βασικές εντάσεις των φορτίων χιονιού για ένα συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο αναφοράς. Η επιρροή της μορφής της στέγης λαμβάνεται υπόψη με την χρήση συντελεστών μορφής.

Το φορτίο χιονιού προκαλείται από την εναπόθεση του στις στέγες. Η ποσότητα χιονιού που εναποτίθεται εξαρτάται: από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία του έργου (υψόμετρο, προσανατολισμός κλπ). Σημαντικό ρόλο παίζει η πυκνότητα του χιονιού βάση της οποίας προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο.

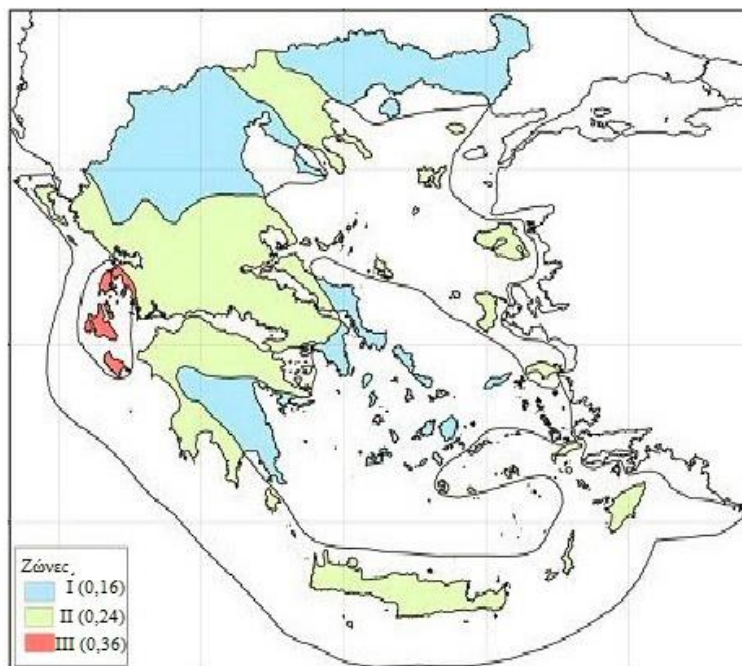
Για την κατασκευή θεωρήθηκε ότι το κινητό φορτίο της στέγης που είναι προσβάσιμη για χρήση υπερκαλύπτει το φορτίο χιονιού.

### 1.4.6 Σεισμικές δράσεις

«Κατά την διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις που έχουν ως συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές χωρίς αυτό να σημαίνει, ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων καθορίζεται βάση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού  $a_{gR}$  ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη της Εικόνας 19. Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μία τιμή σεισμικής επιτάχυνσης αναφοράς, εδάφους A (βραχώδες έδαφος) η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (συνήθης διάρκεια ζωής μίας κατασκευής).



Σχήμα 1.13 : Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα

**Πίνακας 1.6 : Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης σχεδιασμού εδάφους A**

Ζώνη	$a_{gR} / g$
I	0,16
II	0,24
III	0,36

Η εδαφική επιτάχυνση σε κατηγορία A, βραχώδες έδαφος, για περίοδο επαναφοράς διαφορετική από αυτή που αντιστοιχεί στην επιτάχυνση αναφοράς δίνεται από την σχέση  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$ . Όπου  $\gamma_I$  ο συντελεστής σπουδαιότητας.

Η κατασκευή μας βρίσκεται στην περιοχή του Αμαρουσίου Αττικής, άρα σε σεισμική ζώνη I (0,16g) και ανήκει στην κατηγορία συνήθους σπουδαιότητας II, έτσι έχουμε εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I = 0,16g \cdot 1,00 = 0,16g$ .

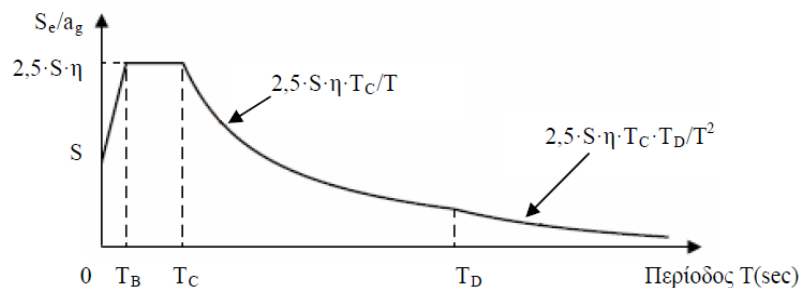
**Πίνακας 1.7: Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I$ .**

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I$	0,8	1,0	1,2	1,4

Οι σεισμικές διεγέρσεις στην επιφάνεια του εδάφους ορίζονται από δύο οριζόντιες (κάθετες μεταξύ τους) και μία κατακόρυφη συνιστώσα στατικά ανεξάρτητες μεταξύ τους και καθορίζονται με την βοήθεια φασμάτων απόκρισης. Το φάσμα απόκρισης είναι ένα διάγραμμα που μας δίνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση όλων των μονοβάθμιων ταλαντωτών, ανάλογα την ιδιοπερίοδό τους, με συγκεκριμένη απόσβεση ( $\zeta=5\%$ ) και για μία δεδομένη σεισμική διέγερση.

Τα φάσματα απόκρισης που έχουν καταγραφεί παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές που οφείλονται στα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και στους διάφορους τύπους εδαφών. Έτσι κατά τον σχεδιασμό μίας νέας κατασκευής η σεισμική διέγερση στην επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού που καλύπτει τις μορφές των φασμάτων πιθανών σεισμών που μπορεί να εκδηλωθούν στην υπό εξέταση περιοχή. Η επιλογή της μορφής του ελαστικού φάσματος απόκρισης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα της κάθε χώρας, έτσι για την περίπτωση της κατασκευής μας χρησιμοποιήθηκε το οριζόντιο φάσμα ελαστικής απόκρισης τύπου 1.

Οι τιμές των περιόδων  $T_B$ ,  $T_C$  και  $T_D$  καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους  $S$  εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους.



**Σχήμα 1.14: Μορφή ελαστικού φάσματος απόκρισης, τύπου 1**

**Πίνακας 1.8 :** Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστάμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης, τύπου 1.

Κατηγορία Εδάφους	$T_B$ (sec)	$T_C$ (sec)	$T_D$ (sec)	S
A	0,15	0,40	2,50	1,00
<b>B</b>	<b>0,15</b>	<b>0,50</b>	<b>2,50</b>	<b>1,20</b>
C	0,20	0,60	2,50	1,15
D	0,20	0,80	2,50	1,35
E	0,15	0,50	2,50	1,40

«Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση.

Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα.

Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5%, δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN 1998. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις.»

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού  $S_d(T)$ , ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right],$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q},$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases},$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right], \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases},$$



όπου:

$S_d(T)$	είναι το φάσμα σχεδιασμού
$T$	είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης
$a_g$	είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ( $a_g = \gamma_I a_{gR}$ )
$T_B$	είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
$T_C$	είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
$T_D$	είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος
$q$	είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς
$\beta$	είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού. Η τιμή που λαμβάνεται σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0,2.
$\eta$	είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης όπου για $\zeta=5\%$ , $\eta=1$ και μπορεί να ληφθεί από την έκφραση :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \zeta}} \geq 0,55 ,$$

Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$ , λαμβάνει υπόψη την ικανότητα απόδοσης ενέργειας του φορέα. Για κανονικά συστήματα φορέων, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  θα πρέπει να λαμβάνεται με βάση τις ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς που δίδονται στον Πίνακας 1.9.

**Πίνακας 1.9: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη.**

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	KΠΜ	KΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u / \alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα		
Διαγώνιοι σύνδεσμοι	4	4
Σύνδεσμοι μορφής V	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u / \alpha_1$
δ) Ανεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u / \alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5 του EC8	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u / \alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις		
Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο	2	2
Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 7 του EC8	
Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	4	$5\alpha_u / \alpha_1$

Για το κτίριο επιλέχθηκε Κατηγορία Μέσης Πλαστιμότητας και ο συντελεστής συμπεριφοράς για τον φορέα με πλαίσια παραλαβής ροπών καθώς και για τον φορέα με πλαίσιο με διαγώνιους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα είναι  $q=4$ .

Και τα δύο κτίρια A και B αποτελούν κοχλιωτή κατασκευή. Θα θεωρήσουμε ότι το  $\zeta$  και για τις δύο κατασκευές είναι  $\zeta=5\%$

Άρα τελικά τα στοιχεία στο SAP2000 είναι τα εξής:

Response Spectrum EuroCode 8 - 2004 Function Definition

Function Name:  Function Damping Ratio:

Parameters

Country: CEN Default  
 Direction: Horizontal  
 Horizontal Ground Accel., ag/g:   
 Spectrum Type: 1  
 Ground Type: B  
 Soil Factor, S:   
 Acceleration Ratio, Avg/Ag:   
 Spectrum Period, Tb:   
 Spectrum Period, Tc:   
 Spectrum Period, Td:   
 Lower Bound Factor, Beta:   
 Behavior Factor, q:

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.128
0.05	0.1253
0.1	0.1227
0.15	0.12
0.5	0.12
0.75	0.08
1.	0.06
1.25	0.048

Function Graph

0.0,0.0

OK Cancel

Σχήμα 1.15 : Δημιουργία φάσματος απόκρισης στο SAP2000

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή της δυναμικής φασματικής μεθόδου για την οποία ακολουθούμε τα εξής βήματα:

- (1) Υπολογισμός ιδιοσυχνοτήτων ( $\omega_i$ ) - ιδιομορφών ( $\varphi_i$ ).
- (2) Υπολογισμός γενικευμένης μάζας ( $m_i$ ), συντελεστή συμμετοχής ( $\Gamma_i$ ) και δρώσας μάζας ( $M_i$ ) της  $i$  ιδιομορφής. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 το άθροισμα των δρώσων μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας.

- (3) Βάση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζονται οι μέγιστες αποκρίσεις για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης.
- (4) Επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων με την μέθοδο CQC Πλήρους Τετραγωνικής Επαλληλίας.
- (5) Χωρικός συνδυασμός  $A_{Ed} = \pm E_X \pm 0,3 \cdot E_Y$  και  $A_{Ed} = \pm E_Y \pm 0,3 \cdot E_X$ .

## 1.5 Οριακές καταστάσεις

« Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα του φορέα δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες.

1. Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.

2. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων του, αφορούν δε τις παρακάτω καταστάσεις:

- a) απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος ή οποιουδήποτε μέρους του.
- b) αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του σε μηχανισμό, θραύση απώλεια ευστάθειας του φορέα ή οποιουδήποτε μέρους του, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελίων.
- c) Αστοχία η οποία προκαλείται από κόπωση ή άλλες επιδράσεις που εξαρτώνται από το χρόνο.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αφορούν τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή ένα δομικό μέλος, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων.»

### 1.5.1 Συνδυασμοί δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση μίας κατασκευής προσδιορίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων που δρουν επί αυτής. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$ , συνδυάζονται μεταξύ τους, με τους κατάλληλους συντελεστές συνδυασμού  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ , για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Η πιθανότητα χρονικής σύμπτωσης των μέγιστων τιμών για διάφορες ανεξάρτητες μεταβλητές δράσεις είναι μικρή. Έτσι κατά την εξέταση των συνδυασμών των μεταβλητών δράσεων εισάγονται συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ , οι οποίοι εκφράζουν το ποσοστό της

χαρακτηριστικής τιμής μιας δράσης, το οποίο, για την εξεταζόμενη οριακή κατάσταση, έχει μεγάλη πιθανότητα χρονικής ταύτισης με άλλες δράσεις.

**Πίνακας 1.10: Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψί για κτίρια**

Δράσεις	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
<b>Κατηγορία Β: χώροι γραφείων</b>	<b>0,7</b>	<b>0,5</b>	<b>0,3</b>

### 1.5.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Βασικοί συνδυασμοί

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

2. Τυχηματικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

3. Σεισμικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

Όπου  $P=p=0$  , είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

### 1.5.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, είναι οι ακόλουθοι:

1. Χαρακτηριστικοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} ,$$

## 2. Συγχοί συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

## 3. Οιονεί μόνιμοι συνδυασμοί

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} ,$$

όπου:

+	"Επαλληλία με"
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή μόνιμων δράσεων
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή λοιπών μεταβλητών δράσεων i
$A_{Ed}$	τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
$A_d$	τιμή σχεδιασμού τυχηματικής δράσης
P	χαρακτηριστική τιμή προέντασης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση
$\gamma_P$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση

Και οι τιμές του  $\gamma$  που προτείνονται είναι:

### 1. Οριακή κατάσταση αστοχίας

$\gamma_{G,j}$	1,35 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
$\gamma_{Q,i}$	1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή
$\gamma_{Q,i}$	1,50 όπου είναι δυσμενής και 0,00 όπου είναι ευνοϊκή

### 2. Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$\gamma_{G,j}$	1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
$\gamma_{Q,i}$	1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή
$\gamma_{Q,i}$	1,00 όπου είναι δυσμενής και 1,00 όπου είναι ευνοϊκή

Κατά την εξέταση μίας οριακής κατάστασης θα πρέπει να ικανοποιείται για όλα τα φέροντα στοιχεία συμπεριλαμβανομένων και των συνδέσεων η ακόλουθη σχέση:

$$E_d \leq R_d$$

$E_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων, π.χ. εντατικό μέγεθος (M, N, V).

$R_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής.

## 2 Ανάλυση της κατασκευής

### 2.1 Παρουσίαση προγράμματος ανάλυσης SAP2000

Για την ανάλυση του φορέα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα SAP2000 version 17, που εδώ και αρκετά χρόνια είναι διεθνώς αναγνωρισμένο ως το πλέον εξελιγμένο διαθέσιμο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με πανίσχυρες δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων.

Μερικά βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο πρόγραμμα ανάλυσης είναι:

- Το SAP2000 δίνει τη δυνατότητα ταχύτατης παραγωγής προσομοιωμάτων με τη χρήση προτύπων (templates). Η δημιουργία και η τροποποίηση των προσομοιωμάτων, η εκτέλεση της ανάλυσης, η ανάγνωση των αποτελεσμάτων, και η βελτιστοποίηση της διαστασιολόγησης είναι όλα αλληλένδετα στο ίδιο περιβάλλον χρήσης.
- Επιπλέον, ως προς τις δυνατότητες στατικών φορτίσεων, επιτρέπει την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προέκταση, ενώ επιπλέον μπορούμε να έχουμε επικόμβιες φορτίσεις με προκαθορισμένες δυνάμεις ή μετακινήσεις στους κόμβους. Οι δυναμικές φορτίσεις μπορεί να είναι της μορφής φασματικής απόκρισης πολλαπλής βάσεως ή πολλαπλά χρονικά μεταβαλλόμενων φορτίων και διεγέρσεις βάσης. Το πρόγραμμα υποστηρίζει ανάλυση με ιδιομορφές και ανάλυση Ritz, καθώς και συνδυασμό ιδιομορφών με τις μεθόδους SRSS, CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.
- Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών. Έτσι, παρέχει ολοκληρωμένη δυνατότητα διαστασιολόγησης που συμπεριλαμβάνει επιλογές διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης χαλύβδινων διατομών με AISC-ASD, LRFD και EC3, διαστασιολόγηση μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα με Αμερικάνικους κανονισμούς και EC2, καθώς και διαστασιολόγηση επιφανειακών στοιχείων.
- Σε περίπτωση μη γραμμικής πλαστικής ανάλυσης, η στατική pushover ανάλυση εκτελείται με έναν απλό και πρακτικό τρόπο. Μη γραμμικές αρθρώσεις (πλαστικές αρθρώσεις) μπορούν να οριστούν σε οποιαδήποτε θέση των ραβδωτών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητές τους μπορούν να οριστούν από τον χρήστη ή να υπολογιστούν αυτόματα από το πρόγραμμα. Οι αναλύσεις μπορεί να ελέγχονται είτε από τις εξωτερικές δυνάμεις είτε από τις παραμορφώσεις και τα αποτελέσματα είναι διαθέσιμα σε γραφική μορφή ή πίνακες. Το ίδιο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για στατική, δυναμική και μη γραμμική ανάλυση με χρονική ολοκλήρωση (Time History Analysis). Τα αποτελέσματα της μη

γραμμικής pushover ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από τους επεξεργαστές διαστασιολόγησης του προγράμματος. Τα αποτελέσματα της pushover ανάλυσης απεικονίζονται και είναι διαθέσιμα βήμα - βήμα τόσο σε γραφική μορφή όσο και σε μορφή κειμένου. Οι φασματικές καμπύλες αντοχών με τις εξαιρετικές ιδιότητες αλληλεπίδρασης που διαθέτουν, επιτρέπουν τη μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.

- Πιο συγκεκριμένα, μερικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το SAP2000 για τη διευκόλυνση του χρήστη αναφέρονται παρακάτω:
  - Σχεδιαστικά εργαλεία AutoCad όπως εργαλεία καθετότητας, έλξης κλπ. για γρήγορη και εύκολη δημιουργία μοντέλων .
  - Καρτεσιανό και κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων. Τα μοντέλα μπορούν να έχουν πολλαπλά συστήματα συντεταγμένων τα οποία μπορούν να περιστραφούν προς οποιαδήποτε κατεύθυνση.
  - Στο πρόγραμμα είναι διαθέσιμες χαλύβδινες διατομές οποιασδήποτε μορφής όπως διπλού ταυ, κοίλες τετραγωνικές, κοίλες κυκλικές, γωνιακά ψυχρής ή θερμής έλασης καθώς και βιβλιοθήκες πρότυπων διατομών σύμφωνες με τους Ευρωκώδικες, το AISC και άλλους Διεθνείς κανονισμούς.
  - Δυνατότητα γραφικού σχεδιασμού από τον χρήστη διατομών οποιοδήποτε σχήματος και ορισμού του υλικού κατασκευής (section designer).
  - Δυνατότητα εξαγωγής των αποτελεσμάτων της ανάλυσης στο πρόγραμμα Excel για περαιτέρω επεξεργασία καθώς και αρχείων DXF για τη γεωμετρία του φορέα.
  - Τα μέλη του προσομοιώματος στο πρόγραμμα μπορεί να είναι ευθύγραμμα ή καμπύλα.
  - Πολλαπλά παράθυρα απεικόνισης του φορέα (3D, xz, xy, yz) για καλύτερη εποπτεία του φορέα.
- Αναλυτικές πληροφορίες για τα μέλη του προσομοιώματος με ένα δεξί κλικ και πλήρης έλεγχος επάρκειας διατομών σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς κλπ.



Σχήμα 2.1: SAP2000 version 17, το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε

## 2.2 Προσομοίωση φορέα

### 2.2.1 Εισαγωγή του φορέα στο SAP2000

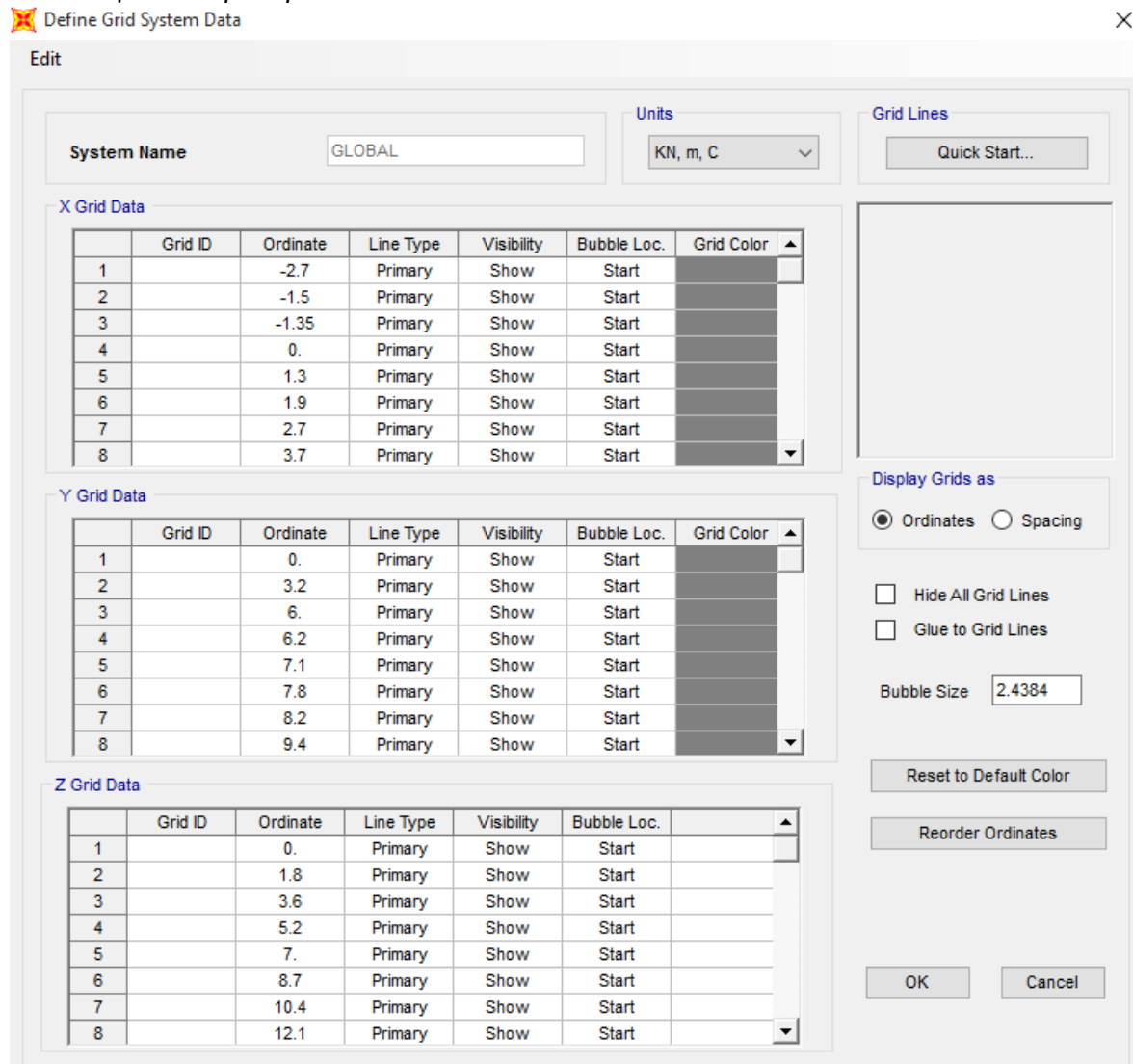
Πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή του μοντέλου του υπό μελέτη φορέα στο πρόγραμμα στατικής ανάλυσης SAP2000, μέσω του γραφικού περιβάλλοντος και των σχεδιαστικών του εργαλείων. Θα επισημάνουμε στο σημείο αυτό ότι η δημιουργία του μοντέλου ήταν μια ιδιαίτερα χρονοβόρα διαδικασία, λόγω του μεγέθους του κτιρίου, τους όχι πανομοιότυπους ορόφους του και της ιδιαίτερης αρχιτεκτονικής του κάτοψης.

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε ήταν η εξής:  
File → New model και επιλέγουμε το κουτάκι Blank.

Στη συνέχεια πρέπει να διαμορφώσουμε τον κάνναβο πάνω στον οποίο θα σχεδιάσουμε την κατασκευή μας.

Define → Coordinate Systems/Grids και στο παράθυρο που ανοίγει επιλέγουμε Modify/Show System...

Ανοίγει το παράθυρο:



Σχήμα 2.2: Δημιουργία κατάλληλου κανάβου



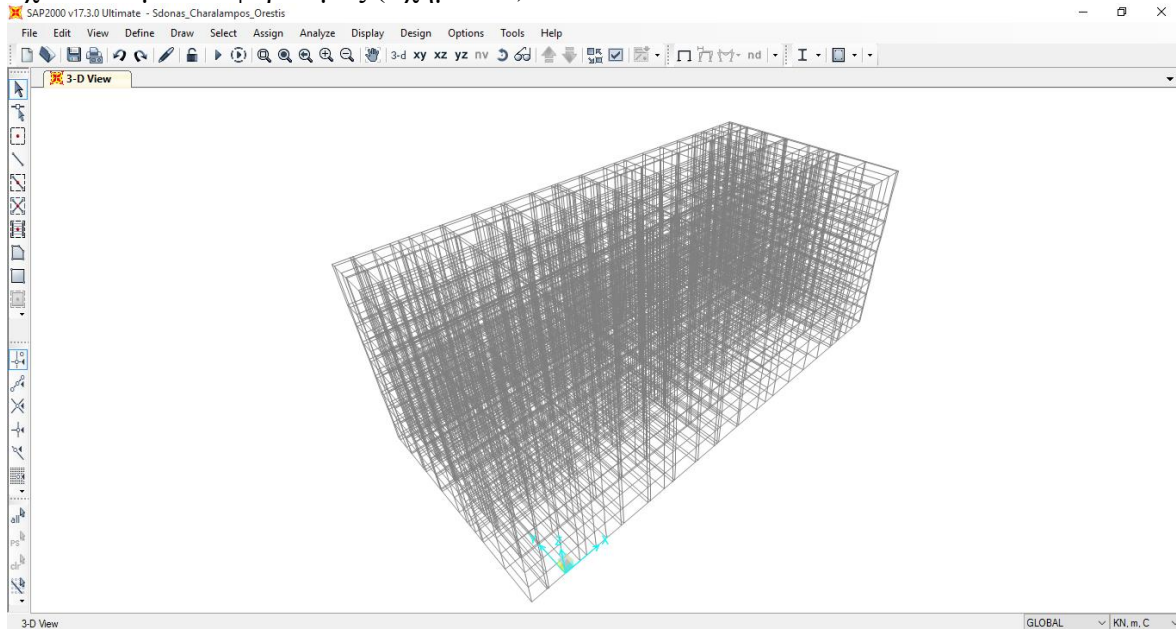
Αναλυτικά τα στοιχεία που τοποθετήσαμε στα κελιά X,Y,Z Grid Data Ordinate είναι τα εξής:

Ordinates		
X Grid Data	Y Grid Data	Z Grid Data
-2.7	0	0
-1.5	3.2	1.8
-1.35	6	3.6
0	6.2	5.2
1.3	7.1	7
1.9	7.8	8.7
2.7	8.2	10.4
3.7	9.4	12.1
5.14	12	13.8
5.4	12.2	17.2
7.84	12.3	
8.1	14.6	
9.6	14.9	
10.54	15.2	
10.8	17.2	
13.24	17.3	
13.5	18.1	
15.6	19.3	
15.94	19.7	
16.2		
18.64		
18.9		
21.5		
22.8		
24		
26.5		
29		
31.4		
33.8		
34.2		
35.2		
35.6		
37		
38.2		
39.8		
40		

Σχήμα 2.3 : Συντεταγμένες που εισήχθησαν στο SAP2000 για την δημιουργία κανάβου

Στο: Line Type επιλέξαμε Primary σε όλα τα στοιχεία  
Visibility επιλέξαμε Show σε όλα τα στοιχεία  
Bubble Loc. Επιλέξαμε Start σε όλα τα στοιχεία

Έτσι έχουμε πλέον δημιουργήσει τον τρισδιάστατο κάναβο, πάνω στον οποίο θα σχεδιάσουμε τον φορέα μας (Σχήμα 2.4).

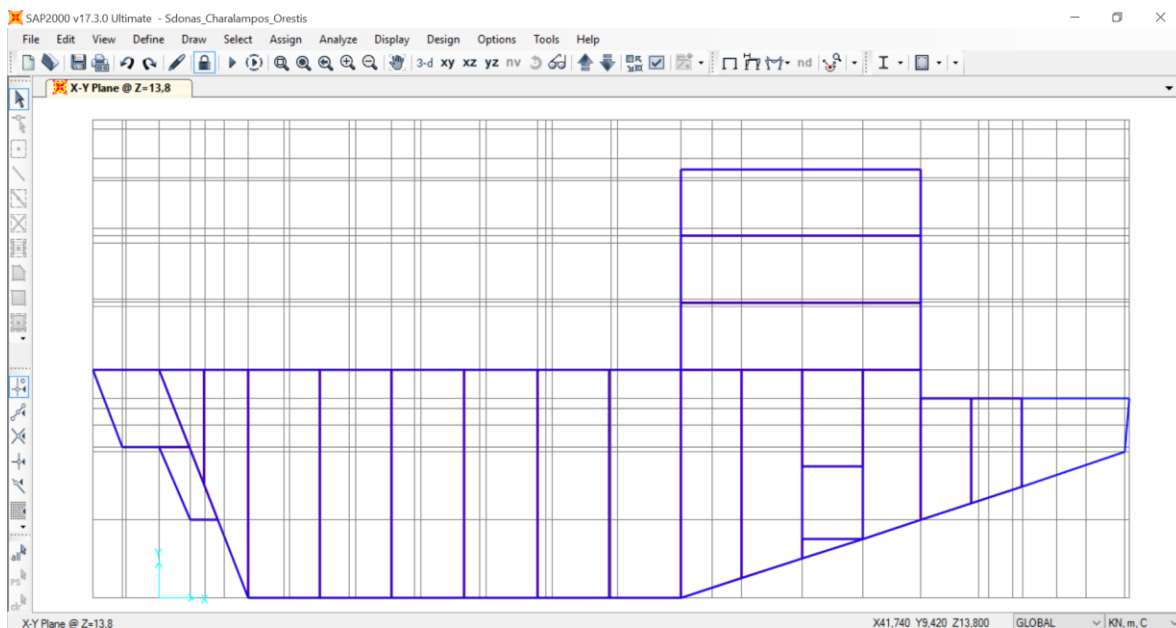


Σχήμα 2.4: Κάναβος στο SAP2000

Στη συνέχεια θα σχεδιάσουμε πάνω στον κάναβο που μόλις φτιάξαμε την κάτοψη του κτιρίου:

View → Set 2D View → X-Y plane για Z=17.2 και σχεδιάζουμε τον παρακάτω φορέα όπως φαίνεται στην Εικόνα 24 με την εντολή

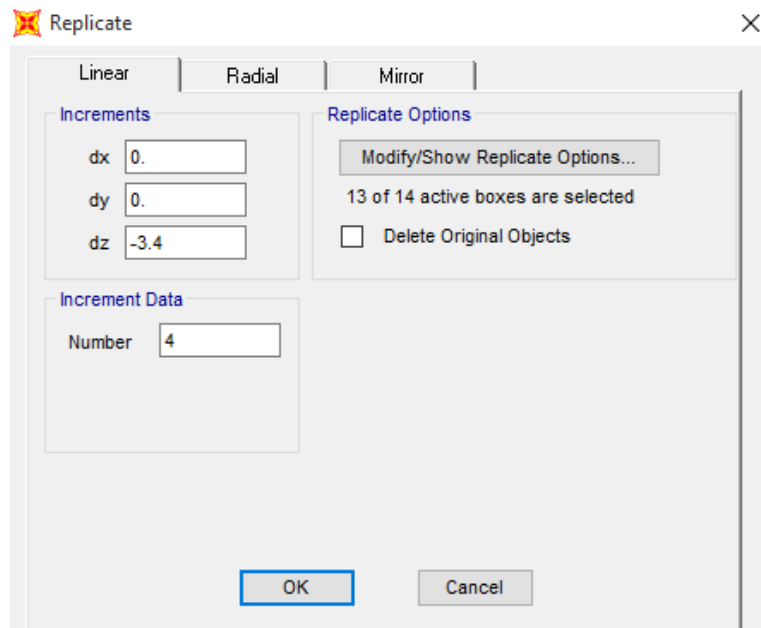
Draw → Draw Frame/Cable/Tendon



Σχήμα 2.5: Δημιουργία της κάτοψης του κτιρίου για Z=17.2

Επιλέγουμε όλα τα παραπάνω στοιχεία και εκτελούμε την παρακάτω εντολή:

Edit→ Replicate



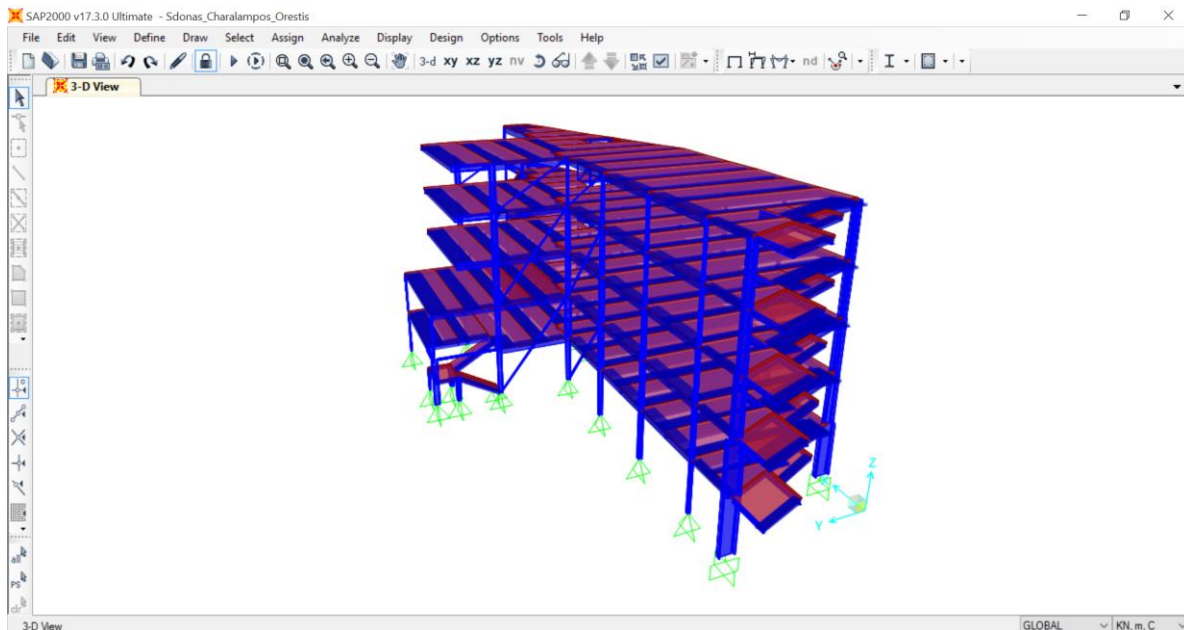
Σχήμα 2.6: Δημιουργία των άλλων 4 ορόφων

Τώρα φυσικά θα πρέπει να διαμορφώσουμε τους ορόφους όπως αρχιτεκτονικά ορίζει το πραγματικό κτίριο (δημιουργία οπών όπου έχουμε σκάλες, οι πρώτοι 3 όροφοι δεν έχουν βεράντα στον y άξονα κτλ) άλλοτε διαγράφοντας δοκούς, άλλοτε δημιουργώντας δοκούς και άλλοτε μεταφέροντας τους.

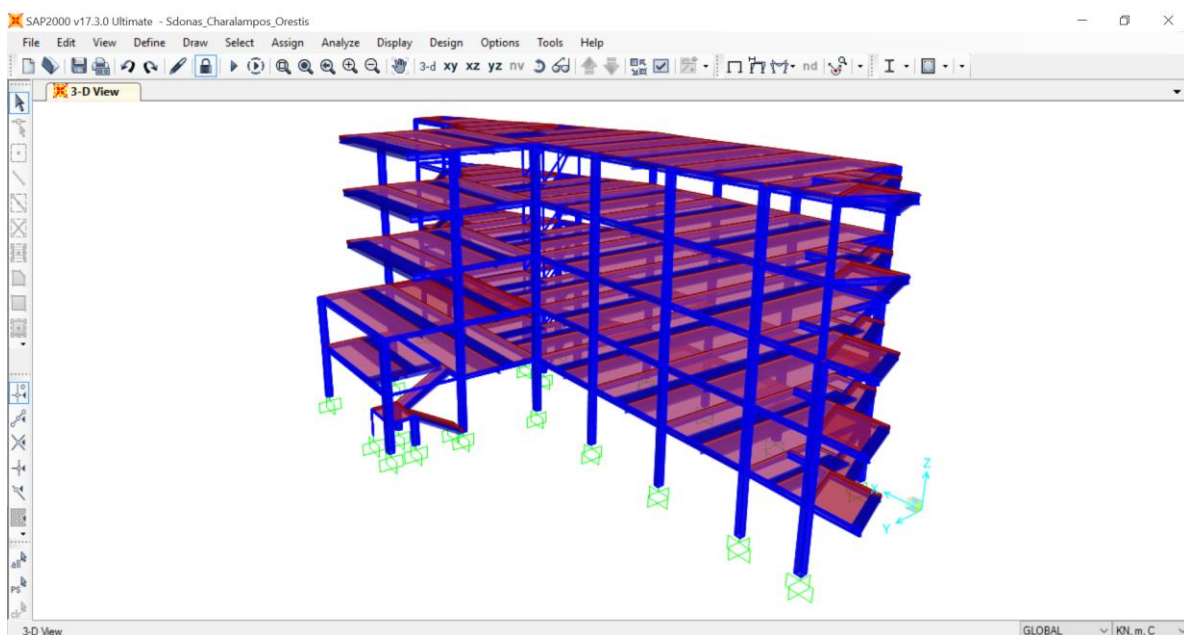
Χρήσιμη εντολή για την διαδικασία αυτήν είναι η παρακάτω:

Draw→ Set Reshape Element Mode

Για τον σχεδιασμό των υποστυλωμάτων και των δοκών στις σκάλες θα δουλέψουμε στο 3-d μοντέλο χρησιμοποιώντας την εντολή Draw Frame, οπότε προσεχτικά αποτυπώνουμε όλο το κτίριο στο SAP2000. Στο κτίριο A προσέχουμε να τοποθετήσουμε και τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας σε σημείο που κρίθηκε απαραίτητο από τον μελετητή (Σχήμα 2.7)



**Σχήμα 2.7: Τρισδιάστατη απεικόνιση στο SAP2000 του κτιρίου Α.**



**Σχήμα 2.8: Τρισδιάστατη απεικόνιση στο SAP2000 του κτιρίου Β.**

## 2.2.2 Δημιουργία Αρθρώσεων στα μέλη που λειτουργούν ως αρθρωτά

Αφού μορφώθηκε ο φορέας, βλέπε εικόνες 4,5 και 6 του κεφαλαίου 1 και εικόνα 26 του κεφαλαίου 2, βάση της δοσμένης κάτοψης και των δύο κάθετων τομών του φορέα καλύπτοντας όλες τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις που υπήρχαν, δημιουργείται η απαίτηση δημιουργίας αρθρώσεων σε ορισμένα μέλη της κατασκευής μας. Τα μέλη αυτά γίνονται αντιληπτά από τα παρακάτω:

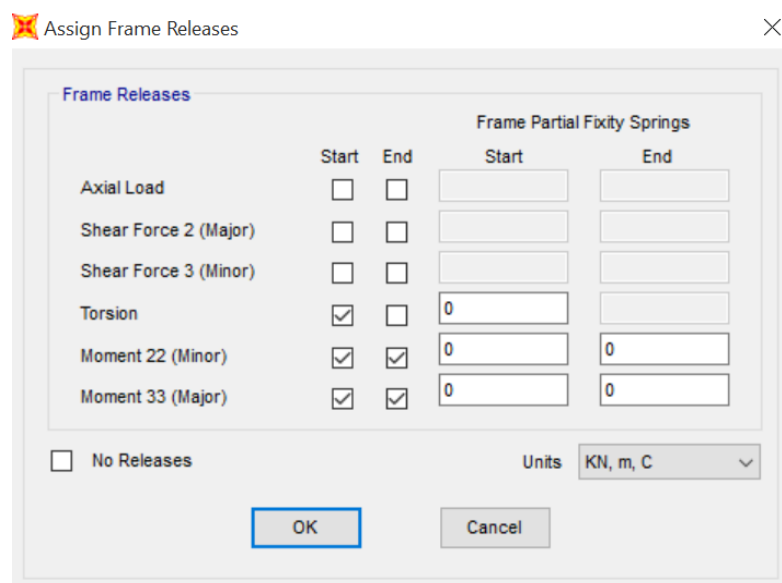
- Τα υποστυλώματα θεωρούνται ότι αρθρώνονται στη βάση στο κτίριο A, ενώ ότι πακτώνονται στη βάση στο κτίριο B
- Οι κύριες δοκοί αρθρώνονται με τα υποστυλώματα στο κτίριο A, ενώ πακτώνονται με τα υποστυλώματα στο κτίριο B
- Οι δευτερεύουσες δοκοί αρθρώνονται με τις κύριες δοκούς και στα δύο κτίρια (βλέπε Εικόνα 27)
- Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αρθρώνονται στα άκρα τους (ύπαρξη συνδέσμων δυσκαμψίας μόνο στο κτίριο A)



**Σχήμα 2.9: Διαμόρφωση της σύνδεσης άρθρωσης όπως θα γίνει στην πραγματικότητα**

Για να δημιουργήσουμε τα αρθρωτά μέλη της κατασκευής μας στο SAP2000, ελευθερώνουμε τις ροπές  $M_{33}$  και  $M_{22}$  καθώς και την στρέψη (Torsion). Αυτό γίνεται με τον τρόπο που περιγράφεται παρακάτω.

Επιλέγουμε τα μέλη αυτά κάνοντας αριστερό κλικ πάνω τους και Assign→Frame→Releases/Partial Fixity... όπου μας ανοίγει το παρακάτω παράθυρο στο οποίο εμείς επιλέγουμε τα κουτάκια Moment 22, Moment 33 στην αρχή και στο τέλος του μέλους καθώς και το κουτάκι Torsion στην αρχή του μέλους όπως φαίνεται στο παρακάτω παράθυρο:

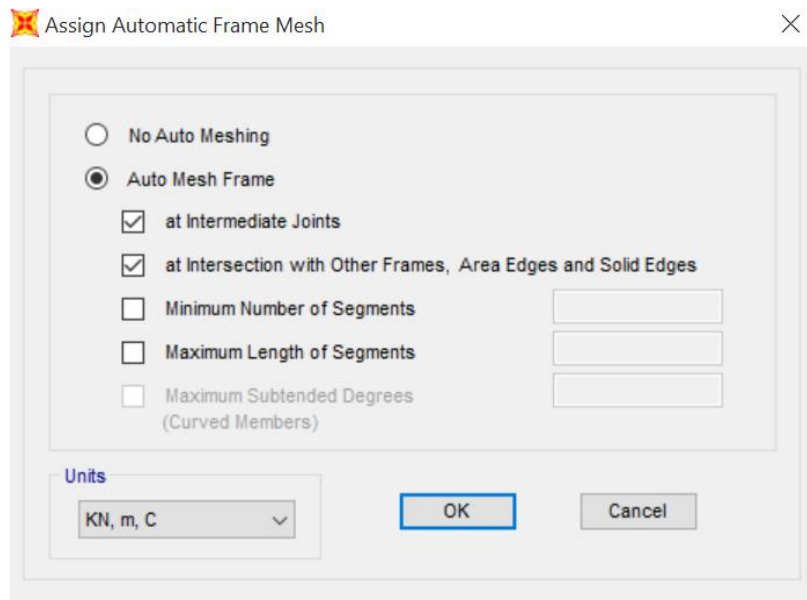


**Σχήμα 2.10: Μετατροπή στοιχείου σε αρθρωτό ελευθερώνοντας τις ροπές  $M_{33}$  και  $M_{22}$**

### 2.2.3 Δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων στις δοκούς

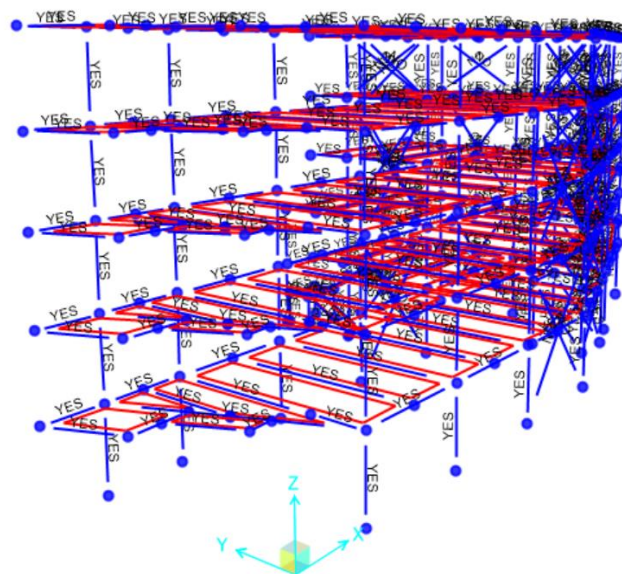
Επιπλέον θα χρειαστεί να χωρίσουμε τις δοκούς έτσι ώστε να κατανέμεται το φορτίο βάσει πεπερασμένων στοιχείων:

Για τη δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων σε μια δοκό, επιλέγεται η δοκός και Assign→ Frame→ automatic frame mesh→ at intermediate Joints/ at intersection with other frames, area edges and solid edges (Σχήμα 2.11)



Σχήμα 2.11: Δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων σε ένα γραμμικό στοιχείο

Αυτή η διαδικασία συνεχίζεται έως ότου να είναι όλες οι δοκοί και τα υποστυλώματα να είναι έτσι (βλέπε Σχήμα 2.12). Τους συνδέσμους δυσκαμψίας δεν επιθυμούμε να τους χωρίσουμε σε μικρότερα στοιχεία οπότε επιλέγουμε no auto meshing.

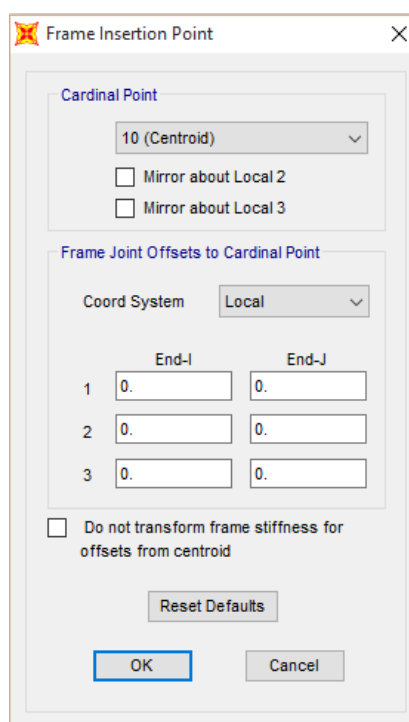


Σχήμα 2.12: Δομικά στοιχεία ως πεπερασμένα

## 2.2.4 Μετατόπιση του ευθύγραμμου τμήματος προσομοίωσης των στοιχείων στο πρόγραμμα SAP2000

Στο πρόγραμμα το κάθε στοιχείο προσομοιώνεται αυτόματα με ένα ευθύγραμμο τμήμα που περνάει από το κέντρο βάρους του. Παρόλα αυτά η προσομοίωση των δοκών δεν είναι σωστή να γίνει με αυτόν τον τρόπο, καθώς το ευθύγραμμο τμήμα αυτό θα πρέπει να περνάει από το άνω πέλμα, άλλοτε από το μέσω του άνω πέλματος και άλλοτε από τα άκρα του (ακριανές δοκοί). Για τον λόγω αυτόν επιλέγουμε όλες τις ενδιάμεσες δοκούς και εκτελούμε τις ακόλουθες ενέργειες:

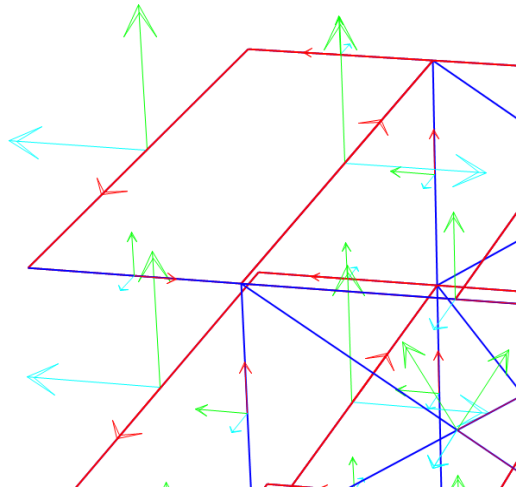
Assign → Frame → Insertion Point και μας εμφανίζεται η παρακάτω εικόνα:



Σχήμα 2.13: Αλλαγή τρόπου εισαγωγής στοιχείων

Επιλέγουμε ως Cardinal point 8 (Top Center) και κλικάρουμε στο OK.

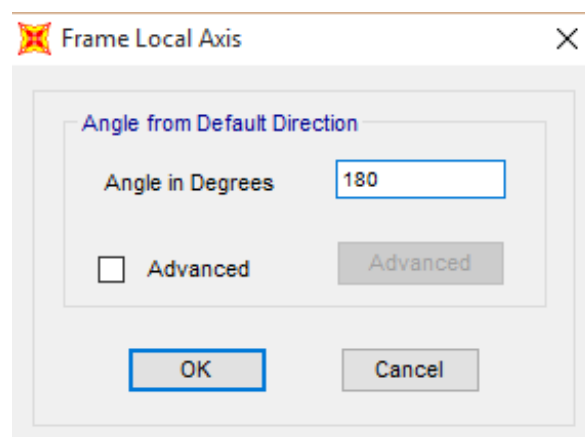
Στη συνέχεια επιλέγουμε τις ακριανές δοκούς της κατασκευής μας. Παρατηρούμε ότι ο τοπικός άξονας των διατομών αυτών διαφέρει ανάλογα με τον τρόπο που τα έχουμε εισάγει στο πρόγραμμα. Τις διαμορφώνουμε έτσι ώστε ο τοπικός άξονας yy (ο μπλε άξονας στο παρακάτω σχήμα) να είναι έξω από την κατασκευή δηλαδή όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα. Την ίδια διαδικασία ακολουθούμε για όλες τις ακριανές δοκούς μας ακόμα και για τις δοκούς της σκάλας και του ανελκυστήρα.



**Σχήμα 2.14: Τοπικοί άξονες των στοιχείων**

Αυτό το καταφέρνουμε επιλέγοντας τις διατομές όπου ο άξονας αυτός έχει φορά προς το εσωτερικό της κατασκευής μας και κλικάροντας Assign → Frame → Local Axis

Θα εμφανιστεί ο παρακάτω πίνακας όπου πληκτρολογούμε στο Angle in Degrees τον αριθμό 180.



**Σχήμα 2.15: Περιστροφή των τοπικών αξόνων των μελών**

Τώρα πλέον επιλέγουμε όλες τις περιφερειακές (ακριανές) δοκούς και τροποποιούμε τον τρόπο εισαγωγής τους ώστε να προσομοιώνονται με ευθύγραμμο τμήμα το οποίο θα διέρχεται από το δεξιό άκρο του άνω πέλματος. Οπότε:

Assign → Frame → Insertion Point και επιλέγουμε ως Cardinal point: 9 (Top Right) και κλικάρουμε στο OK.

### 2.2.5 Δημιουργία διαφραγμάτων σε κάθε όροφο της κατασκευής

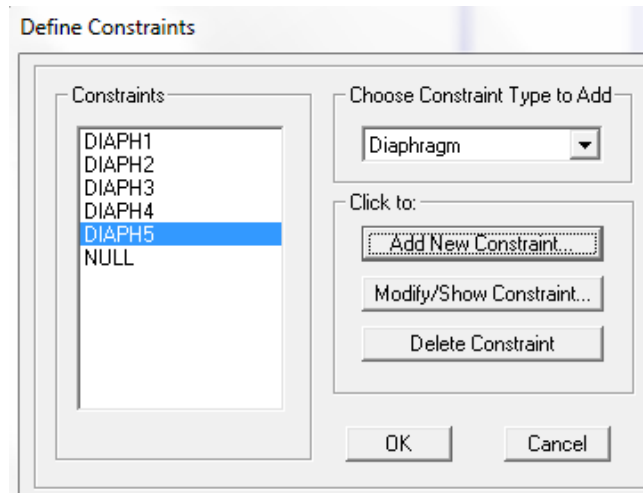
Ένα ακόμη στοιχείο που θα πρέπει να ικανοποιήσουμε είναι η δημιουργία διαφραγμάτων (diaphragms) σε όλους τους ορόφους της κατασκευής μας. Διαφράγματα τα οποία υπάρχουν λόγω της ύπαρξης της διαφραγματικής λειτουργίας των πλακών.

Αυτό το επιτυγχάνουμε ως εξής;



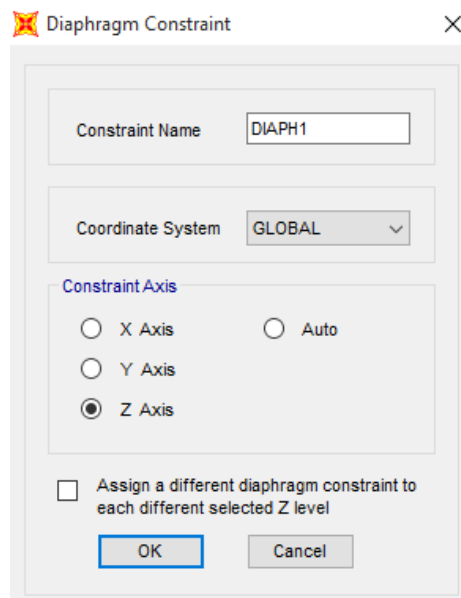
Επιλέγονται όλοι οι κόμβοι του κάθε επιπέδου (κάνουμε την ίδια διαδικασία ξεχωριστά για τους κόμβους του κάθε ορόφου), οι οποίοι έχουν σκυρόδεμα στην πραγματικότητα και στην συνέχεια εκτελούμε τις παρακάτω εντολές:

Define – Join constraints (Σχήμα 2.16)



Σχήμα 2.16: Δημιουργία διαφραγμάτων

Και στον πίνακα που εμφανίζεται (Σχήμα 2.16) επιλέγουμε Add New Constraint (προσέχουμε στο Choose Constraint Type to Add να έχουμε επιλεγμένο το Diaphragm πριν κλικάρουμε στο Add New Constraint)



Σχήμα 2.17 : Καθορισμός της διεύθυνσης λειτουργίας του διαφράγματος 1

Επιλέγουμε τον Z Axis και OK.

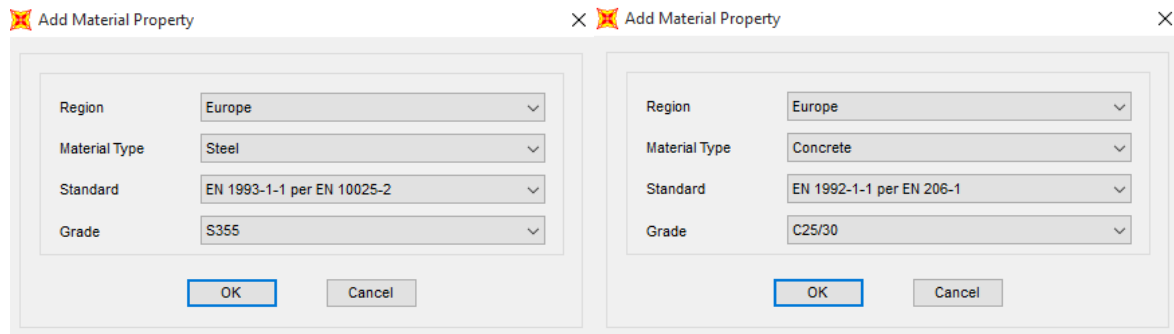
Πραγματοποιούμε την διαδικασία αυτήν και για τους 5 υπέργειους ορόφους.

## 2.2.6 Δημιουργία των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή μας

Στην κατασκευή μας θα χρησιμοποιήσουμε όπως αναφέραμε και στο κεφάλαιο 1 σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 και χάλυβα ποιότητας S235 και S355 οπότε και δημιουργούμε αυτά τα τρία υλικά

Define → Materials και στον πίνακα που θα εμφανιστεί:

Add New Material και δημιουργούμε τα υλικά ακριβώς όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα



Σχήμα 2.18 : Εισαγωγή των υλικών στο SAP2000, απαραίτητη προϋπόθεση για την δημιουργία προσομοιώματος

Επειδή το ίδιο βάρος των πλακών θα το υπολογίσουμε μέσω του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator το οποίο αυτόματα υπολογίζει το ακριβές βάρος της σύμμικτης πλακάς πρέπει να μηδενίσουμε το βάρος κατ όγκο του υλικού C25/30 ώστε να μην υπολογίσουμε δύο φορές το φορτίο αυτό.

Επιλέγουμε το υλικό του σκυροδέματος C25/30 και κλικάρουμε στο:

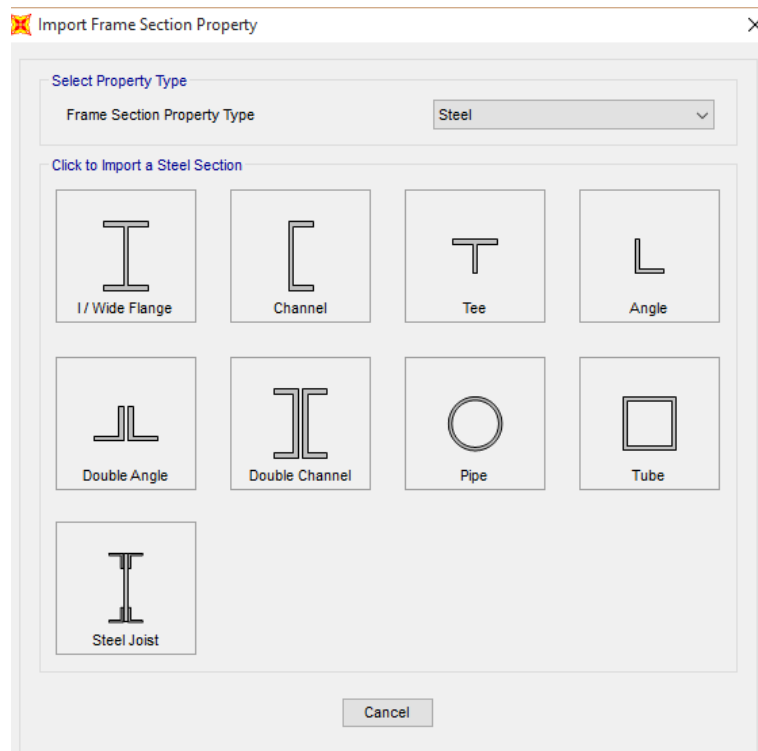
Modify/Show Material

Στον πίνακα που εμφανίζεται πληκτρολογούμε στο Weight per Unit Volume τον αριθμό 0.

## 2.2.7 Δημιουργία των διατομών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή μας

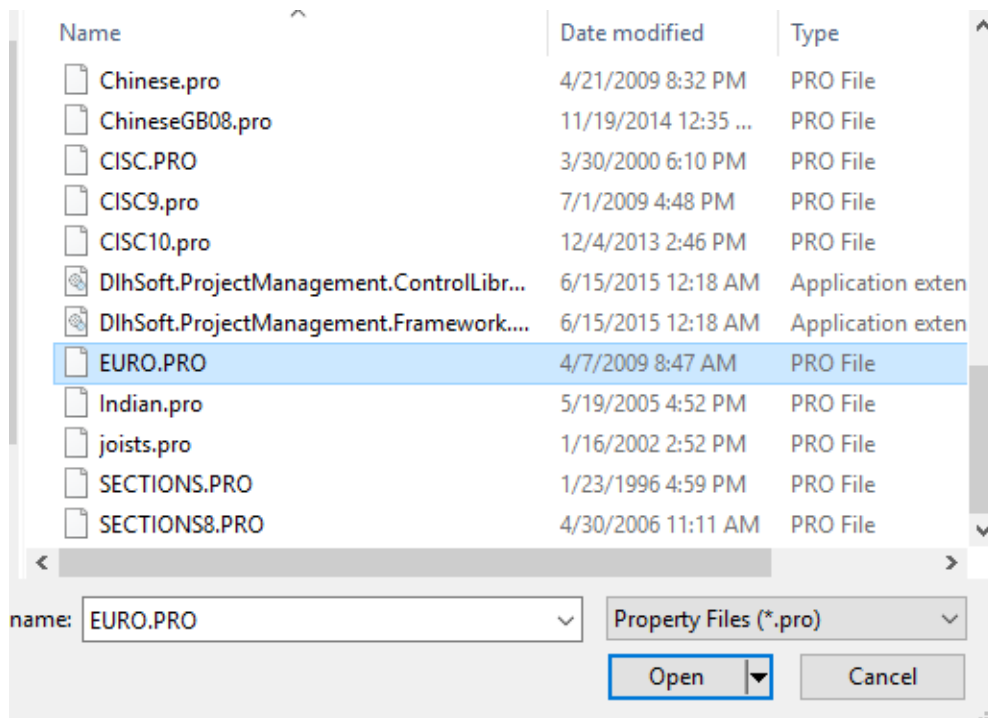
Ακολουθούμε την παρακάτω διαδικασία

Define → Section Properties → Frame Sections και επιλέγουμε το κουτάκι Import New Property



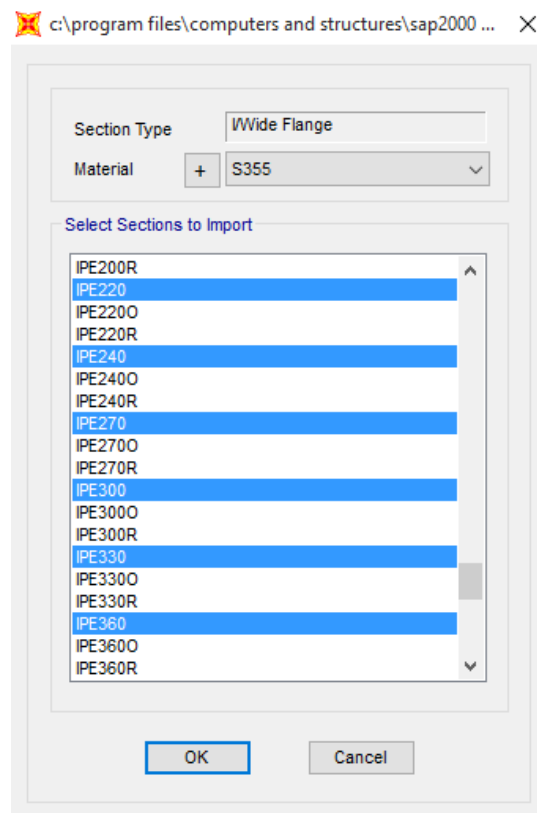
**Σχήμα 2.19: Εισαγωγή Διατομών στο SAP2000**

Στον πίνακα που εμφανίστηκε (Σχήμα 2.19) επιλέγουμε το I/Wide Flange κουτάκι και στη συνέχεια επιλέγουμε το EURO.PRO όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.20 για να εισάγουμε τις πρότυπες κατά τον ευρωκώδικα διατομές στη συγκεκριμένη SAP2000 εργασία.



**Σχήμα 2.20: Εισαγωγή των πρότυπων διατομών**

Επιλέγουμε ως υλικό το S355 που ορίσαμε προηγουμένως και όλες τις διατομές που θέλουμε να μπορούν να πάρουν οι διατομές μας (Σχήμα 2.21)

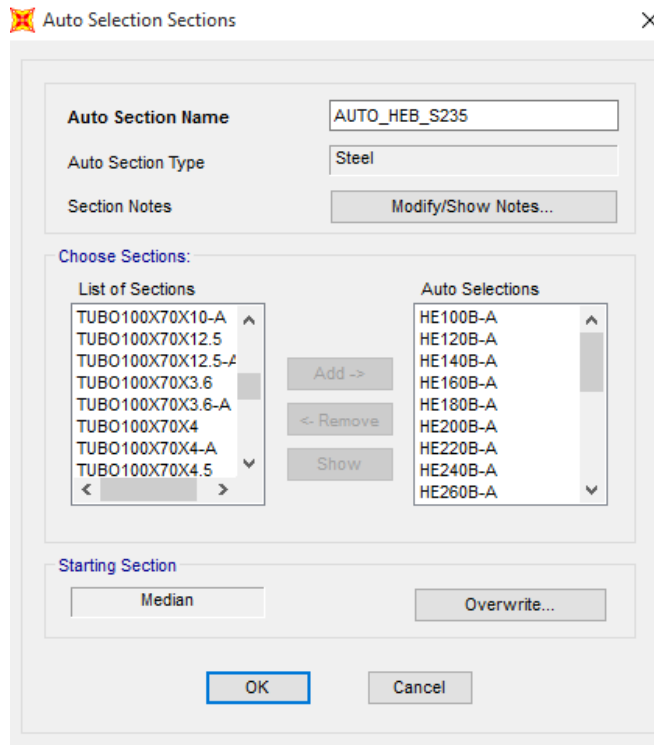


Σχήμα 2.21: Επιλογή διατομών που επιθυμούμε να υπάρχει δυνατότητα να είναι οι διατομές μας

Στη συνέχεια για να γίνει η βέλτιστη επιλογή των διατομών σύμφωνα με τις φορτίσεις που θα ορίσουμε αργότερα επιλέγουμε

Add New Property → Auto Select List

Εμφανίζεται ο πίνακας του Σχήμα 2.22 στον οποίο επιλέγουμε όλες τις διατομές που βρίσκονται στο List of Sections και κλικάροντας το Add τα μεταφέρουμε στο Auto Selections κουτάκι.



**Σχήμα 2.22: Δημιουργία ομάδας διατομών για την βέλτιστη διαστασιολόγηση του κτιρίου**

Φυσικά ακολουθώντας την ίδια διαδικασία εισάγουμε και τις κοίλες διατομές που θα τοποθετήσουμε στα υποστυλώματα του κτιρίου Β

Επιλέγουμε τα υποστυλώματα του κτιρίου Α και εκτελώντας την παρακάτω εντολή τους δίνουμε την δυνατότητα να διαστασιολογηθούν παίρνοντας την βέλτιστη διατομή στη συνέχεια, ανάλογα με τις φορτίσεις που θα επιβάλλουμε στην κατασκευή.

Assign → Frame → Frame Sections... και επιλέγουμε το AUTO\_HEB\_S235

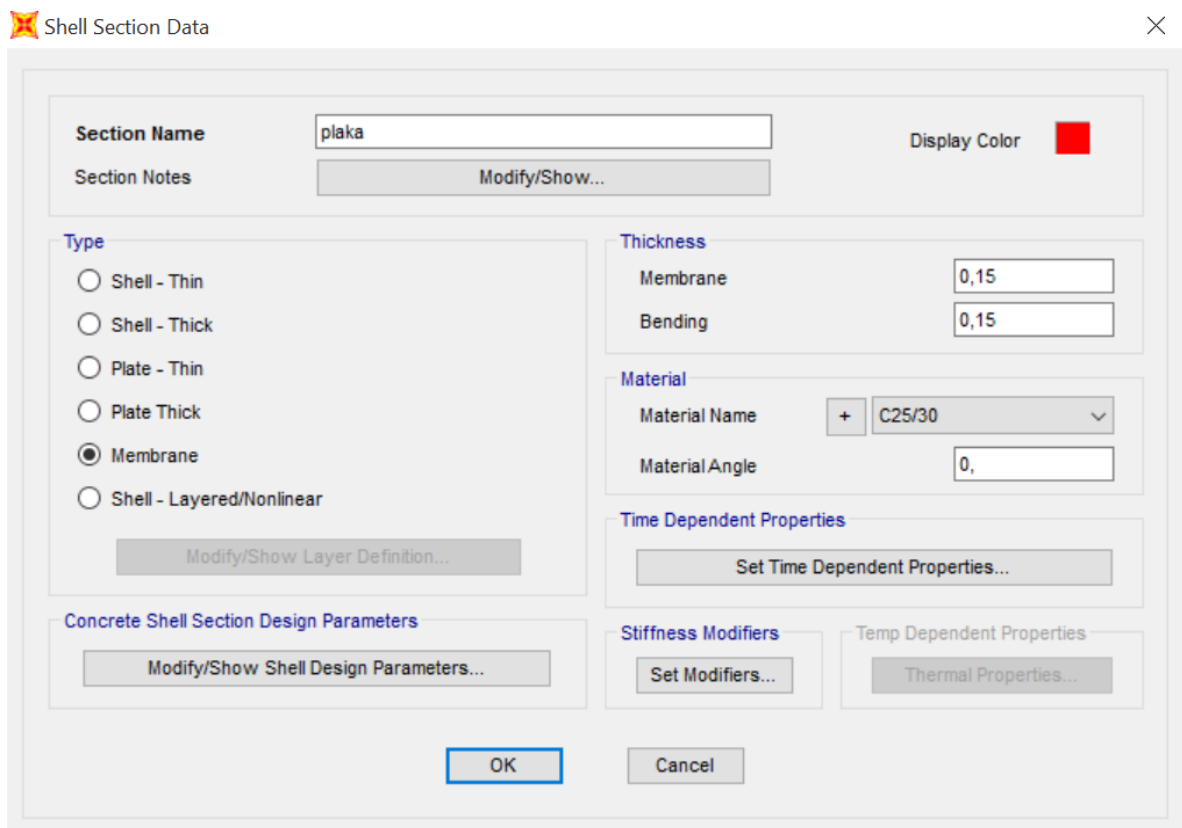
Το ίδιο κάνουμε και για τους συνδέσμους δυσκαμψίας του κτιρίου Β και για τα υποστυλώματα του κτιρίου Β.

Μένει πλέον μονάχα η εισαγωγή των σύμμικτων δοκών κάτι το οποίο θα παρουσιάσουμε σε επόμενο κεφάλαιο.

### 2.2.8 Δημιουργία πλακών που θα χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή μας

Ακολουθούμε την παρακάτω διαδικασία

Define → Section Properties → Area Sections → Add New Section, όπου ορίζονται το υλικό της πλάκας, το ύψος και το είδος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.23



Σχήμα 2.23: Δημιουργία των χαρακτηριστικών της πλάκας του κτίριου μας

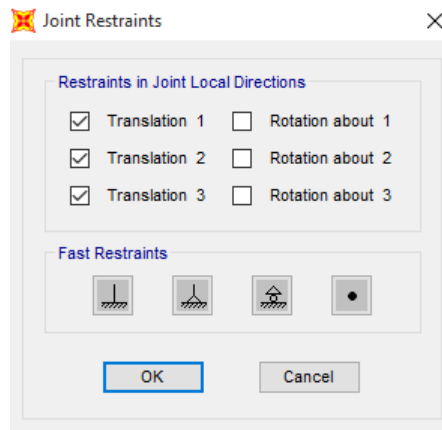
Τώρα πλέον θα πρέπει να σχεδιάσουμε τις πλάκες αυτές πάνω στην κατασκευή μας χρησιμοποιώντας την εντολή Draw → Draw Poly Area και επιλέγοντας όπου Section την plaka που ορίσαμε προηγουμένως.

Οι πλάκες έχουν ύψους  $h = 15\text{cm}$  το οποίο έχει υπολογιστεί μέσω του προγράμματος Symdeck Designer, διαδικασία η οποία θα παρουσιαστεί παρακάτω όταν σχεδιάσουμε το χαλυβδόφυλλο.

### 2.2.9 Δημιουργία αρθρώσεων στην κατασκευή μας

Η διαδικασία ήταν η ακόλουθη για την δημιουργία αρθρώσεων στη βάση του ισογείου στο κτίριο A και πακτώσεων στο κτίριο B

Επιλέγουμε όλα τα σημεία του ισογείου → Assign → Joint → Restraints και στο μεν κτίριο A δεσμεύουμε τις τρεις μεταφορικές κινήσεις του φορέα, στο δε κτίριο B δεσμεύουμε και τις τρεις περιστροφικές κινήσεις του φορέα.



Σχήμα 2.24: Δέσμευση των τριών μεταφορικών κινήσεων του φορέα για το κτίριο Α

### 2.2.10 Προσομοίωση σύμμικτων δοκών στο SAP2000

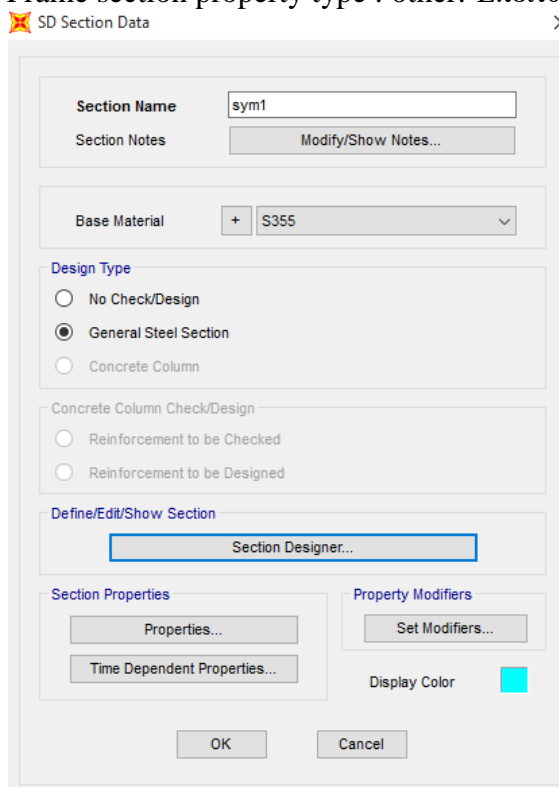
Η προσομοίωση των σύμμικτων πλακών έγινε στο SAP2000 αφού πρώτα έχουμε υπολογίσει τις απαιτούμενες διατομές με την βοήθεια του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

Σύμμικτες δοκούς έχουμε ορίσει στο μεν προσομοίωμα Α και τις κύριες αλλά και τις δευτερεύουσες δοκούς στο δε προσομοίωμα Β μόνο τις δευτερεύουσες δοκούς. Οι δοκοί οι οποίες είναι σύμμικτες είναι αμφιαρθρωτές οπότε και ο υπολογισμός τους έχει ήδη πραγματοποιηθεί με τη χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

Ακολουθούμε την παρακάτω διαδικασία:

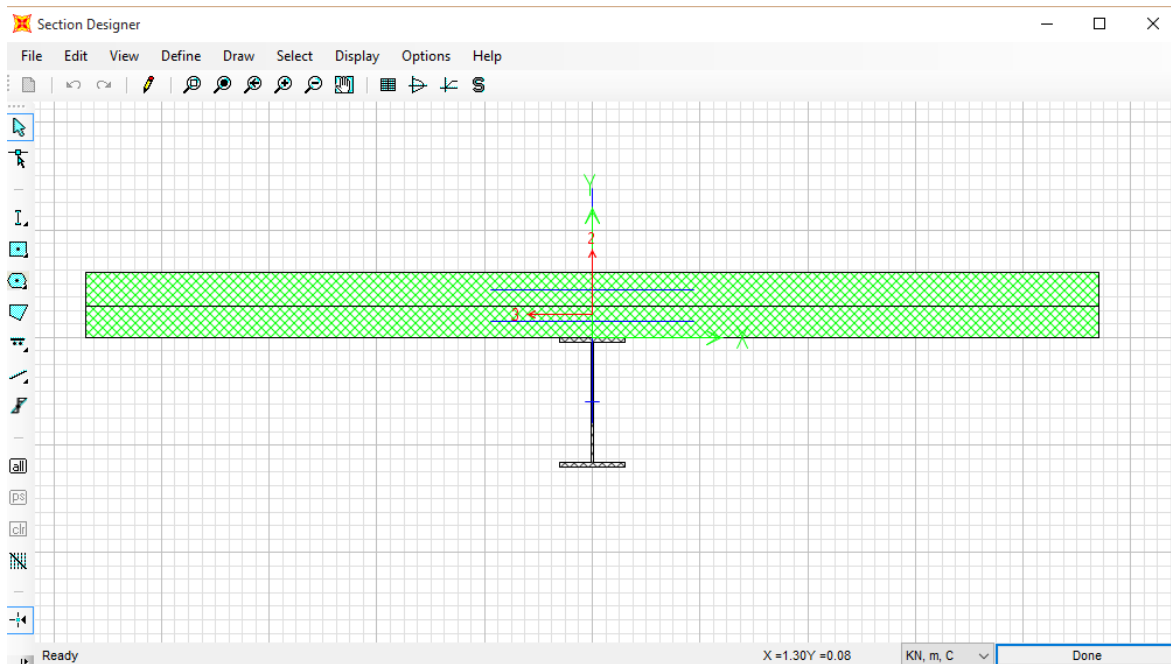
Define → Section Properties → Frame Sections → Add New Property

Επιλέγουμε όπου Frame section property type : other. Έπειτα: section designer



Σχήμα 2.25: Δημιουργία σύμμικτης δοκού στο SAP2000

Στη συνέχεια κλικάροντας το Section designer σχεδιάζουμε την σύμμικτη διατομή μας που έχουμε υπολογίσει όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.26 : Γεωμετρικός καθορισμός σύμμικτης διατομής στο SAP2000

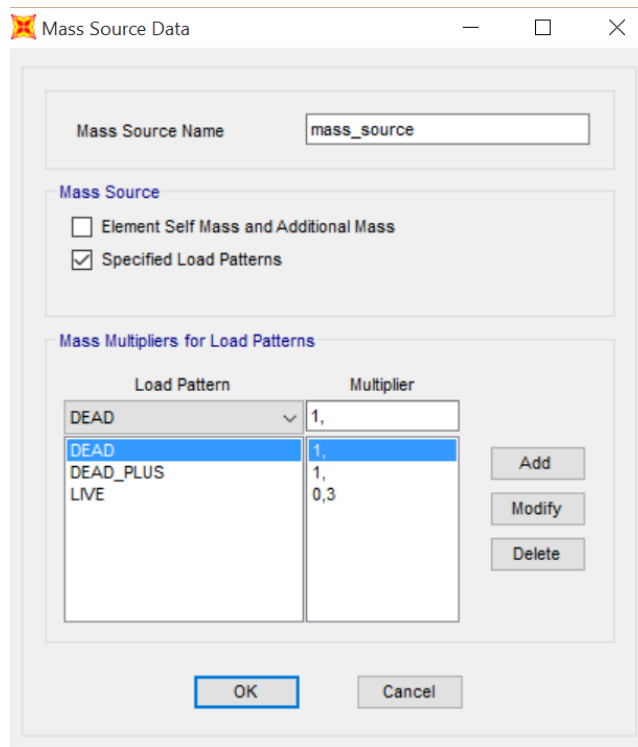
Ακολουθούμε την ίδια διαδικασία μέχρι να έχουμε προσομοιώσει όλες τις δοκούς μας σε όλους τους ορόφους και στα δύο προσομοιώματα.

### 2.2.11 Επιλογή της μάζας της κατασκευής

Στην κατασκευή μας μπορούμε να επιλέξουμε τι θα θεωρείται ως μάζα της κατασκευής. Επιλέγουμε η μάζα της κατασκευής μας να αντλείται από τις φορτίσεις που ασκούνται στον φορέα.

Define → Mass Source → Add New Mass Source, και συμπληρώνουμε τα στοιχεία της παρακάτω εικόνας





Σχήμα 2.27: Ανάπτυξη της πηγής της μάζας της κατασκευής μας

## 2.3 Εισαγωγή φορτίσεων που επιβάλλονται στην κατασκευή

### 2.3.1 Δημιουργία πρότυπων φορτίων (load pattern)

Define → Load Patterns

Και δημιουργούμε τα Μόνιμα (DEAD) , τα πρόσθετα μόνιμα (DEAD\_PLUS) και τα κινητά (LIVE) φορτία

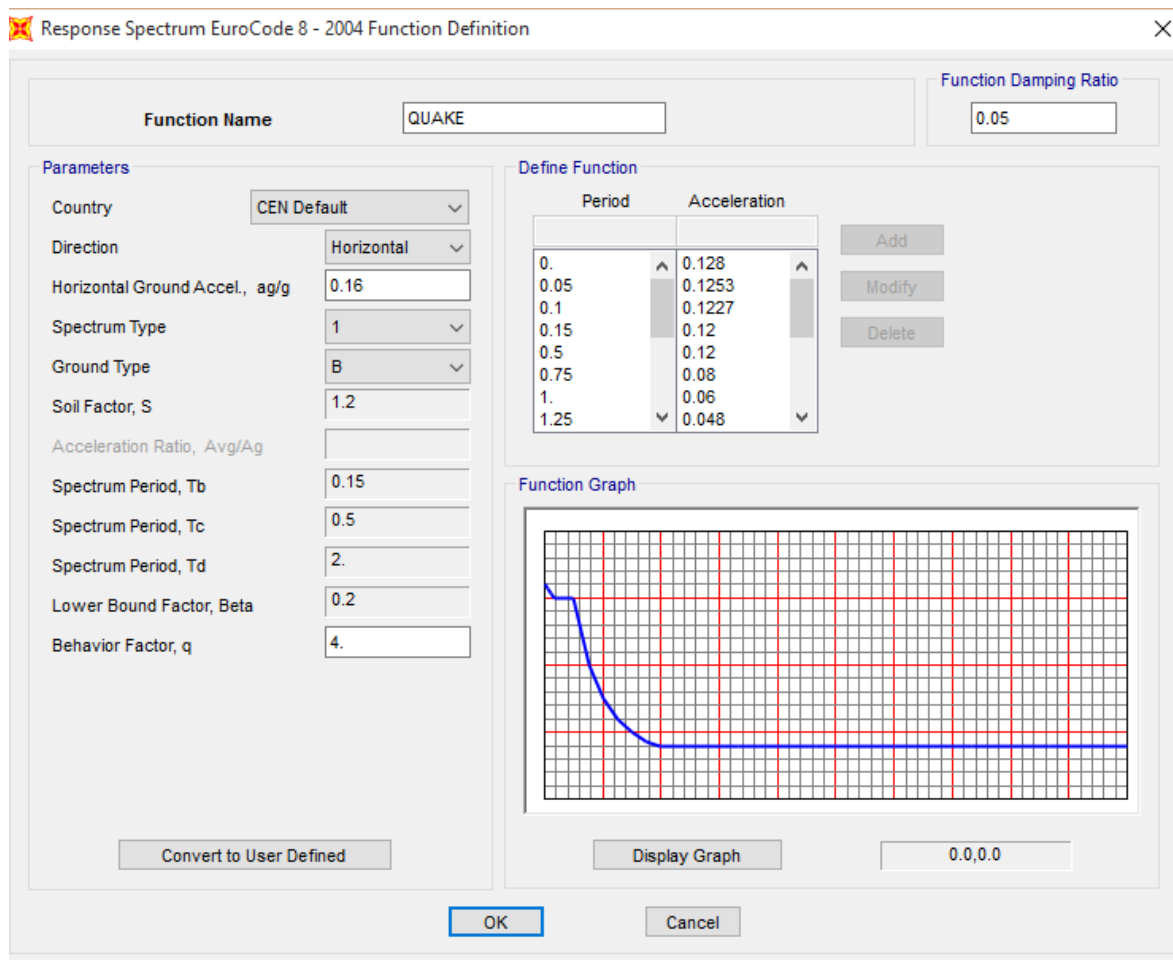
Προσέχουμε μόνο στα μόνιμα φορτία το Self Weight Multiplier να είναι 1, στα υπόλοιπα πρέπει να είναι 0.

### 2.3.2 Δημιουργία του φάσματος σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8

Define → Functions → Response Spectrum

Επιλέγουμε όπου Choose Function Type to Add το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 (EuroCode8 2004) και Add New Function

Στον πίνακα που εμφανίζεται τον συμπληρώνουμε με τα στοιχεία που φαίνονται στην παρακάτω εικόνα:



Σχήμα 2.28: Εισαγωγή του φάσματος του ευρωκώδικα στο SAP2000

### 2.3.3 Δημιουργία των Load Cases

Αυτόματα στα Load Cases έχουν δημιουργηθεί οι φορτίσεις DEAD, DEAD\_PLUS, LIVE και MODAL και εμείς θέλουμε πλέον να δημιουργήσουμε τις σεισμικές φορτίσεις QUAKEY, QUAKEY

Για την ανάλυση επιλέχθηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος, η οποία περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιόμορφη ταλάντωσης. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

Στην δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιόμορφες του κτιρίου με αύξουσα τιμή ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιόμορφες είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares
- CQC: Complete Quadratic Combination

Έτσι εκτελούμε την παρακάτω διαδικασία:

Define → Load Cases → Add New Load Case

Στον πίνακα που εμφανίζεται πληκτρολογούμε τα στοιχεία που φαίνονται στην παρακάτω εικόνα. Δηλαδή:

- ονομάζουμε την συγκεκριμένη φόρτιση ως Load Case,
- ως τύπο φόρτισης θεωρούμε Response Spectrum,
- συνδυασμός ιδιομορφών με την μέθοδο CQC,
- συνδυασμός των δύο κατευθύνσεων με την μέθοδο SRSS,
- φορτία που θα ασκούνται θα είναι επιταχύνσεις της σεισμικού φάσματος που κατασκευάσαμε στο 2.3.2 με συντελεστή 9,81 κατά x και  $9,81 * 0,3 = 2,943$  κατά y άξονα (θα δημιουργήσουμε ένα επιπλέον Load Case για σεισμό κατά y όπου θα έχουμε συντελεστή 9,81 κατά y και  $9,81 * 0,3 = 2,943$  κατά x άξονα)

✖ Load Case Data - Response Spectrum ✖

Load Case Name:  Set Def Name

Notes:

Load Case Type: Response Spectrum Design..

Modal Combination:

CQC GMC f1:  GMC f2:

SRSS

Absolute

GMC Periodic + Rigid Type:

NRC 10 Percent

Double Sum

Directional Combination:

SRSS

CQC3

Absolute

Scale Factor:

Mass Source:

Modal Load Case:

Use Modes from this Modal Load Case:

Standard - Acceleration Loading

Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	QUAKE	9.81
Accel	U1	QUAKE	9.81
Accel	U2	QUAKE	2.943

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters:

Modal Damping:

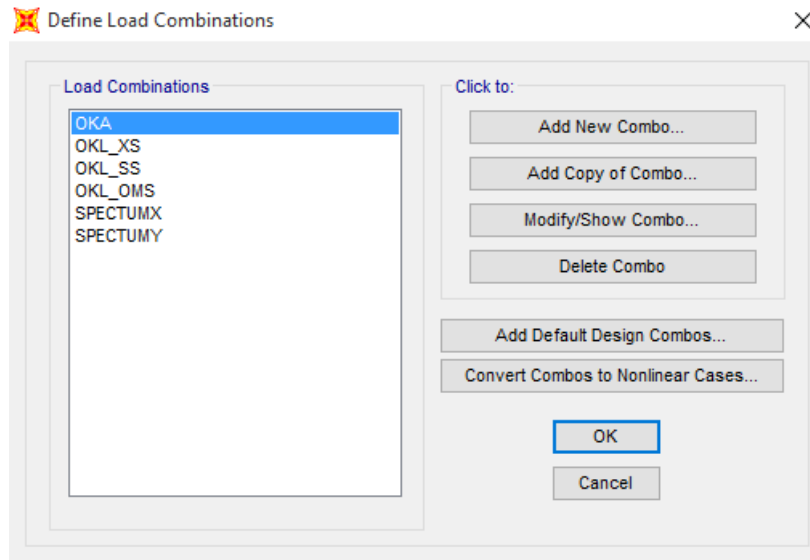
Σχήμα 2.29: Δημιουργία Φορτίου για περίπτωση σεισμική διέγερσης κατά τον x άξονα

Έχουμε δηλαδή ορίσει τα φορτία QUAKEX και QUAKEXY, με συνιστώσες  $E_x$  και  $E_y$  αντίστοιχα, χρησιμοποιώντας τον κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS) για την επαλληλία των συνιστωσών των δύο κατευθύνσεων και τον CQC για την επαλληλία ιδιομορφών. Για την ανάλυση αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα.

### 2.3.4 Συνδυασμοί Δράσεων

Απαραίτητο βήμα είναι η δημιουργία των διαφόρων συνδυασμού δράσεων στο στατικό πρόγραμμα SAP2000. Αυτό γίνεται ως εξής:

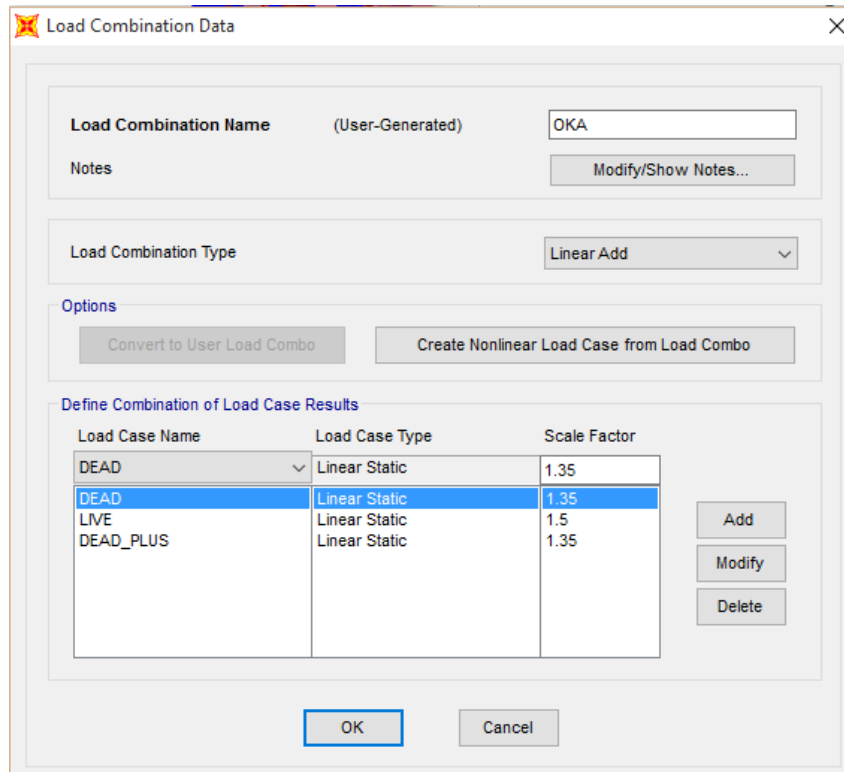
Define → Load Combinations, όπου θέλουμε να δημιουργήσουμε τους εξής συνδυασμούς φορτίσεων:



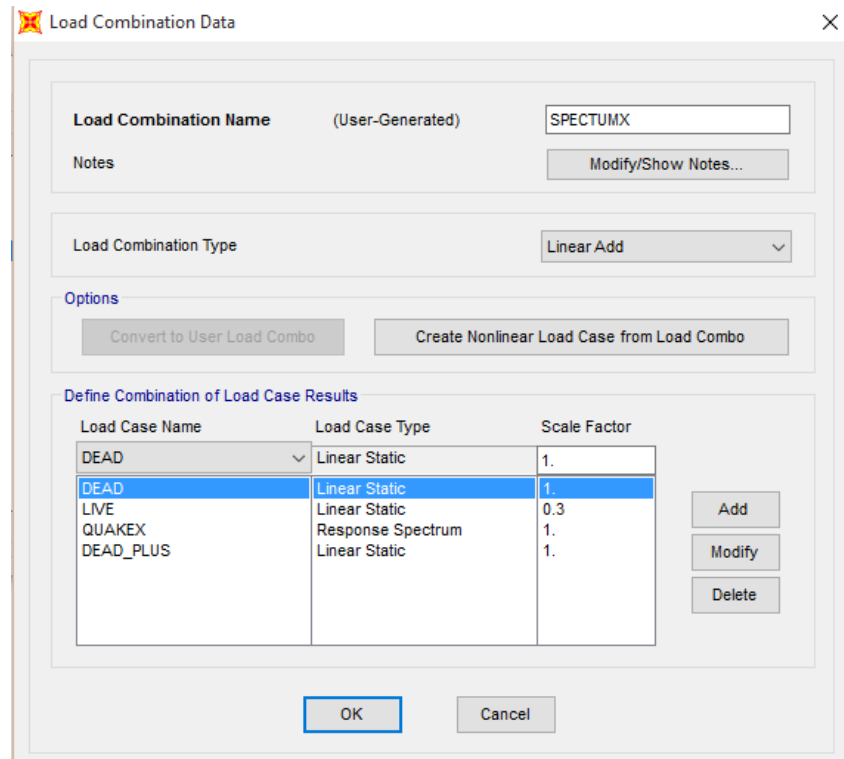
Σχήμα 2.30 : Καθορισμός συνδυασμών δράσεων στο φορέα

- OKA: είναι ο συνδυασμός φόρτισης στην οριακή κατάσταση αστοχίας
- OKL\_XS: είναι ο χαρακτηριστικός συνδυασμός φόρτισης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
- OKL\_SS: είναι ο συνήθης συνδυασμός φόρτισης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
- OKL\_OMS: είναι ο οιονεί μόνιμος συνδυασμός φόρτισης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας
- SPECTUMX: είναι ο σεισμικός συνδυασμός φόρτισης κατά x
- SPECTUMY: είναι ο σεισμικός συνδυασμός φόρτισης κατά y

Αφού επιλέξουμε Add new Combo μας εμφανίζεται ο παρακάτω πίνακας τον οποίο συμπληρώνουμε καταλλήλως όπως αναπτύχθηκαν αναλυτικά στο κεφάλαιο 1.



Σχήμα 2.31: Δημιουργία του συνδυασμού φόρτισης για την οριακή κατάσταση αστοχίας

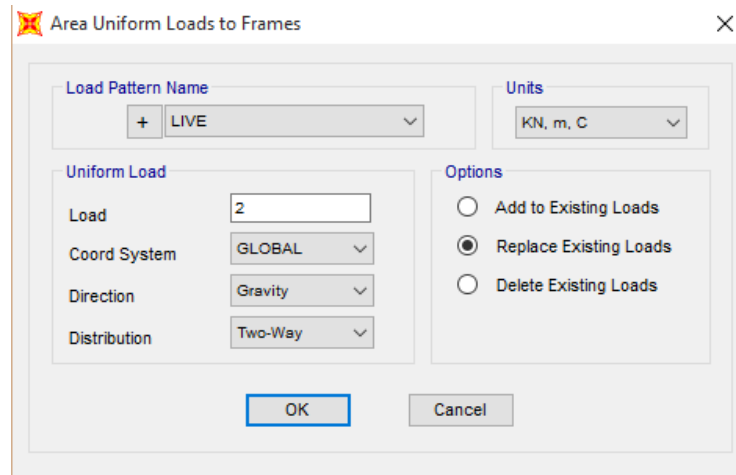


Σχήμα 2.32: Δημιουργία του συνδυασμού φόρτισης για την περίπτωση σεισμικού γεγονότος κατά τον x άξονα

### 2.3.5 Εφαρμογή των φορτίσεων πάνω στα στοιχεία των πλακών

Για την εφαρμογή των φορτίσεων DEAD, DEAD\_PLUS και LIVE στις πλάκες που έχουν δημιουργηθεί σε κάθε στάθμη ορόφου θεωρήθηκε ομοιόμορφη φορτιση και αυτό έγινε επιλέγοντας τις πλάκες και εκτελώντας την εντολή:

Assign – Area Loads – Uniform to Frame(Shell)



Σχήμα 2.33: Εφαρμογή της φόρτισης των κινητών φορτίων στις πλάκες της κατασκευής

Το distribution εξαρτάται από την έδραση της πλάκας και επειδή εμείς έχουμε επιλέξει ισοσταθμία δοκών επιλέγουμε το two-way.

## 2.4 Ανάλυση της κατασκευής

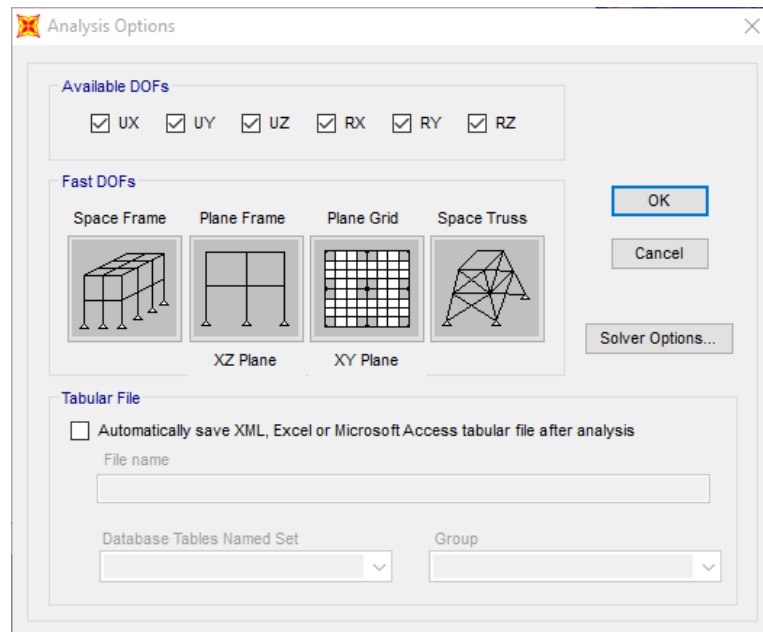
Ακολουθεί η ανάλυση της κατασκευής μας, όπου θα προκύψουν τα εντατικά μεγέθη των μελών της για τις μέσες διατομές που έχουν ληφθεί υπόψη. Αυτό θα είναι μια πολύ καλή αρχική προσέγγιση και ένας τρόπος να ελέγξουμε εάν έχουμε κάνει τυχόν σφάλματα κατά την μεταφορά του φορέα στο πρόγραμμα ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000.

### 2.4.1 Καθορισμός του προβλήματος ανάλυσης

Στο βήμα αυτό θα πρέπει να καθορίσουμε το πρόβλημα που καλούμαστε να λύσουμε τι είδους πρόβλημα αποτελεί. Εμείς έχουμε ένα χωρικό κτίριο το οποίο μετατοπίζεται και στις τρεις διευθύνσεις του χώρου x,y,z δηλαδή ένα Space Frame.

Οπότε η διαδικασία που ακολουθούμε είναι η εξής:

Analyze → Analysis Options και επιλέγουμε όλα τα κουτάκια όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.

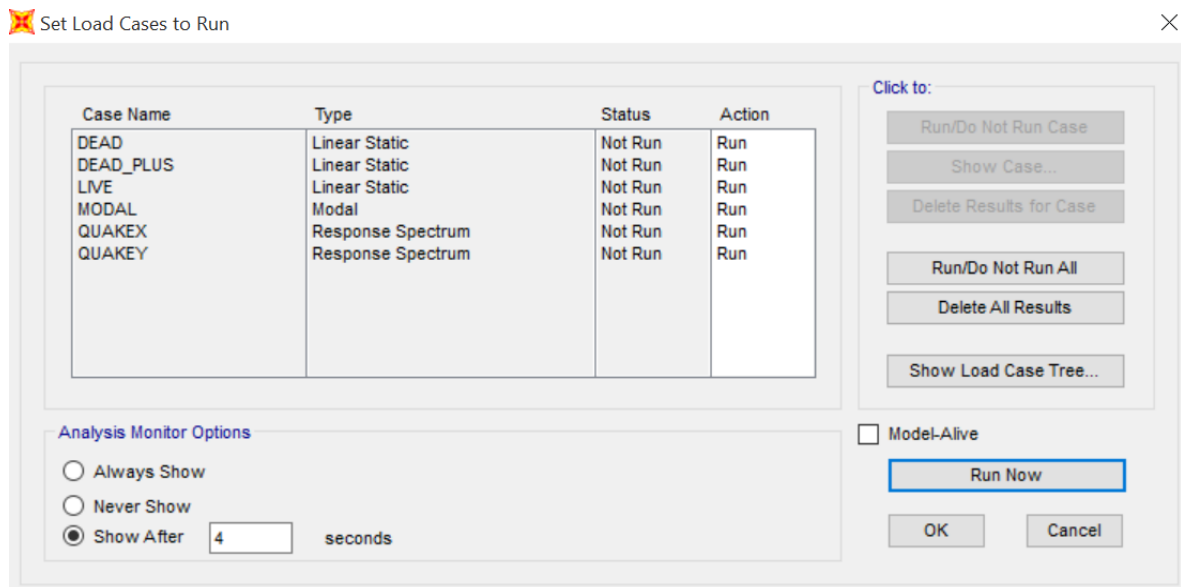


Σχήμα 2.34 : Καθορισμός τρισδιάστατου τρόπου ανάλυσης στο SAP2000

## 2.4.2 Εκτέλεση της ανάλυσης της κατασκευής

Ακολουθούμε την διαδικασία:

Analyze → Run Analysis και επιλέγουμε να τρέξουμε την ανάλυση για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης που έχουμε ορίσει:



Σχήμα 2.35 : Ανάλυση της κατασκευής με εκτέλεση επιλεγμένων συνδυασμών δράσεων

### 3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων στοιχείων

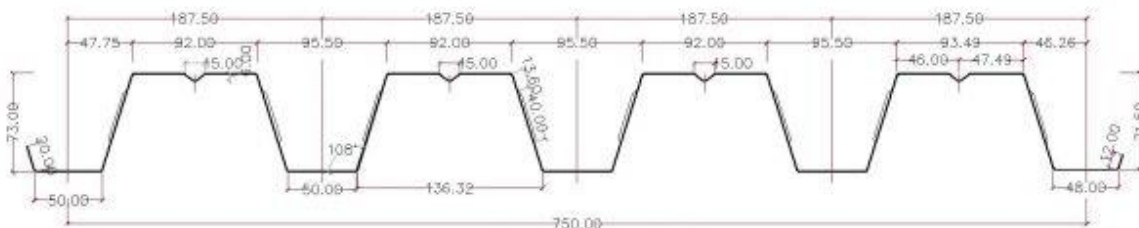
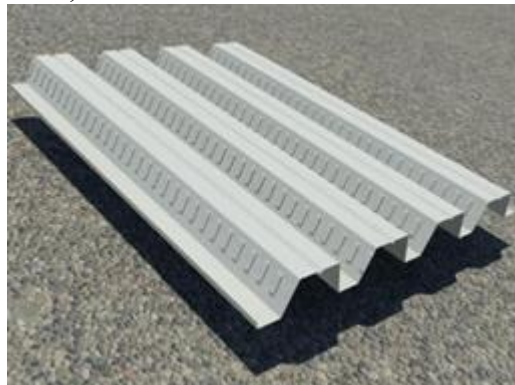
#### 3.1 Διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών

Θα χρησιμοποιήσουμε χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40mm, 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.

Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται πάντα με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75 ως 1,25mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, γαλβανισμένος, με δυνατότητα επιλογής βαφής σε μια μεγάλη γκάμα χρωμάτων.

- ΑΝΑΠΤΥΓΜΑ: 1250mm
- ΠΑΧΟΣ: 0,75mm ~ 1,25mm ( $\pm 0,02$ )
- ΚΑΛΥΨΗ: 750  $\pm 5,0$ mm
- ΒΑΘΟΣ: 73  $\pm 1,0$ mm
- ΠΑΤΗΜΑ: 187,5  $\pm 2$ mm



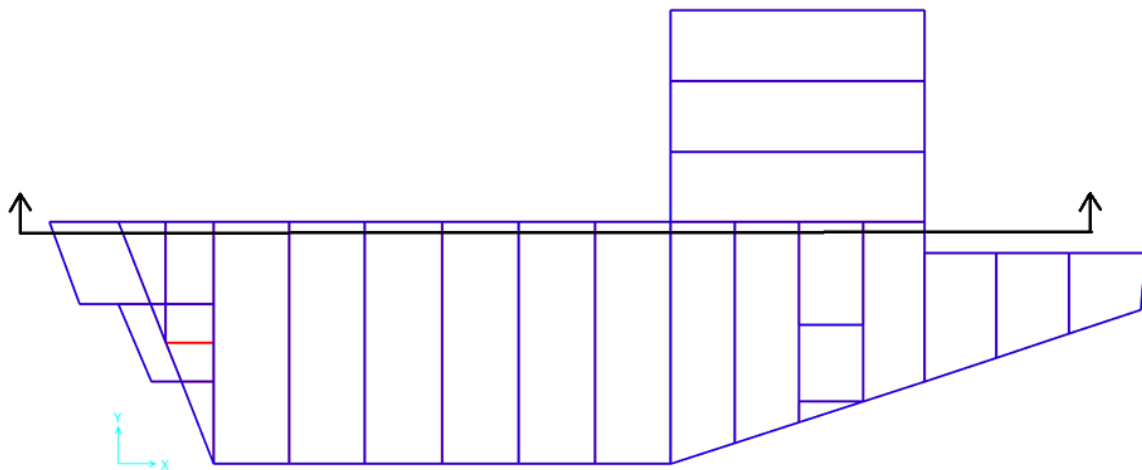
Σχήμα 3.1 : Χαλυβδόφυλλο Symdeck73



Θα σχεδιάσουμε και θα υπολογίσουμε τις σύμμικτες πλάκες της κατασκευής μας με την βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος Sym Deck Designer, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 που αναπτύχθηκε από την εταιρία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο. Οι κανονισμοί στους οποίους βασίζεται η λειτουργία του είναι:

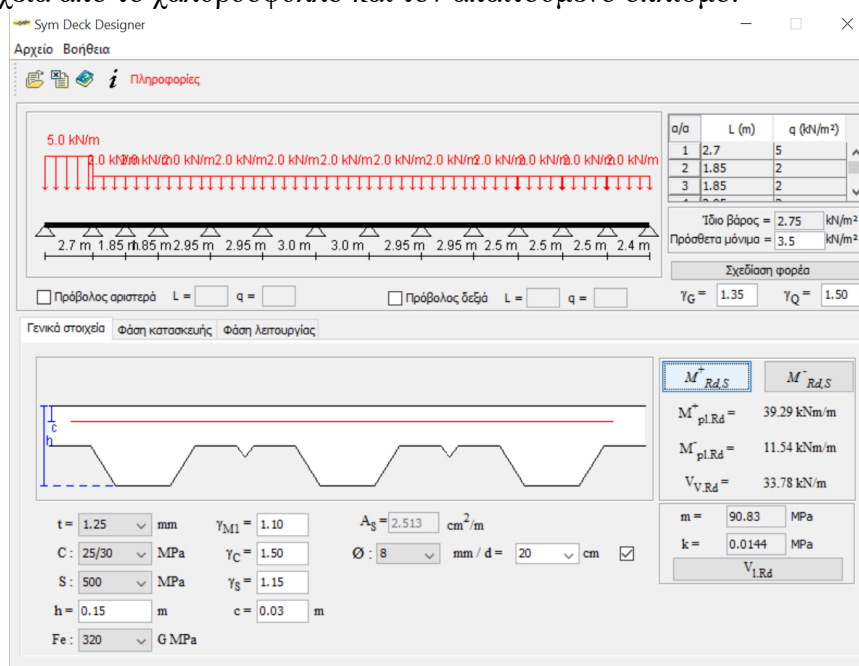
- I. Ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1.3
- II. Ο Ευρωκώδικας 4 – Μέρος 1.1
- III. Ο ΕΚΩΣ 2000

Για τον έλεγχο και την διαστασιολόγηση των πλακών θα επιλεγεί τυχαία ένα επίπεδο στην κατασκευή και θα διαστασιολογηθούν οι πλάκες. Έστω ότι επιλέγεται το επίπεδο  $z=13,8$ .



Σχήμα 3.2: Γεωμετρία ορόφου στο επίπεδο  $z=13,8\text{m}$

Θα περαστούν στο πρόγραμμα SymDeck Designer τα στοιχεία των πλακών, τα φορτία και τα στοιχεία από το χαλυβδόφυλλο και τον απαιτούμενο οπλισμό.

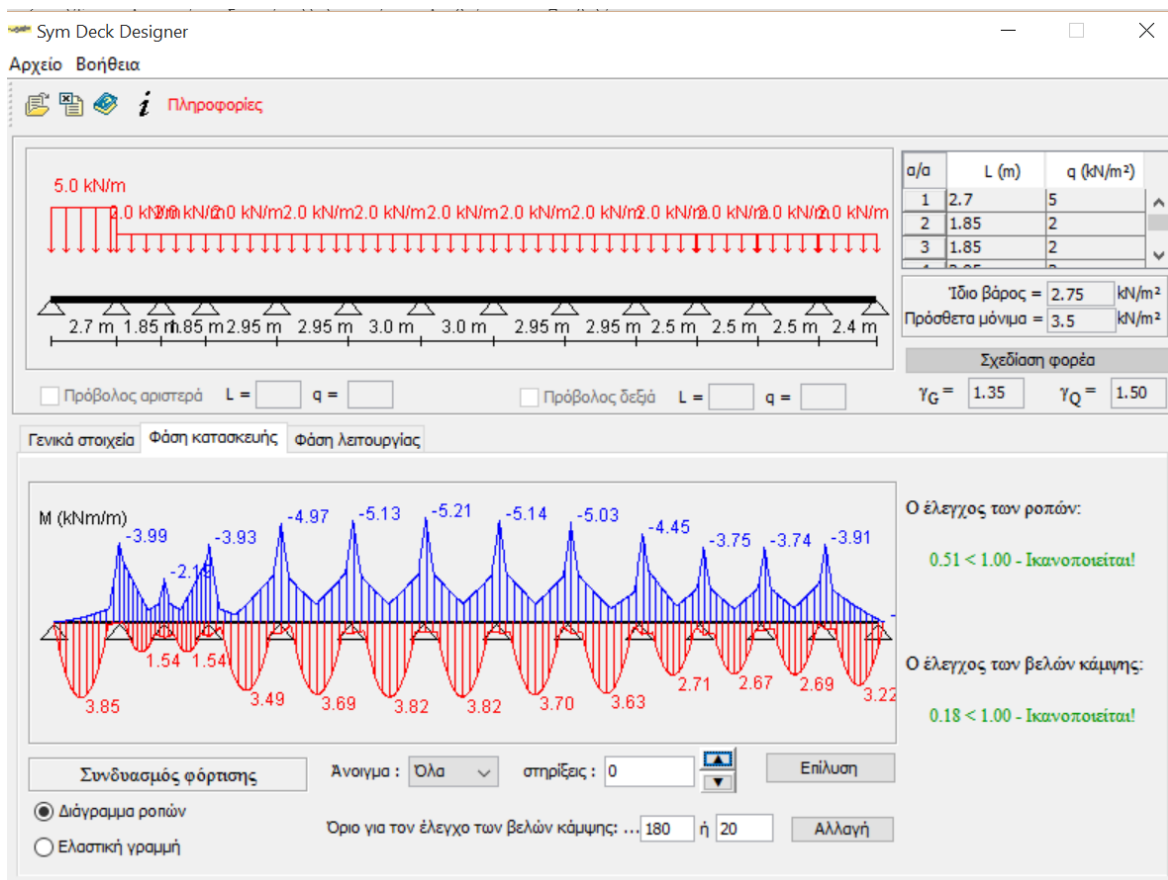


Σχήμα 3.3: Γραφικό περιβάλλον προγράμματος Sym Deck Designer

### 3.1.1 Έλεγχοι στην Φάση Κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρόντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αστοχίας διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. 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.

Παρακάτω φαίνεται το διάγραμμα ροπών για το χαλυβδόφυλλο κατά την φάση κατασκευής

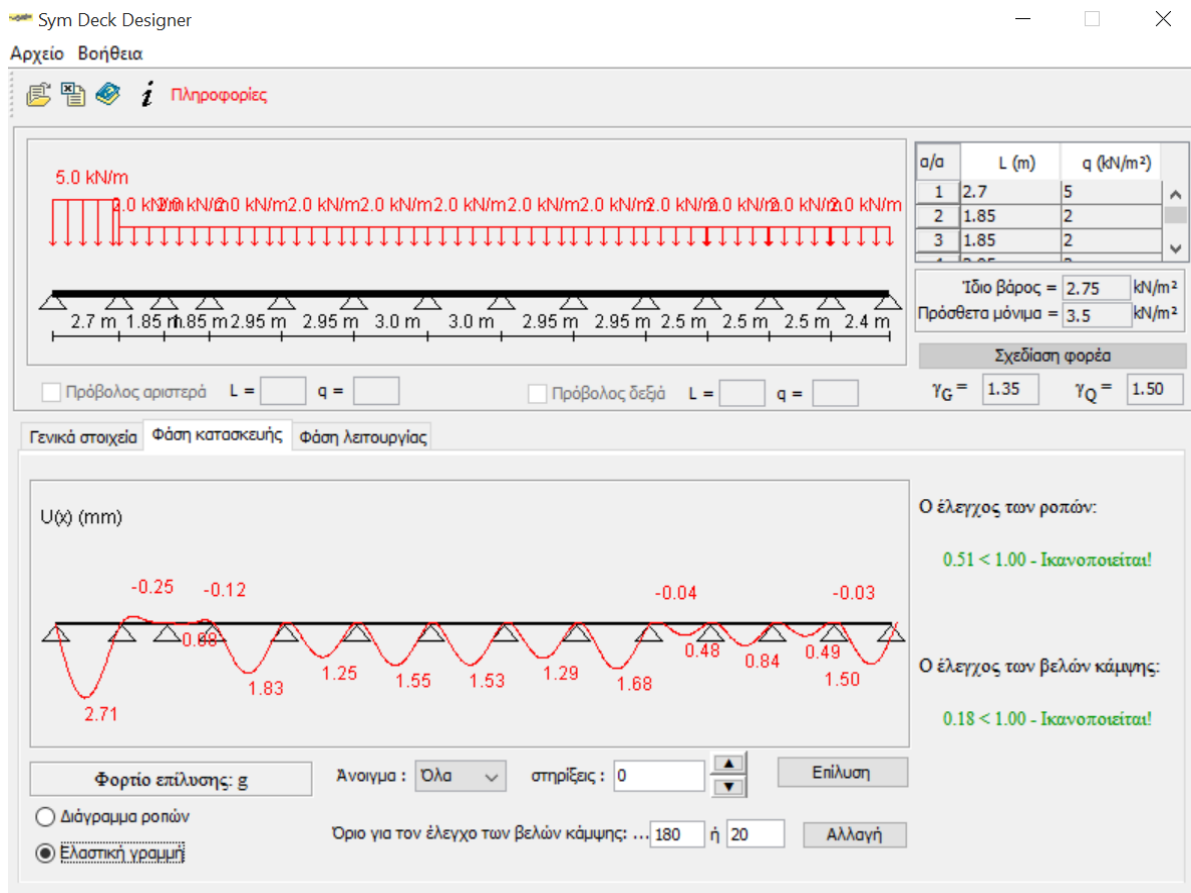


Σχήμα 3.4: Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά την φάση κατασκευής

Όπως φαίνεται και από την παραπάνω εικόνα, το χαλυβδόφυλλο επαρκεί για την συγκεκριμένη τομή του κτιρίου.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης πραγματοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι  $0,51 < 1$

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται (όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης: 1/180 ή 20mm). Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι  $0,18 < 1$ .



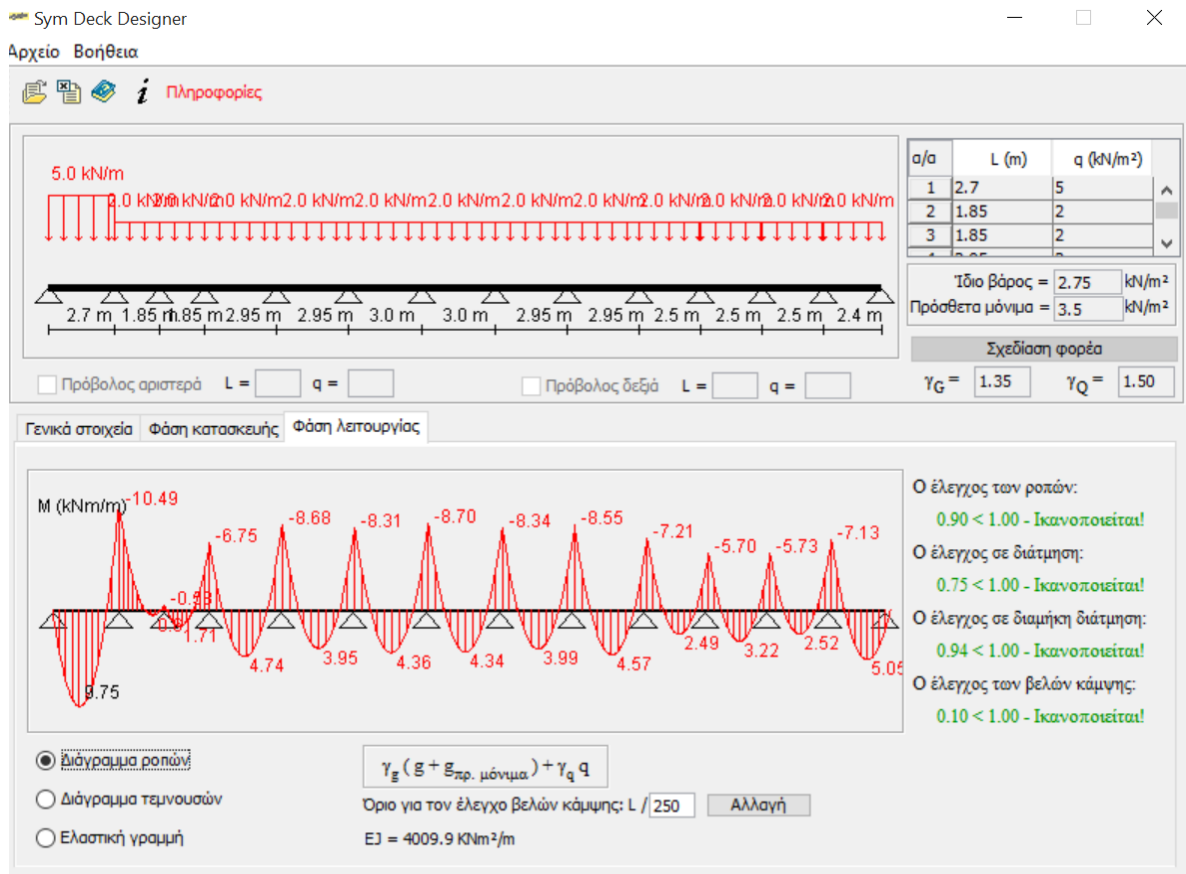
Σχήμα 3.5: Η ελαστική γραμμή στα φάση κατασκευής των πλακών

### 3.1.2 Έλεγχοι στη Φάση Λειτουργίας

Τα φορτία που δρουν στη φάση λειτουργίας στη σύμμικτη πλάκα είναι τα ίδιο βάρος  $G$  και το ωφέλιμο φορτίο  $Q$ . Για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών του σύμμικτου φορέα λόγω των παραπάνω δράσεων, θεωρείται η επιβολή του ωφέλιμου φορτίου  $Q$  σ' όλη την επιφάνεια του φορέα.

Διενεργούνται δύο έλεγχοι:

- Έλεγχος οριακής κατάστασης αστοχίας  $1,35G+1,5Q$
- Έλεγχος οριακής κατάστασης λειτουργικότητας  $1G+1Q$



Σχήμα 3.6: Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση λειτουργίας

- Έλεγχος καμπτικής αντοχής:

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G(g + g_{\text{πρόσθετα}}) + \gamma_Q q$$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης πραγματοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι  $0,90 < 1$

- Έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G(g + g_{\text{πρόσθετα}}) + \gamma_Q q$$

Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης πραγματοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι  $0,75 < 1$

- Έλεγχος έναντι διαμήκους διάτμησης

Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$\gamma_G(g + g_{\text{πρόσθετα}}) + \gamma_Q q$$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκουσ διάτμησης πραγματοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι  $0,94 < 1$

➤ Έλεγχος βελών κάμψης

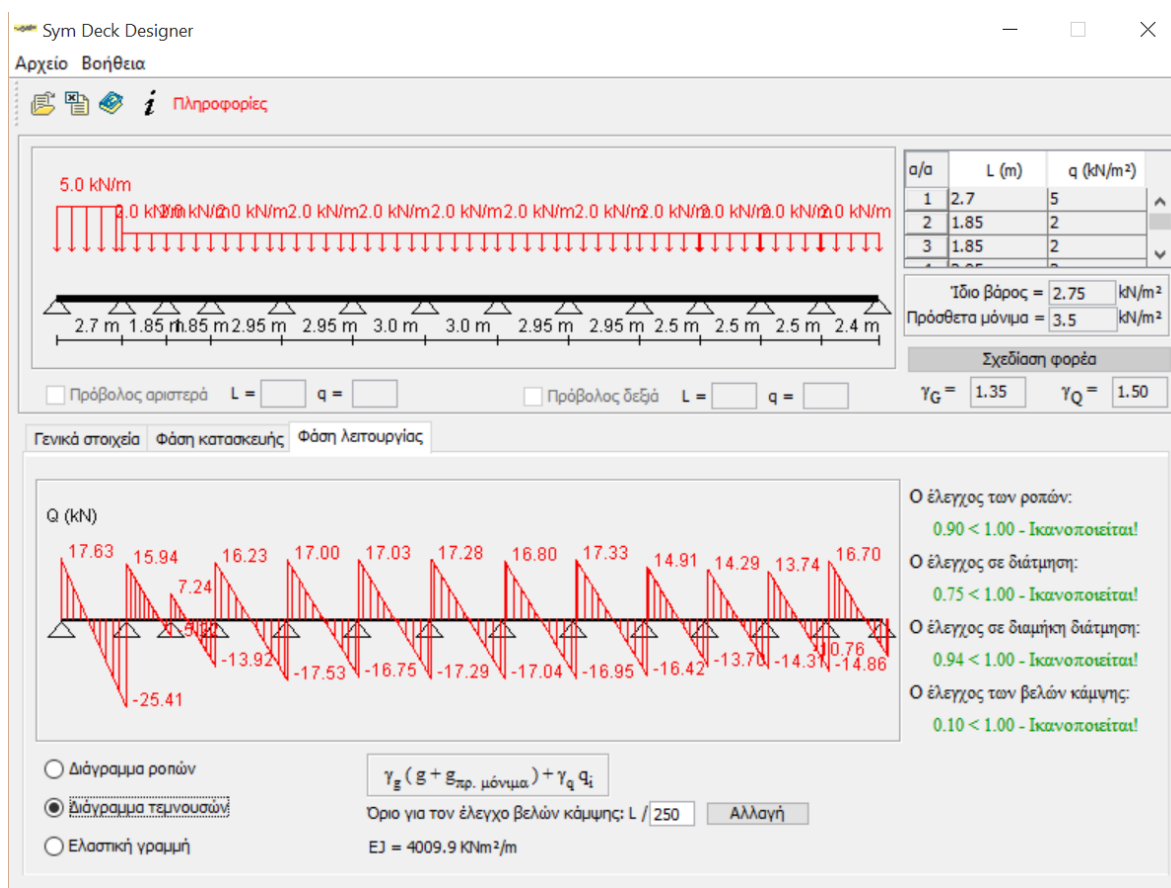
Ο συνδυασμός φόρτισης είναι:

$$g + g_{\text{πρόσθετα}} + q$$

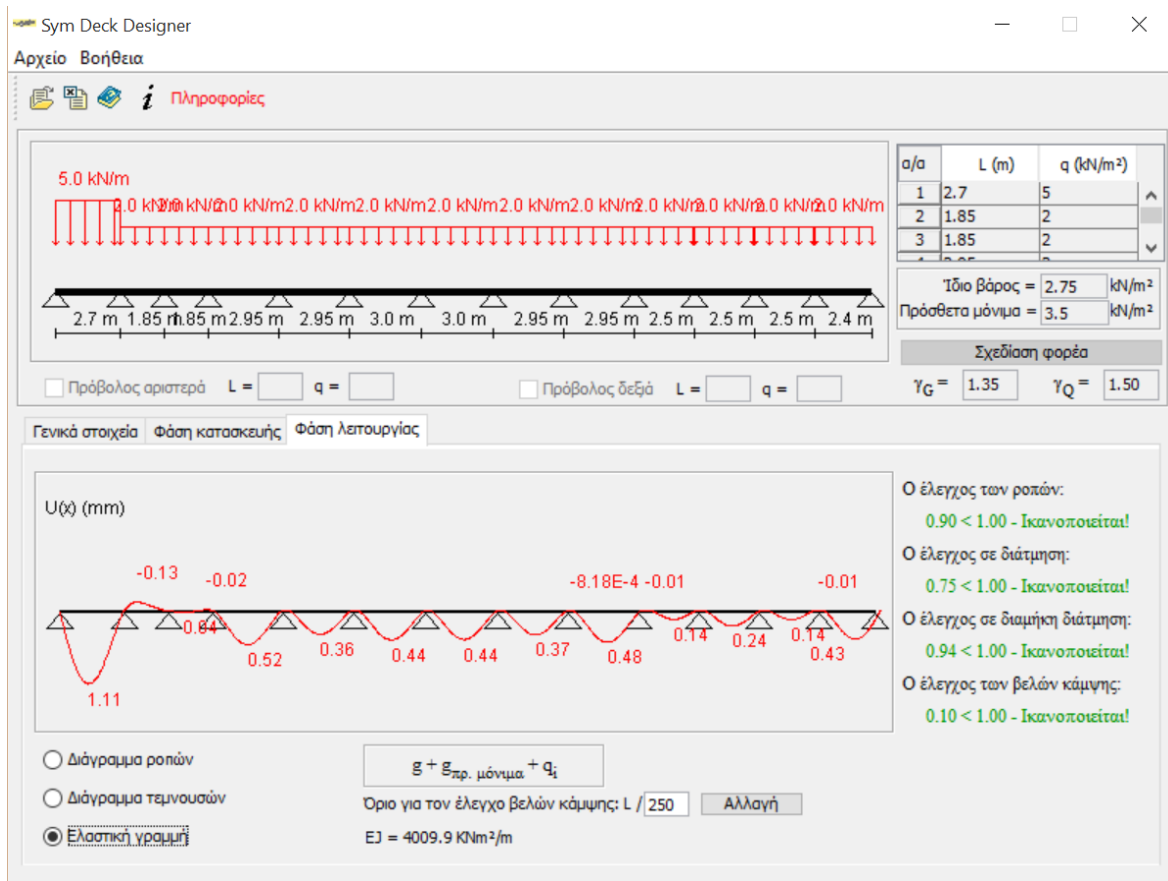
Όρια για τον έλεγχο των βελών κάμψης είναι:  $1/250$

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται. Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι  $0,10 < 1$

Παρατηρείται στην παραπάνω εικόνα ότι ο έλεγχος των ροπών, της διάτμησης (εγκάρσιας και διαμήκουσ) και των βελών κάμψης ικανοποιείται. Αυτό εξαρτάται πάρα πολύ από τον οπλισμό που τοποθετήθηκε στην πλάκα μας. Δηλαδή τον οπλισμό  $\Phi 8/20$ .



Σχήμα 3.7 : Το διάγραμμα τεμνουσών στην φάση λειτουργίας της πλάκας

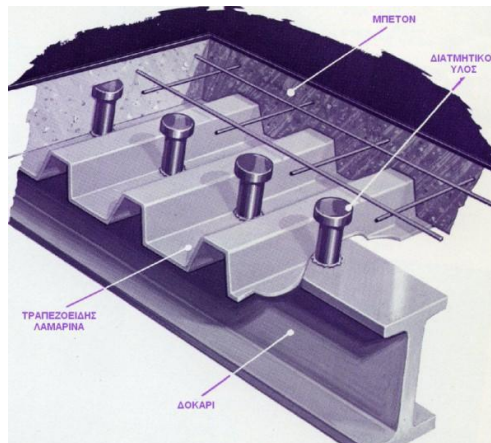


Σχήμα 3.8 : Η ελαστική γραμμή στην φάση λειτουργίας της πλάκας

### 3.2 Τοποθέτηση διατμητικών ήλων

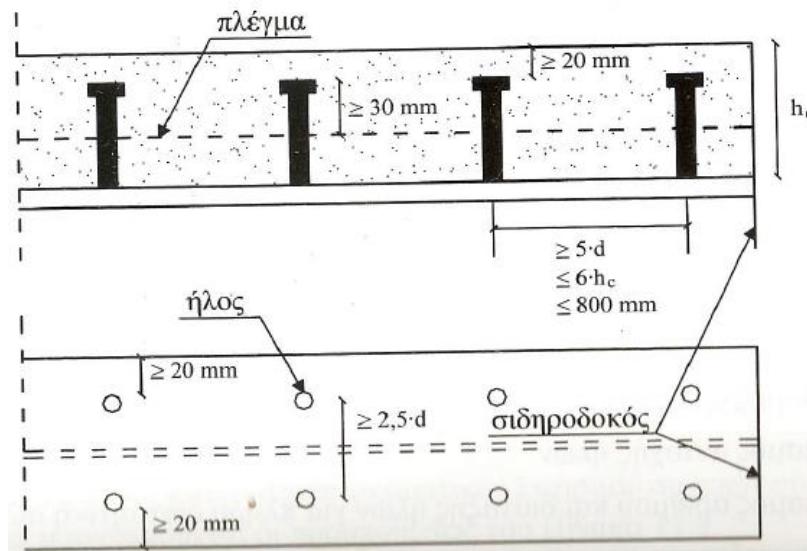
Η συγκόλληση των ήλων προδιαγράφεται στο EN 14555. Η συγκόλληση γίνεται με τη βοήθεια ειδικής μηχανής σε 4 φάσεις:

- Προσαρμογή κεφαλής του ήλου στο πιστόλι συγκόλλησης και εφαρμογή κεραμικού δακτυλίου στην βάση του.
- Με την πίεση την σκανδάλης του πιστολιού ανυψώνεται λίγο ο ήλος και με την διοχέτευση υψηλού ρεύματος δημιουργείται ηλεκτρικό τόξο μεταξύ της βάσης του ήλου και του μητρικού μετάλλου, το οποίο περιορίζεται εντός του κεραμικού δακτυλίου.
- Το μητρικό μέταλλο και η βάση του δακτυλίου λιώνουν υπό την επίδραση του ηλεκτρικού τόξου και μετά το τέλος του χρόνου συγκόλλησης πιέζεται ο ήλος στο τήγμα.
- Απομάκρυνση του πιστολιού και του κεραμικού δακτυλίου. Η βάση του ήλου στην τελική κατάσταση είναι εξογκωμένη λόγω υπερχειλίσσης του τήγματος. Ο ρόλος του κεραμικού δακτυλίου είναι συνεπώς ο προσδιορισμός του ηλεκτρικού τόξου και ο σχηματισμός της βάσης του ήλου.



Σχήμα 3.9: Εσωτερικό σύμμικτης πλάκας με διατμητικούς ήλους

Ο υπολογισμός των απαιτούμενων διατμητικών ήλων θα γίνει με την βοήθεια του προγράμματος AccelorMital Beams Calculator, πρόγραμμα το οποίο θα χρησιμοποιήσουμε στη συνέχεια για τον υπολογισμό των σύμμικτων δοκών.



Σχήμα 3.10 : Περιορισμοί στον τρόπο τοποθέτησης των διατμητικών ήλων

Θα χρησιμοποιήσουμε διατμητικούς ήλους κεφαλής TRW Nelson KB.

Ο αριθμός, η διάταξη καθώς και τα χαρακτηριστικά των διατμητικών ήλων καθορίστηκαν σύμφωνα με τα παρακάτω:

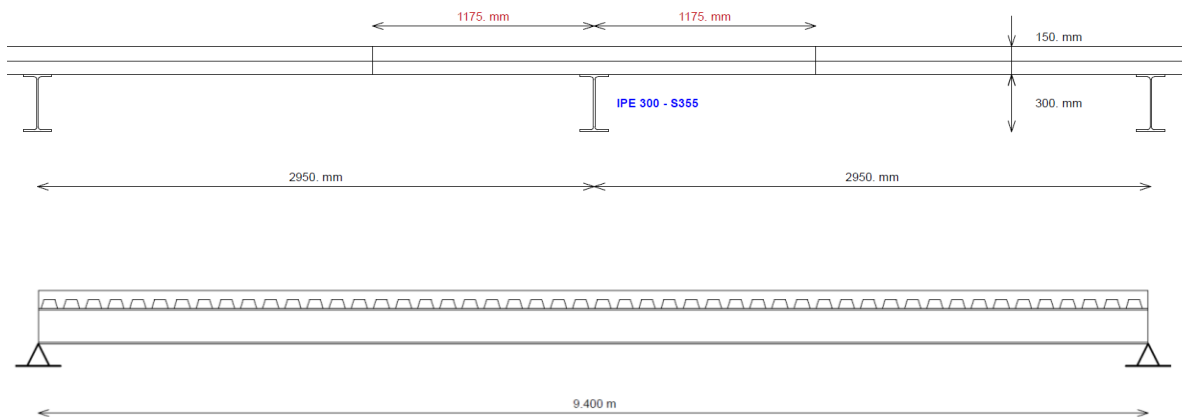
- Το ύψος  $h$  του κάθε διατμητικού ήλου θα πρέπει να απέχει απόσταση μεγαλύτερη των 20mm από την επιφάνεια του σκυροδέματος, μεγαλύτερη των 30mm από το υψηλότερο σημείο του χαλυβδόφυλλου και επίσης να βρίσκεται κατά το δυνατόν σε θλιβόμενο σκυρόδεμα (δηλαδή να έχει κατά το δυνατόν μεγαλύτερο  $h$ ). Άρα  $150 - 73 = 77\text{mm} < h < 130\text{mm} = 150 - 20$   
Επιλέγουμε ύψος  $h = 125\text{mm}$
- Ως πάχος διατμητικών ήλων επιλέξαμε  $d = 19\text{mm}$  καθώς οι διατμητικοί ήλοι των 16mm δεν υπάρχουν στην αγορά σε ύψος  $h = 125\text{mm}$  και οι διατμητικοί ήλοι πάχους  $d = 22\text{mm}$  δεν γίνεται να χρησιμοποιηθούν στο συγκεκριμένο μέλος

καθώς ανοίγουν οπές μεγαλύτερες των 20mm, που είναι και ο περιορισμός για πλάκα με μεταλότυπο όπου το χαλυβδόφυλλο είναι κάθετο στη δοκό.

### 3.3 Διαστασιολόγηση σύμμικτων δοκών με ακριβή υπολογισμό ήλων με χρήση του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

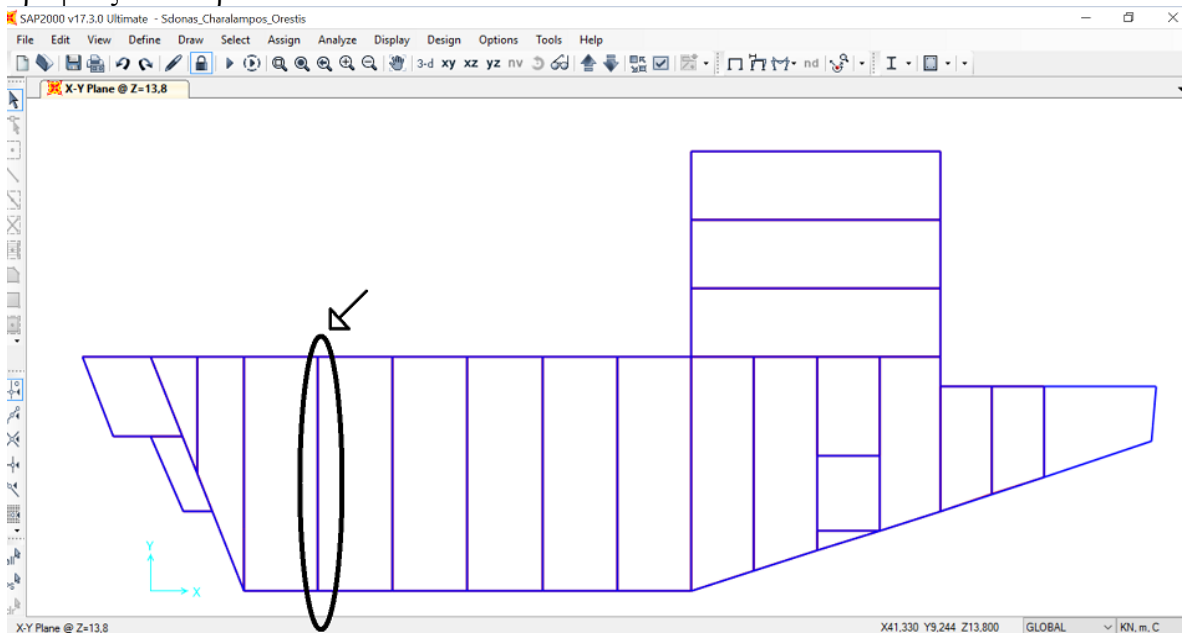
Η διαστασιολόγηση των δοκών έγινε με την βοήθεια του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator. Εδώ έγινε η πρώτη προσέγγιση των κατάλληλων διατομών των σύμμικτων δοκών της κατασκευής μας και υπολογίστηκαν με ακρίβεια και οι διατμητικοί ήλοι που απαιτούνται. Πραγματοποιήθηκε επίσης έλεγχος για φωτιά. Φυσικά έλεγχος των επάρκειας των δοκών έγινε και στο SAP2000.

Παρακάτω παραθέτουμε τον υπολογισμό μιας σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού.



Σχήμα 3.11 : Δύο κάθετες τομές της σύμμικτης δοκού (κάτοψη της δοκού φαίνεται στο Σχήμα 3.12)

Η δοκός που θα εξετάσουμε είναι η παρακάτω και είναι η ίδια και στους πέντε ορόφους του κτιρίου:



Σχήμα 3.12 : Κάτοψη της εξεταζόμενης σύμμικτης δοκού



Παρατήθενται στοιχεία από τον έλεγχο της επιλεγμένης σύμμικτης πλάκας όπως προέκυψαν από το πρόγραμμα ArcelorMittal Beams Calculator.

#### DATA

##### General parameters

Main span

L = 9.400 m

Intermediate beam

Width on the left

L<sub>1</sub> = 2.950 m Max. participating width L<sub>1</sub> = 1.475 m

Width on the right

L<sub>2</sub> = 2.950 m Max. participating width L<sub>2</sub> = 1.475 m

##### Slab

Slab with profiled sheeting

Total thickness = 15.00 cm

Profiled steel sheeting "" , perpendicular to the beam

(h = 73.0 mm ; e = 187.5 mm ; b<sub>1</sub> = 50.0 mm ; b<sub>2</sub> = 95.5 mm ; t = 1.3 mm ;  
f<sub>y</sub> = 320 N/mm<sup>2</sup> ; M = 0.00 kg/m<sup>2</sup>)

##### Section

IPE 300 - S355

h<sub>t</sub> = 300.0 mm  
b<sub>f</sub> = 150.0 mm  
t<sub>w</sub> = 7.1 mm  
t<sub>f</sub> = 10.7 mm  
r = 15.0 mm

A = 53.81 cm<sup>2</sup>  
A<sub>v</sub> = 25.68 cm<sup>2</sup>  
I<sub>y</sub> = 8356.11 cm<sup>4</sup>  
I<sub>z</sub> = 603.78 cm<sup>4</sup>  
I<sub>t</sub> = 20.12 cm<sup>4</sup>  
I<sub>w</sub> = 125934.00 cm<sup>6</sup>  
W<sub>el,y</sub> = 557.07 cm<sup>3</sup>  
W<sub>pl,y</sub> = 628.36 cm<sup>3</sup>

##### Materials

Steel

E = 210000 N/mm<sup>2</sup>  
ρ = 7850 kg/m<sup>3</sup>

Steel grade S355

f<sub>y</sub> = 355 N/mm<sup>2</sup>

Concrete slab C25/30

f<sub>ck</sub> = 25 N/mm<sup>2</sup>

E<sub>cm</sub> = 31476 N/mm<sup>2</sup>

Modular ratio for LONG TERM

C<sub>eq</sub> = 23.74

Modular ratio for SHORT TERM	$C_{eq} = 6.67$
Density of the concrete (slab)	$\rho = 25.00 \text{ kN/m}^3$
Reinforcement steel	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

**Connection**

Connectors TRW Nelson KB 3/4"-125

$\phi$	=	19.0 mm
h	=	125.0 mm
$f_y$	=	350.0 N/mm <sup>2</sup>
$f_u$	=	450.0 N/mm <sup>2</sup>

Main span  $L = 9.400 \text{ m}$   $e = 0.188 \text{ m}$   $n = 2 \text{ row(s)}$

Total number of connectors : 100

**Lateral restraint of the beam** : Continuous lateral restraint of the beam (no LTB check)

**Propping in the construction stage** Number of proppings in the span : 1

**Loads**

**Loads at construction stage**

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.41 kN/m
	Dead weight of the slab ( 2.63 kN/m <sup>2</sup> )	7.76 kN/m
Construction load (Q <sub>c</sub> )	Q <sub>c</sub> = 0.75 kN/m <sup>2</sup>	2.21 kN/m

**Loads at final stage**

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.41 kN/m
	Dead weight of the slab ( 2.63 kN/m <sup>2</sup> )	7.76 kN/m
Span	Surface load = 3.50 kN/m <sup>2</sup>	
Live load case n° 1 ( $\psi_0 = 0.70$ $\psi_1 = 0.60$ $\psi_2 = 0.50$ )		
Span	Surface load = 2.00 kN/m <sup>2</sup>	

**Calculation of fire resistance**

Number of sides exposed to fire : automatically determined

Beam without additional fire protection

Estimation of the fire resistance duration

Thermal convection factor : 25 W/(m<sup>2</sup> K)

### Partial Factors

Permanent loads	$\gamma_{G.sup} = 1.35$	Structural steel	$\gamma_{M0} = 1.00$
	$\gamma_{G.inf} = 1.00$	Structural steel (instabilities)	$\gamma_{M1} = 1.00$
Live loads	$\gamma_Q = 1.50$	Fire resistance	$\gamma_{M,fi} = 1.00$
		Fire resistance	$\gamma_{M,fi} = 1.00$
		Fire resistance	$\gamma_{M,fi} = 1.00$
		Concrete	$\gamma_c = 1.50$
		Reinforcement bars	$\gamma_s = 1.15$
		Connectors	$\gamma_v = 1.25$
		Shear resistance of the steel sheeting	$\gamma_{ap} = 1.10$

### Combinations of actions

<b>ULS combination (construction stage)</b>	$1.35 G + 1.50 Q_c$
<b>ULS combination(s)</b>	$1.35 G + 1.50 Q_1$
<b>FIRE Combination(s)</b>	$1.00 G + 1.00 (\psi_{1,1} = 0.60) Q_1$
	$1.00 G + 1.00 (\psi_{2,1} = 0.50) Q_1$
<b>SLS combination(s)</b>	$G + Q_1$

### CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section Class 1  $M_{Rd} = 223.07 \text{ kN}$

Plastic shear force resistance  $V_{pl,Rd} = 526.37 \text{ kN}$  ( $\eta = 1.20$ )

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$  EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))

**ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q<sub>c</sub>**

#### **Support reactions**

$R_{V1} = 25.29 \text{ kN}$

$R_{V2} = 84.32 \text{ kN}$

$R_{V3} = 25.29 \text{ kN}$

$M_{Ed,max(+)} = 22.28 \text{ kN.m}$      $M_{Ed,max(-)} = -39.64 \text{ kN.m}$      $\Gamma_M = 0.178$  (x = 4.700 m)

$V_{Ed,max} = 42.16 \text{ kN}$      $\Gamma_V = 0.080$  (x = 4.700 m)

$\Gamma_{MV} = 0.178$  (x = 4.700 m)

#### **Support reactions**

$R_{V1} = 26.27 \text{ kN}$

$R_{V2} = 74.57 \text{ kN}$

$R_{V3} = 18.47 \text{ kN}$

$M_{Ed,max(+)} = 24.02 \text{ kN.m}$      $M_{Ed,max(-)} = -35.06 \text{ kN.m}$      $\Gamma_M = 0.157$  (x = 4.700 m)

$V_{Ed,max} = 41.19 \text{ kN}$      $\Gamma_V = 0.078$  (x = 4.700 m)

$\Gamma_{MV} = 0.157$  (x = 4.700 m)

**Maximum criterion for bending resistance**     $\Gamma_{M,max} = 0.178$

**Maximum criterion for shear force resistance**     $\Gamma_{V,max} = 0.080$

**Maximum criterion for bending moment - shear force interaction**     $\Gamma_{MV,max} = 0.178$

### Serviceability Limit States (CONSTRUCTION stage)

#### Deflections per load case

**Case 'Dead weight'**    Span     $v_{max} = 1.2 \text{ mm}$  (L / 7643)

**Case 'Construction load' (Q<sub>c</sub>)**    Arrangement n° 1

Span     $v_{max} = 0.3 \text{ mm}$

Total deflection     $v_{max} = 1.6 \text{ mm}$  (L / 6014)

**Case 'Construction load' (Q<sub>c</sub>)**    Arrangement n° 2

Span     $v_{max} = 0.6 \text{ mm}$

Total deflection     $v_{max} = 1.8 \text{ mm}$  (L / 5255)

**FINAL stage**

<b>Participating width</b>	on left support	1.763 m
	L / 4 (= 2.350 m)	2.350 m
	3 L / 4 (= 7.050 m)	2.350 m
	on right support	1.763 m

<b>Moments of inertia</b>	...at mid-span
Long-term	30300 cm <sup>4</sup>
Short-term	40402 cm <sup>4</sup>

Resistance of the connectors  $P_{Rd} = 26.11$  kN

**Verification of the degree of connection**

Minimum degree of connection = 0.532

$F_{Steel} = 1910.33$  kN

$F_{Concrete} = 2563.46$  kN

Degree of connection = 0.683 > 0.532

The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment

**Plastic resistance with partial connection**

Plastic shear force resistance  $V_{pl,Rd} = 526.37$  kN ( $\eta = 1.20$ )

No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ )

ULS combination : 1.35 G + 1.50 Q<sub>1</sub>

**Support reactions**  $R_{V1} = 158.96$  kN

$R_{V2} = 158.96$  kN

Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab :  $A_t > 0.62$  cm<sup>2</sup>/m

$A_t + A_b > 1.82$  cm<sup>2</sup>/m

$M_{Ed,max(+)} = 373.59$  kN.m     $M_{Ed,max(-)} = 0.00$  kN.m     $\Gamma_M = 0.848$  (x = 5.797 m)

$V_{Ed,max} = -158.97$  kN     $\Gamma_V = 0.302$  (x = 0.000 m)

$\Gamma_{MV} = 0.848$  (x = 5.797 m)

$\Gamma_{Vh} = 0.482$

#### Longitudinal shear resistance of the slab - Transverse reinforcing bars

Minimum transverse reinforcement ratio :  $\rho_{w,min} = 0.08 \%$   
(EN 1994-1-1 §6.6.6.3 & EN 1992-1-1 §9.2.2(5))

Reinforcement ratio (EN 1992-1-1 §6.2.4) :  $A_t > 0.62 \text{ cm}^2/\text{m}$   
 $A_t + A_b > 1.82 \text{ cm}^2/\text{m}$

Note: this result is provided as an indication.  
Calculations must be performed in order to take into account specific conceptual details.  
Note particularly that the calculations do not include the design of the slab.

Plastic moment in span	$M_{pl,Rd} =$	455.03 kN.m
Maximum criterion for bending resistance	$\Gamma_{M,max} =$	0.848
Maximum criterion for shear force resistance	$\Gamma_{V,max} =$	0.302
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction	$\Gamma_{MV,max} =$	0.848
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab	$\Gamma_{Vh,max} =$	0.482

### Design in fire situation

Load combination in fire situation : 1.00 G + 1.00 ( $\psi_{1,1} = 0.60$ ) Q<sub>1</sub>

<b>Support reactions</b>	$R_{V1} = 103.58 \text{ kN}$		
	$R_{V2} = 103.57 \text{ kN}$		
$M_{fi,d,max}(+) = 243.43 \text{ kN.m}$			
$V_{fi,d,max} = 103.56 \text{ kN}$			
<b>Number of sides exposed to fire</b>	<b>4</b>		
<b>Duration of fire resistance for the given configuration</b>	<b>14 minutes</b>		
<b>Heating of the beam section</b>			
	<b>Section factor (<math>m^{-1}</math>)</b>	<b>Temperature (<math>^{\circ}C</math>) at 14 minutes</b>	
Lower flange	200	595	
Web	282	595	
Upper flange	200	595	
$M_{fi,Rd,max}(+) = 261.54 \text{ kN.m}$		$\Gamma_{M,fi} = 0.931$	OK (x = 4.700 m)
$V_{fi,Rd,max} = 255.65 \text{ kN}$		$\Gamma_{V,fi} = 0.405$	OK (x = 0.000 m)
		$\Gamma_{MV,fi} = 0.931$	OK (x = 4.700 m)

Load combination in fire situation : 1.00 G + 1.00 ( $\psi_{2,1} = 0.50$ ) Q<sub>1</sub>

<b>Support reactions</b>	$R_{V1} = 100.81 \text{ kN}$		
	$R_{V2} = 100.80 \text{ kN}$		
$M_{fi,d,max}(+) = 236.91 \text{ kN.m}$			
$V_{fi,d,max} = 100.79 \text{ kN}$			
<b>Number of sides exposed to fire</b>	<b>4</b>		
<b>Duration of fire resistance for the given configuration</b>	<b>14 minutes</b>		
<b>Heating of the beam section</b>			
	<b>Section factor (<math>m^{-1}</math>)</b>	<b>Temperature (<math>^{\circ}C</math>) at 14 minutes</b>	
Lower flange	200	595	
Web	282	595	
Upper flange	200	595	
$M_{fi,Rd,max}(+) = 261.54 \text{ kN.m}$		$\Gamma_{M,fi} = 0.906$	OK (x = 4.700 m)
$V_{fi,Rd,max} = 255.65 \text{ kN}$		$\Gamma_{V,fi} = 0.394$	OK (x = 0.000 m)
		$\Gamma_{MV,fi} = 0.906$	OK (x = 4.700 m)

Maximum criterion for bending resistance (14 min of fire resistance)

$$\Gamma_{M,fi,max} = 0.931$$

Maximum criterion for shear force resistance (14 min of fire resistance)

$$\Gamma_{V,fi,max} = 0.405$$

Maximum criterion for bending moment - shear force interaction (14 min of fire resistance)

$$\Gamma_{MV,fi,max} = 0.931$$

### Serviceability Limit States

#### Deflections per load case

Case 'Dead weight'	$V_{\max} =$	13.1 mm (L / 718)
Case 'Other permanent loads'	$V_{\max} =$	16.6 mm (L / 568)
Case 'Q <sub>1</sub> '	$V_{\max} =$	7.1 mm (L / 1327)
Case 'Shrinkage'	$V_{\max} =$	7.4 mm (L / 1268)

#### Deflections per combination

Combination SLS 'G + Q <sub>1</sub> '	$V_{\max} =$	36.7 mm (L / 256)
---------------------------------------	--------------	-------------------

#### Estimation of the first natural frequency

G + 0.00 Q <sub>1</sub>	: 3.77 Hz
G + 0.10 Q <sub>1</sub>	: 3.71 Hz
G + 0.20 Q <sub>1</sub>	: 3.65 Hz
G + 0.30 Q <sub>1</sub>	: 3.60 Hz
G + 0.40 Q <sub>1</sub>	: 3.55 Hz
G + 0.50 Q <sub>1</sub>	: 3.50 Hz
G + 0.60 Q <sub>1</sub>	: 3.45 Hz
G + 0.70 Q <sub>1</sub>	: 3.41 Hz
G + 0.80 Q <sub>1</sub>	: 3.36 Hz
G + 0.90 Q <sub>1</sub>	: 3.32 Hz
G + 1.00 Q <sub>1</sub>	: 3.28 Hz

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage

Resistance criteria satisfied in the FINAL stage, for the design at normal temperature

All the fire resistance criteria are satisfied



## 4 Έλεγχοι κτιρίων

### 4.1 Έλεγχος περιορισμού βλαβών (έλεγχος μεγίστων μετακινήσεων)

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma = ((\delta_0 - \delta_u) * q) / (h * 2) \leq \gamma_{\max}$$

όπου,

- $\gamma$  η γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου
- $\delta_0$  η μετακίνηση της πλάκας του υπερκείμενου προς τον εξεταζόμενο όροφο
- $\delta_u$  η μετακίνηση της πλάκας του εξεταζόμενου ορόφου
- $h$  το ύψος του ορόφου
- $q$  ο συντελεστής συμπεριφοράς
- $\gamma_{\max} = 0,75\%$  για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία

Πίνακας 4.1 : Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x του κτιρίου A

οροφος	$\delta x(m)$	$\delta_0 - \delta_u(m)$	$h(m)$	$\gamma(\%)$	
0	0	0,0136	3,6	0,19	$\leq 0,75\%$
1	0,0136	0,0289	3,4	0,43	$\leq 0,75\%$
2	0,0425	0,0255	3,4	0,38	$\leq 0,75\%$
3	0,068	0,0132	3,4	0,19	$\leq 0,75\%$
4	0,0812	0,0192	3,4	0,28	$\leq 0,75\%$
5	0,1004				

Πίνακας 4.2: Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά y του κτιρίου A

οροφος	$\delta y(m)$	$\delta_0 - \delta_u(m)$	$h(m)$	$\gamma(\%)$	
0	0	0,0132	3,6	0,18	$\leq 0,75\%$
1	0,0132	0,0162	3,4	0,24	$\leq 0,75\%$
2	0,0294	0,0192	3,4	0,28	$\leq 0,75\%$
3	0,0486	0,0155	3,4	0,23	$\leq 0,75\%$
4	0,0641	0,0129	3,4	0,19	$\leq 0,75\%$
5	0,077				

**Πίνακας 4.3: Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x του κτιρίου Β**

οροφος	δx(m)	δ0-δu(m)	h(m)	γ(%)	
0	0	0,0102	3,6	0,14	≤0,75%
1	0,0102	0,0229	3,4	0,34	≤0,75%
2	0,0331	0,0276	3,4	0,41	≤0,75%
3	0,0607	0,025	3,4	0,37	≤0,75%
4	0,0857	0,0192	3,4	0,28	≤0,75%
5	0,1049				

**Πίνακας 4.4: Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά y του κτιρίου Β**

οροφος	δy(m)	δ0-δu(m)	h(m)	γ(%)	
0	0	0,0115	3,6	0,16	≤0.75%
1	0,0115	0,0232	3,4	0,34	≤0.75%
2	0,0347	0,0262	3,4	0,39	≤0.75%
3	0,0609	0,026	3,4	0,38	≤0.75%
4	0,0869	0,0208	3,4	0,31	≤0.75%
5	0,1077				

## 4.2 Έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης

Θα πρέπει για κάθε συνδυασμό να εξεταστεί το ενδεχόμενο προσαύξησης των εντατικών μεγεθών λόγω των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης.

Θα εξεταστούν:

- Ο βασικός στατικός συνδυασμός:

$$1.35G+1.35 G_{\mu\omicron\nu}+1.5L_{\text{storey}}$$

- Ο σεισμικός συνδυασμός:

$$G+ G_{\mu\omicron\nu} +0.3*\varphi* L_{\text{storey}}+E$$

Για κάθε περίπτωση η διερεύνηση της επιρροής των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης πραγματοποιείται με διαφορετικό τρόπο.

→ Βασικός στατικός συνδυασμός:

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, ανάλυση 1ης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται με την προϋπόθεση ότι η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα, που οφείλεται σε παραμορφώσεις, μπορεί να αμεληθεί. Η απαίτηση αυτή μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, εάν ισχύει το παρακάτω κριτήριο:

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 10 \text{ για ελαστική ανάλυση}$$

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 15 \text{ για πλαστική ανάλυση}$$

όπου

$\alpha_{cr}$	συντελεστής με τον οποίο θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η φόρτιση σχεδιασμού, ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια.
$F_{Ed}$	το φορτίο σχεδιασμού του φορέα
$F_{cr}$	το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια, που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες.

Η αυξημένη τιμή του  $\alpha_{cr}$  για την πλαστική ανάλυση οφείλεται στο γεγονός ότι η συμπεριφορά του φορέα μπορεί να επηρεάζεται σημαντικά από μη γραμμικές ιδιότητες του υλικού στην οριακή κατάσταση αστοχίας (π.χ. όπου ένα πλαίσιο σχηματίζει πλαστικές αρθρώσεις με ανακατανομές ροπών, ή όπου συμβαίνουν σημαντικές μη γραμμικές παραμορφώσεις σε θέσεις ημιάκαμπτων συνδέσεων).

Για πολυώροφα πλαίσια, οι επιρροές 2ης τάξης λόγω πλευρικής μετάθεσης υπολογίζονται αυξάνοντας τα οριζόντια φορτία  $H_{Ed}$  (π.χ. άνεμο) και τα ισοδύναμα φορτία  $\varphi V_{Ed}$  λόγω ατελειών, καθώς και άλλες πιθανές επιρροές λόγω μετάθεσης σύμφωνα με τη θεωρία πρώτης τάξης, μέσω του μεγθυντικού συντελεστή:  $1/(1-1/\alpha_{cr})$  υπό την προϋπόθεση ότι  $\alpha_{cr} \geq 3$ . Δεδομένου, όμως, ότι η επιρροή αρχικών ατελειών καθώς και τα φορτία ανέμου αμελούνται στην παρούσα εργασία δεν χρειάζεται να γίνει επαύξηση των εντατικών μεγεθών.

→ Σεισμικός συνδυασμός:

Οι διατομές των δοκών και των υποστυλωμάτων του συστήματος δεν μπορούν να υπολογιστούν μονάχα βάση κριτηρίων αντοχής. Οι παραμορφώσεις πρέπει να είναι ελεγχόμενες έτσι ώστε να περιοριστούν όσο το δυνατόν γίνεται τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αυτό γίνεται υπολογίζοντας το συντελεστή ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης ορόφου  $\theta$ .

Τα αποτελέσματα δευτέρας τάξης δε χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη αν ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$\theta = P_{tot} \cdot d_r / (V_{tot} \cdot h) \leq 0,10$$

όπου:

$\theta$	είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου
$d_r$	είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων $d_s$ των διαπέδων του υπό εξέταση ορόφου

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

$V_{tot}$  είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου.

$h$  είναι το ύψος του ορόφου.

**Πίνακας 4.5 : Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x του κτιρίου A**

	Pror(KN)	Vror(KN)	( $\delta o - \delta u$ )*q(m)	h(m)	$\theta$	1/(1- $\theta$ )
0	14194	531	0,0136	3,6	0,101	
1	11263	480	0,0289	3,4	0,199	1,2491
2	8335	415	0,0255	3,4	0,151	
3	5548	308	0,0132	3,4	0,07	
4	2766	189	0,0192	3,4	0,083	

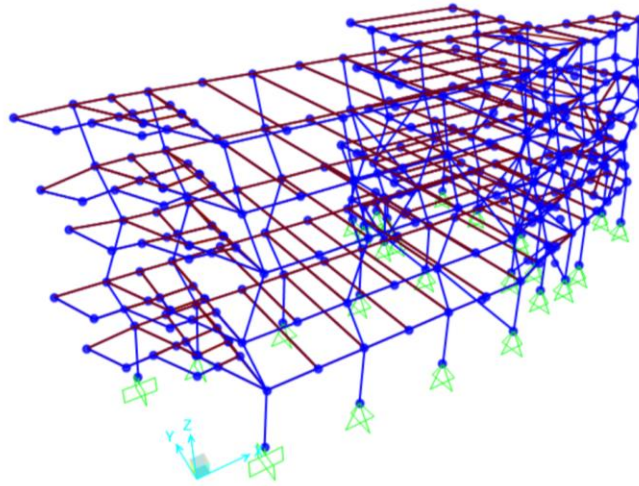
**Πίνακας 4.6 : Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά y του κτιρίου A**

	Pror(KN)	Vror(KN)	( $\delta o - \delta u$ )*q(m)	h(m)	$\theta$
0	14213	593	0,0132	3,6	0,09
1	11273	538	0,0162	3,4	0,1
2	8344	457	0,0192	3,4	0,1
3	5556	364	0,0155	3,4	0,07
4	2770	231	0,0129	3,4	0,05

Ο έλεγχος επιρροών 2<sup>ης</sup> τάξης πραγματοποιήθηκε και στο πρόγραμμα SAP2000 για περισσότερη ακρίβεια αλλά και για επαλήθευση των ανωτέρω αποτελεσμάτων.

Για να πραγματοποιηθεί η ανάλυση αυτή (buckling analysis) απαραίτητη προϋπόθεση ήταν η δημιουργία μιας μη γραμμικής p-δέλτα ανάλυσης η οποία θα μας έδινε την δυσκαμψία της κατασκευής για τα φορτία  $G+G_{\text{πρόσθετα}}$ .

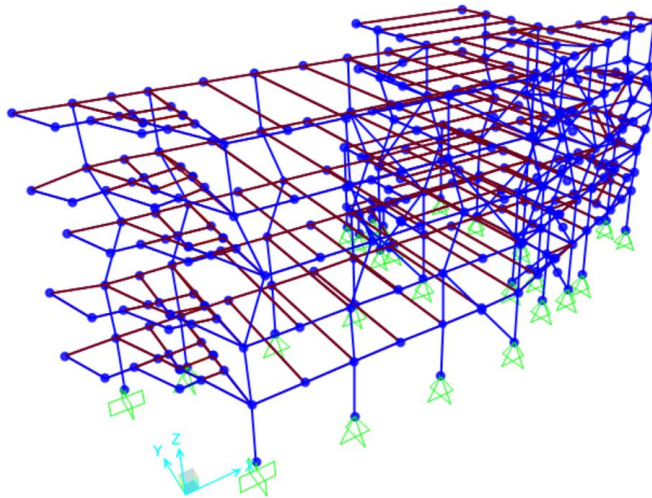
Η Buckling ανάλυση μας έδωσε  $a_{crx}=5,18565$



Σχήμα 4.1 : 1<sup>η</sup> μορφή λυγισμού της κτιρίου A

$\alpha_{cr}$	$\theta$	$1/(1-\theta)$
5,18565	0,19284	1,239

Επιπρόσθετα  $\alpha_{crx}=7,45$  ο αμέσως επόμενος τρόπος λυγισμού όπως απεικονίζεται στην παρακάτω εικόνα



Σχήμα 4.2 : 2<sup>η</sup> μορφή λυγισμού του κτιρίου A

Τα φαινόμενα P-Δ λόγω των σεισμικών φορτίων λαμβάνονται υπόψη κατά τον ακόλουθο τρόπο:

- $\theta \leq 0,1$ : Τα φαινόμενα P-Δ αγνοούνται
- $0,1 \leq \theta \leq 0,2$ : Τα σεισμικά μεγέθη προσαυξάνονται με τον συντελεστή  $1/(1-\theta)$
- Δεν επιτρέπονται τιμές του  $\theta$  μεγαλύτερες από 0,3.

Όπως προκύπτει απ' τις τιμές του  $\theta$ , θα πρέπει να προσαυξηθούν τα σεισμικά φορτία. Η προσαύξηση αυτή επιτυγχάνεται πολλαπλασιάζοντας τη σεισμική δράση του σεισμικού συνδυασμού με τον όρο  $1/(1-\theta)$ . Έτσι, για το εξεταζόμενο κτίριο (κτίριο A) προκύπτουν οι

παρακάτω σεισμικοί συνδυασμοί (προσαυξήσαμε τους σεισμικούς συνδυασμούς σύμφωνα με τον συντελεστή  $1/(1-\theta)$  όπως πρόεκυψε από την προσέγγιση με χρήση του τύπου  $\theta = P_{tot} \cdot d_r / (V_{tot} \cdot h)$  σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 4.4.2.2(2),(3))

$$G+G_{\mu\sigma\nu}+0,3L \pm 1,2491E_x \pm 0,375E_y$$

$$G+G_{\mu\sigma\nu}+0,3L \pm 0,3E_x \pm E_y$$

**Πίνακας 4.7: Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x του κτιρίου B**

	Pror(KN)	Vror(KN)	( $\delta\sigma-\delta u$ )*q(m)	h(m)	$\theta$	$1/(1-\theta)$
0	14519	486	0.0102	3.6	0.085	
1	11489	449	0.0229	3.4	0.172	
2	8486	368	0.0276	3.4	0.187	1.2303
3	5625	305	0.025	3.4	0.136	
4	2808	213	0.0192	3.4	0.074	

**Πίνακας 4.8: Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά y του κτιρίου B**

	Pror(KN)	Vror(KN)	( $\delta\sigma-\delta u$ )*q(m)	h(m)	$\theta$	$1/(1-\theta)$
0	14538	513	0,0115	3,6	0,09	
1	11504	471	0,0232	3,4	0,17	1,2
2	8501	385	0,0262	3,4	0,17	
3	5638	317	0,026	3,4	0,14	
4	2815	219	0,0208	3,4	0,08	

### 4.3 Ικανοτικός σχεδιασμός

Ο ικανοτικός σχεδιασμός επιδιώκει να εξασφαλιστεί στη κατασκευή η ικανότητα για τη μεγαλύτερη δυνατή απορρόφηση ενέργειας χωρίς ολική ή μερική αστοχία. Βασίζεται στην ιεράρχηση βλαβών και εξασφάλιση εκδήλωσής τους με την επιθυμητή σειρά, κατανομή των βλαβών σε όσο το δυνατόν περισσότερα δομικά στοιχεία καθώς και στη χρήση αποθεμάτων αντοχής της κατασκευής προκειμένου να αποφευχθεί ψαθυρή αστοχία.

#### 4.3.1 Ικανοτικός σχεδιασμός κτιρίου με τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας (κτίριο A)

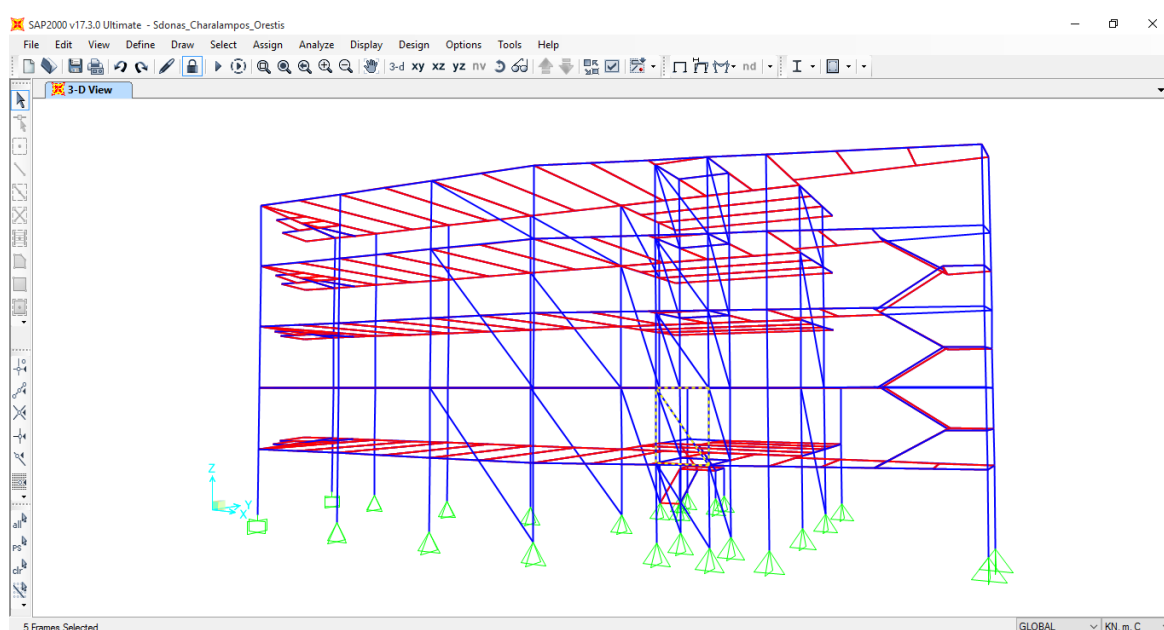
Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγώνιων να πραγματοποιείται πριν από την αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων. Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί θα είναι είτε από δομικό χάλυβα ή σύμμεικτα. Οι σύνδεσμοι θα είναι από δομικό χάλυβα.

Τα φορτία βαρύτητας θα παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα μέλη των συνδέσμων.

#### 4.3.1.1 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους θα λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιοι. Ωστόσο, το SAP2000 λαμβάνει τη συμμετοχή της θλιβόμενης και της εφελκόμενης διαγωνίου στην παραλαβή της σεισμικής έντασης χωρίς να υπάρχει δυνατότητα διαμόρφωσης της προεπιλογής αυτής από το χρήστη. Για το λόγο αυτό στο προσομοίωμα τοποθετήθηκε μόνο ένας σύνδεσμος δυσκαμψίας στον οποίο όμως ορίσαμε  $\chi=1$  ώστε να μην λάβει υπόψη του το πρόγραμμα τυχόν λυγισμό της διατομής. Με αυτόν τον τρόπο ορίσαμε ισοδύναμα μόνο τον εφελκόμενο σύνδεσμο δυσκαμψίας στο sap2000.

Θα γίνει ο έλεγχος του δυσμενέστερου συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής



Σχήμα 4.3: Απεικόνιση του πλαισίου για τον ενδεικτικό ικανοτικό έλεγχο (με διακεκομμένες γραμμές)

##### ➤ Διατομή

Η εξεταζόμενη διατομή είναι TUBO 60 X 42 X 8

Όταν οι δύο διαγώνιες ράβδοι δε συνδέονται μεταξύ τους στο σημείο τομής τους, το μήκος λυγισμού κάθε διαγωνίου είναι ίσο προς το πραγματικό μήκος της (μετρούμενο μεταξύ θεωρητικών κόμβων του συνδέσμου). Σε περίπτωση σύνδεσης των διαγωνίων, το μήκος λυγισμού είναι ίσο προς το ήμισυ του μήκους της διαγωνίου, επειδή η ευσταθής εφελκόμενη διαγώνιος προσφέρει στο μέσο της θλιβόμενης πλευρική στήριξη.

$$l = 4,22/2 = 2,11 \text{ m}$$

➤ Κατάταξη διατομής

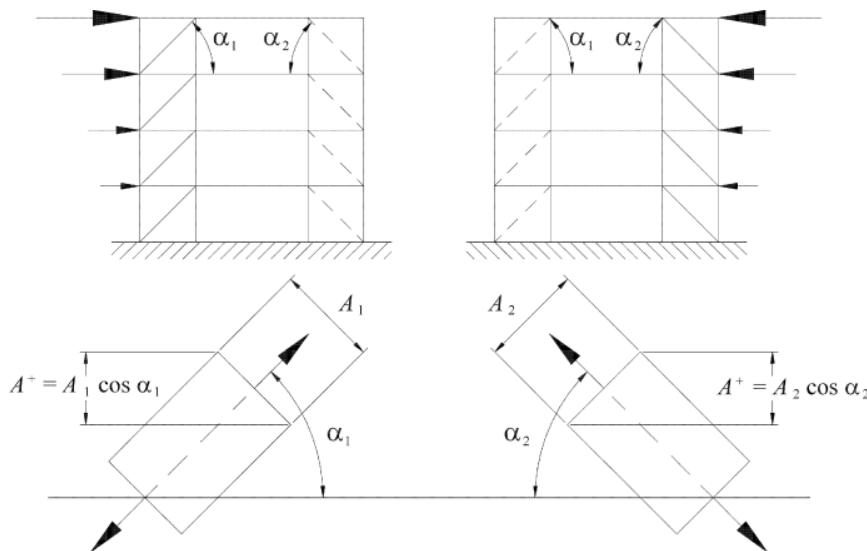
Η διατομή βρίσκεται σε εφελκυσμό γι' αυτό και δε χρειάζεται να ελεγχθεί η κατηγορία στην οποία ανήκει.

➤ Διάταξη διαγώνιων συνδέσμων

Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσμων θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο.

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,5$$

, όπου, A+ και A- είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγώνιων ,όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα (βλ.Σχήμα 4.4)



Σχήμα 4.4: Παράδειγμα εφαρμογής του άνωθεν κανόνα

Στο εξεταζόμενο κτίριο τοποθετήθηκε ίδια διατομή και στις δύο ράβδους του συνδέσμου δυσκαμψίας. Συνεπώς:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} = 0 < 0,5 \quad \checkmark$$

➤ Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

, όπου:

$$N_{Ed} = 246,7 \text{ KN}$$



$$N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_M = 323,36 \text{ KN} > N_{Ed} = 246,7 \text{ KN}$$

	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity		
Axial	-246,752	323,360	323,360		
	Np1, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag
	323,360	356,659	73657,414	73657,414	1,000

Σχήμα 4.5 : Ένδειξη αντοχής και επιβαλλόμενης αξονικής δύναμης στον εξεταζόμενο κατακόρυφο χιαστί σύνδεσμο δυσκαμψίας.

➤ Έλεγχος λυγηρότητας

Σε πλαίσια με X διαγώνιους συνδέσμους, η αδιάστατη λυγηρότητα  $\lambda$ , όπως ορίζεται στο EN1993-1-1 θα πρέπει να περιορίζεται σε:  $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ . Το κάτω όριο ορίζεται για να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (όταν τόσο οι θλιβόμενοι όσο και οι εφελκόμενοι διαγώνιοι είναι ενεργές) υπερφόρτωση των υποστυλωμάτων σε περίπτωση που το εξεταζόμενο κτίριο έχει περισσότερους από δύο ορόφους. Πρέπει να ισχύει:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{\pi^2 \cdot E \cdot I}} \cdot \ell^2 = \frac{\ell}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A}{I}} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$\Rightarrow \lambda_y = 1,203$$

$$\Rightarrow \lambda_z = 1,772$$

Αρα  $1,3 \leq \lambda = 1,772 \leq 2$

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0,210	265,984	1,103	1,203	0,594	192,151
MajorB (y-y)	a	0,210	265,984	1,103	1,203	0,594	192,151
Minor (z-z)	a	0,210	142,442	1,507	1,772	0,370	119,523
MinorB (z-z)	a	0,210	142,442	1,507	1,772	0,370	119,523
Torsional TF	a	0,210	142,442	1,507	1,772	0,370	119,523

Σχήμα 4.6: Ένδειξη συντελεστή λυγιρότητας στον εξεταζόμενο κατακόρυφο χιαστί σύνδεσμο δυσκαμψίας.

▪ Συντελεστής εκμετάλλευσης της διαγώνιας ράβδου

Προκειμένου να ικανοποιείται μια ομοιογενής πλάστιμη συμπεριφορά των διαγωνίων, θα πρέπει να ελέγχεται ότι η μέγιστη υπεραντοχή  $\Omega_i$  η οποία ορίζεται ως το πηλίκο της αντοχής σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$  προς τη τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$  στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού, δε διαφέρει από την ελάχιστη τιμή  $\Omega$  κατά περισσότερο από 25 %.

Στην εξεταζόμενη διαγώνιο ισχύει:

$$\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} = 1 / \text{Ratio} = 1 / 0,783 = 1,277$$

$\Omega = 1,277$  η ελάχιστη τιμή του συντελεστή εκμετάλλευσης για τους συνδέσμους κατά τη διεύθυνση x

Steel Stress Check Information (Eurocode 3-2005)

COMBO ID	STATION LOC	---MOMENT INTERACTION CHECK---	MAJ-SHR	MIN-SHR
ID	LOC	RATIO = AXL + B-MAJ + B-MIN	RATIO	RATIO
OKA	0,00	0,070 (C) = 0,039 + 0,032 + 0,000	0,002	0,000
OKA	2,11	0,070 (C) = 0,038 + 0,032 + 0,000	0,000	0,000
OKA	4,22	0,069 (C) = 0,037 + 0,032 + 0,000	0,002	0,000
SPECTUMX	0,00	0,783 (C) = 0,763 + 0,020 + 0,000	0,001	0,000
SPECTUMX	2,11	0,783 (C) = 0,763 + 0,020 + 0,000	0,000	0,000
SPECTUMX	4,22	0,782 (C) = 0,762 + 0,020 + 0,000	0,001	0,000
SPECTUMY	0,00	0,280 (C) = 0,258 + 0,022 + 0,000	0,001	0,000

Σχήμα 4.7 : Ένδειξη του μεγίστου RATIO των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Σε ορισμένους κατακόρυφους χιαστί σύνδεσμους δυσκαμψίας των τελευταίων 2 ορόφων απαιτήθηκε η δημιουργία οπών στα άκρα τους. Με αυτόν τον τρόπο μειώσαμε την αντοχή τους ώστε να ικανοποιήσουμε το κριτήριο  $\Omega/\Omega_{min} < 1,25$  αλλά διατηρήσαμε την λυγρότητα τους ακεραία (η λυγρότητα τους εξαρτάται από το μέσο του μέλους) ικανοποιώντας ταυτόχρονα και την απαίτηση  $1,3 < \lambda < 2$ .

Σημείωση:

Η προδιαστασιολόγηση των συνδέσμων έγινε με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια αντοχής οριακά ( $\Omega=1 \rightarrow$  βέλτιστη διατομή). Τελικά, τοποθετήθηκαν διατομές οι οποίες επαλήθευαν όλα τα παραπάνω κριτήρια του κανονισμού και ταυτόχρονα δεν απείχαν πάρα πολύ από τη 'βέλτιστη' διατομή.

Αναλυτικά οι έλεγχοι για όλους τους συνδέσμους δυσκαμψίας φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.9 : Ένδειξη ότι τα σύνδεσμοι δυσκαμψίας του κτιρίου Α ικανοποιούν την απαίτηση του Ευρωκώδικα  $\Omega/\Omega_{\min} = 1,25$

TABLE: Steel Design 2 - PMM Details - Eurocode 3-2005											
Frame	DesignSect	Combo	Pu	TotalRatio	Fy	E	Length	$\Omega$	$\Omega/\Omega_{\min}$	$\Omega_{\min}= 1,28$	
Text	Text	Text	KN	Unitless	KN/m2	KN/m2	m			$\Omega_{\min}= 1,67$	
113	HS76X76X5	SPECTUMX	99,87	0,639381	235000	210000000	9,155	1,564013	1,2247	<1,25	☑
277	HS76X76X5	SPECTUMX	-186,4	0,678203	235000	210000000	9,003	1,474485	1,1546	<1,25	☑
332	HS51X51X5	SPECTUMX	-107	0,641662	235000	210000000	6,81	1,558453	1,2204	<1,25	☑
115	HS89X89X5	SPECTUMX	-220,3	0,66733	235000	210000000	9,155	1,498509	1,1734	<1,25	☑
279	HS89X89X10	SPECTUMX	-453,1	0,756213	235000	210000000	9,003	1,322379	1,0355	<1,25	☑
338	HS51X51X6	SPECTUMX	-154,1	0,727388	235000	210000000	6,81	1,374782	1,0765	<1,25	☑
21	HS32X32X3	SPECTUMX	24,32	0,694026	235000	210000000	4,22	1,440868	1,1283	<1,25	☑
23	HS32X32X3	SPECTUMX	48,19	0,687546	235000	210000000	4,22	1,454448	1,1389	<1,25	☑
33	HS32X32X3	SPECTUMX	23,43	0,668686	235000	210000000	4,383	1,49547	1,171	<1,25	☑
35	TUBO60X42X8-A	SPECTUMX	-246,8	0,783058	235000	210000000	4,22	1,277045	1	<1,25	☑
37	HS32X32X3	SPECTUMX	26,89	0,681936	235000	210000000	4,22	1,466413	1,1483	<1,25	☑
334	HS38X38X3	SPECTUMY	29,26	0,540065	235000	210000000	4,534	1,851629	1,1109	<1,25	☑
282	HS38X38X3	SPECTUMY	38,07	0,585624	235000	210000000	4,534	1,70758	1,0245	<1,25	☑
227	HS38X38X3	SPECTUMY	52,51	0,534529	235000	210000000	4,534	1,870806	1,1224	<1,25	☑
178	HS38X38X3	SPECTUMY	49,25	0,568244	235000	210000000	4,534	1,759807	1,0558	<1,25	☑
104	HS38X38X3	SPECTUMY	47,62	0,549442	235000	210000000	4,686	1,820028	1,0919	<1,25	☑
336	HS38X38X3	SPECTUMY	21,5	0,496161	235000	210000000	4,534	2,015475	1,2092	<1,25	☑
229	HS38X38X3	SPECTUMY	47,01	0,5104	235000	210000000	4,534	1,959248	1,1755	<1,25	☑
106	HS38X38X3	SPECTUMY	49,9	0,507961	235000	210000000	4,686	1,968655	1,1811	<1,25	☑
180	HS38X38X3	SPECTUMY	45,5	0,599952	235000	210000000	4,534	1,6668	1	<1,25	☑
285	HS38X38X3	SPECTUMY	31	0,57222	235000	210000000	4,534	1,74758	1,0485	<1,25	☑
95	HS76X76X5	SPECTUMY	109,2	0,494933	235000	210000000	8,902	2,020475	1,2122	<1,25	☑
149	HS51X51X6	SPECTUMY	-128,9	0,614779	235000	210000000	6,466	1,626601	0,9759	<1,25	☑
206	HS89X89X8	SPECTUMY	-304	0,596205	235000	210000000	8,746	1,677275	1,0063	<1,25	☑
219	HS51X51X5	SPECTUMY	-96,7	0,57915	235000	210000000	6,466	1,726668	1,0359	<1,25	☑
222	HS89X89X10	SPECTUMY	338	0,515554	235000	210000000	8,902	1,939661	1,1637	<1,25	☑
241	HS76X76X5	SPECTUMY	-129,5	0,489472	235000	210000000	8,746	2,043018	1,2257	<1,25	☑

#### 4.3.1.2 Υποστύλωμα

Το υποστύλωμα θα πρέπει να πληρεί την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

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

όπου:

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού/υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN1993, 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 στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,E}$  είναι η αξονική δύναμη στη δοκό/υποστύλωμα που οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού

$\gamma_{ov}=1,25$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής

$\Omega_{\min}$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  για όλες τις διαγωνίους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων

$N_{pl,Rd,i}$   
 $N_{Ed,i}$

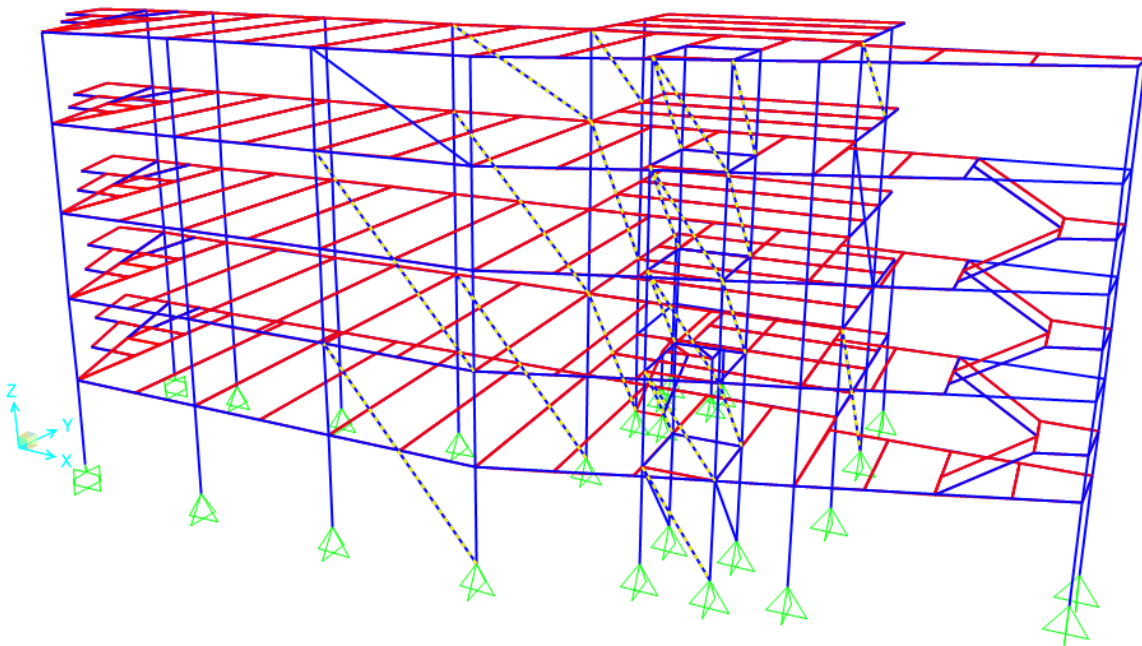
είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου  $i$   
είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο  $i$   
στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Ο ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων έγινε με το πρόγραμμα Sap2000 αυξάνοντας την σεισμική δύναμη QUAKEX και QUAKEY κατά  $1,1*1,25*\Omega_{minx}$  και  $1,1*1,25*\Omega_{miny}$  αντίστοιχα.

Δημιουργήσαμε τέσσερα προσομοιώματα του κτιρίου μας για να λάβουμε υπόψη όλες τις δυνατές κατανομές των δυνάμεων στα υποστυλώματα ανάλογα με την διεύθυνση του σεισμού. Τα τέσσερα αυτά προσομοιώματα διαθέτουν κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας μόνο στη διεύθυνση και φορά του εκάστοτε σεισμού.

Στη συνέχεια τοποθετήσαμε τα δυσμενέστερα υποστυλώματα στο αρχικό μας μοντέλο.

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών, ο έλεγχος επιρροών 2ας τάξης και ο ικανοτικός σχεδιασμός των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων υπολογίστηκαν ξανά και παραπάνω είδαμε τους τελικούς ελέγχους.



Σχήμα 4.8: τα μέλη που διαρρέουν έπειτα από την επάυξηση των σεισμικών δυναμεων κατά  $1,1*1,25*\Omega_{min}$  και στις δύο διευθύνσεις

**Πίνακας 4.10 :** Ένδειξη ότι τα υποστυλώματα διαθέτουν επαρκή αντοχή έπειτα από την επαύξηση του σεισμικού συνδυασμού κατά  $1,1*1,25*\Omega_{min}$  και στις δύο διευθύνσεις

Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	Combo Text
609	HE450B-A	Column	No Messages	0.988801	SPECTUMY
491	HE1000B-A	Column	No Messages	0.98034	SPECTUMY
533	HE1000B-A	Column	No Messages	0.945303	SPECTUMY
483	HE320B-A	Column	No Messages	0.942694	SPECTUMY
571	HE600B-A	Column	No Messages	0.928402	SPECTUMY
471	HE240B-A	Column	No Messages	0.916563	OKA
515	HE600B-A	Column	No Messages	0.912914	SPECTUMY
473	HE1000B-A	Column	No Messages	0.910011	SPECTUMY
487	HE240B-A	Column	No Messages	0.908925	OKA
497	HE400B-A	Column	No Messages	0.903932	SPECTUMX
467	HE260B-A	Column	No Messages	0.890098	OKA
589	HE160B-A	Column	No Messages	0.886298	OKA
481	HE320B-A	Column	No Messages	0.886109	SPECTUMY
469	HE240B-A	Column	No Messages	0.884773	OKA
593	HE120B-A	Column	No Messages	0.878375	OKA

Παρακάτω θα γίνει ενδεικτικός ικανοτικός έλεγχος ενός υποστυλώματος για ένδειξη της μεθόδου στο χέρι:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = 821 \text{ KN}$$

$$N_{Ed,G} = 96 \text{ KN (όπως προκύπτει από το πρόγραμμα για το συνδυασμό G+0,3Q)}$$

$$N_{Ed,E,x} = 191 * \sin\varphi = 152 * (3,4/4,22) = 191 * 0,8057 = 153,9 \text{ KN}$$

$$N_{Ed,E,y} = 24 * \sin\varphi = 24 * (3,4/4,5) = 18,13 \text{ KN}$$

$$\Omega_{min} = 1,277$$

$$1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} = 1,756 < q=4 \text{ OK}$$

Τελικώς, αντικαθιστώντας τα παραπάνω μεγέθη στη σχέση

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}, \text{ προκύπτει:}$$

$$N_{ικαν} = 96 + 1,756 * (153,9 + 18,13) = 398 \text{ KN} < N_{pl,Rd}(M_{Ed}) = N_{pl,Rd} = 821 \text{ KN}$$

#### 4.3.1.3 Έλεγχος δοκών

Οι δοκοί μας δεν εντείνονται από αξονικές δυνάμεις καθώς τα αξονικά φορτία κατανέμονται στη πλάκα του εκάστοτε ορόφου η οποία παραμορφώνεται σαν στερεό σώμα μέσω της διαφραγματικής της λειτουργίας. Άρα δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός τους ( $N_{Ed} = 0$ ).

## 4.3.2 Ικανοτικός σχεδιασμός πλαισιωτού κτιρίου (κτίριο Β)

### 4.3.2.1 Ικανοτικός έλεγχος κόμβων του κτιρίου

Τα πλαίσια παραλαβής ροπών θα σχεδιάζονται έτσι ώστε να σχηματίζονται πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς ή στις συνδέσεις των δοκών με τα υποστυλώματα, όχι όμως στα υποστυλώματα. Η απαίτηση αυτή δεν ισχύει στην βάση του πλαισίου, στους τελευταίους ορόφους πολυώροφων κτηρίων και σε μονώροφα κτήρια. Οπότε και δεν θα πραγματοποιηθεί ο έλεγχος αυτός στο δώμα του κτιρίου μας.

Η ακόλουθη συνθήκη πρέπει να ικανοποιείται σε όλους τους κόμβους μεταξύ βασικών ή δευτερευουσών σεισμικών δοκών και βασικών σεισμικών υποστυλωμάτων:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}$$

Όπου:

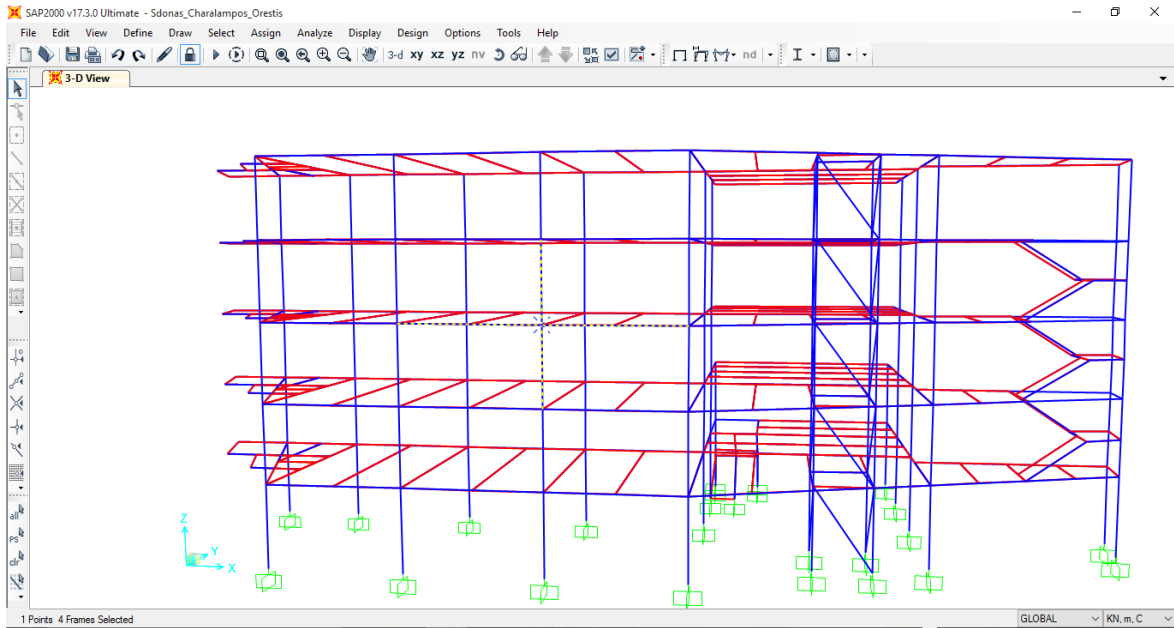
$\Sigma M_{Rc}$  είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλλουν στον κόμβο. Στην παραπάνω έκφραση πρέπει να χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή της ροπής αντοχής των υποστυλωμάτων μέσα στο εύρος διακύμανσης των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων που αντιστοιχούν στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

$\Sigma M_{Rb}$  είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλλουν στον κόμβο. Όταν χρησιμοποιούνται συνδέσεις μερικής αντοχής, οι ροπές αντοχής αυτών των συνδέσεων λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του  $\Sigma M_{Rb}$ .

Η αυστηρή ερμηνεία της παραπάνω έκφρασης απαιτεί τον υπολογισμό των ροπών στο κέντρο του κόμβου. Οι ροπές αυτές αντιστοιχούν στην ανάπτυξη των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων ή των δοκών στις εξωτερικές παρειές του κόμβου, καθώς και κατάλληλη πρόβλεψη για τις ροπές που οφείλονται στις τέμνουσες δυνάμεις των παρειών του κόμβου. Εντούτοις, η απώλεια στην ακρίβεια είναι μικρή και η απλοποίηση είναι σημαντική εάν αγνοηθεί η επίδραση των τεμνουσών. Επομένως η προσέγγιση αυτή θεωρείται τότε αποδεκτή.

Η παραπάνω έκφραση πρέπει να ικανοποιείται σε δύο ορθογώνια κατακόρυφα επίπεδα κάμψης, τα οποία, σε κτίρια με πλαίσια διατεταγμένα σε δύο ορθογώνιες διευθύνσεις, ορίζονται από τις δύο αυτές διευθύνσεις. Πρέπει να ικανοποιείται και για τις δύο φορές (θετική και αρνητική) της δράσης των ροπών δοκών περί τον κόμβο όπου οι ροπές των υποστυλωμάτων εξισορροπούν πάντα τις ροπές των δοκών. Εάν το στατικό σύστημα είναι πλαισιωτό ή ισοδύναμο προς πλαισιωτό σε μια μόνον από τις δύο κύριες οριζόντιες διευθύνσεις του στατικού συστήματος, τότε η έκφραση αυτή πρέπει να ικανοποιείται μόνον σε κατακόρυφα επίπεδα σε αυτή την διεύθυνση.

Παρακάτω θα γίνει ενδεικτικός ο παραπάνω έλεγχος σε έναν κόμβο της κατασκευής μας. Ο επιλεγμένος κόμβος φαίνεται στην παρακάτω εικόνα



Σχήμα 4.9: Ο επιλεγμένος κόμβος για ενδεικτικό ικανοτικό έλεγχο κόμβου

Αντοχή υποστυλώματος άνω του κομβου:  $M_{pl,Rd}(M_{Ed})= 555,3 \text{ KNm}$

Αντοχή υποστυλώματος κάτω του κόμβου:  $M_{pl,Rd}(M_{Ed})= 555,3 \text{ KNm}$

**MOMENT DESIGN**

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	-93,918	-93,918	714,400	714,400	714,400	714,400
Minor (z-z)	-9,710	-9,710	555,305	555,305	555,305	555,305

Σχήμα 4.10 : Ένδειξη αντοχής υποστυλώματος άνω και κάτω του κόμβου όπως αυτή εμφανίζεται στο SAP2000

Αντοχή δοκού αριστερά του κόμβου:  $M_{pl,Rd}(M_{Ed})= 171,8 \text{ KNm}$

Αντοχή δοκού δεξιά του κόμβου:  $M_{pl,Rd}(M_{Ed})= 171,8 \text{ KNm}$

**MOMENT DESIGN**

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	128,842	0,000	171,820	171,820	171,820	171,820
Minor (z-z)	0,117	0,000	34,435	34,435	34,435	34,435

Σχήμα 4.11 : Ένδειξη αντοχής υποστυλώματος δεξιά και αριστερά του κόμβου όπως αυτή εμφανίζεται στο SAP2000

$$\Sigma M_{Rc} = 555,3 * 2 = 1110,6 \text{ KNm} > ( 171,8 * 2 ) * 1,3 = 446,7 \text{ KNm} = \Sigma M_{Rb}$$

#### 4.3.2.2 Δοκοί

Οι δοκοί θα πρέπει να ελέγχονται ως προς την επαρκή τους αντοχή έναντι πλευρικού και στρεπτικού λυγισμού σύμφωνα με το EN 1993, υποθέτοντας ότι σχηματίζεται μια πλαστική άρθρωση στο ένα άκρο της δοκού. Το άκρο της δοκού το οποίο θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι το άκρο που δέχεται τη μεγαλύτερη καταπόνηση κατά την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς θα πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Προς τούτο, σε διατομές οι οποίες ανήκουν στις κατηγορίες διατομής 1 και 2, θα πρέπει να ελέγχονται οι ακόλουθες ανισότητες στην θέση στην οποία αναμένεται ο σχηματισμός αρθρώσεων:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

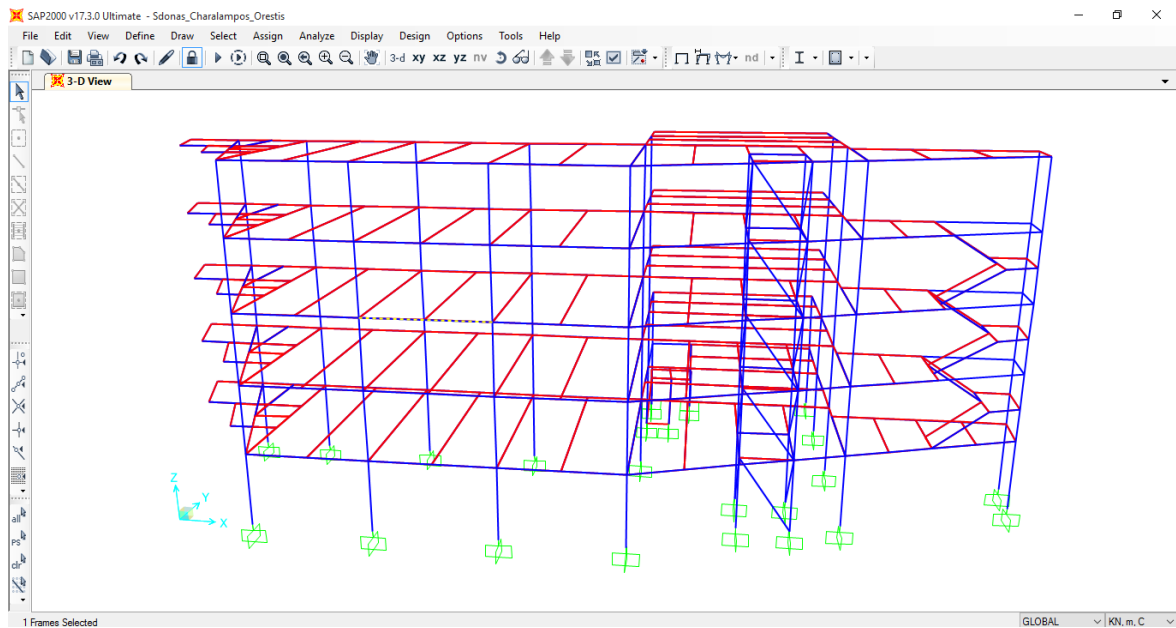
Οπου:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

$N_{Ed}$	είναι η αξονική δύναμη σχεδιασμού,
$M_{Ed}$	είναι η ροπή κάμψης σχεδιασμού,
$V_{Ed}$	είναι η τέμνουσα σχεδιασμού,
$N_{pl,Rd}$ , $M_{pl,Rd}$ , $V_{pl,Rd}$	είναι αντοχές σχεδιασμού σύμφωνα με το EN 1993,
$V_{Ed,G}$	είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις,
$V_{Ed,M}$	είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών $M_{pl,Rd,A}$ και $M_{pl,Rd,B}$ με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων A και B της δοκού. $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ είναι η πιο δυσμενής συνθήκη, η οποία αντιστοιχεί σε μια δοκό με άνοιγμα L και πλαστικές ζώνες και στα δύο άκρα.

Όπως και στον ικανοτικό έλεγχο κόμβου θα παρουσιάσουμε ενδεικτικά έναν ικανοτικό έλεγχο δοκού. Η δοκός στην οποία θα κάνουμε τον ικανοτικό έλεγχο είναι η δοκός που φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.

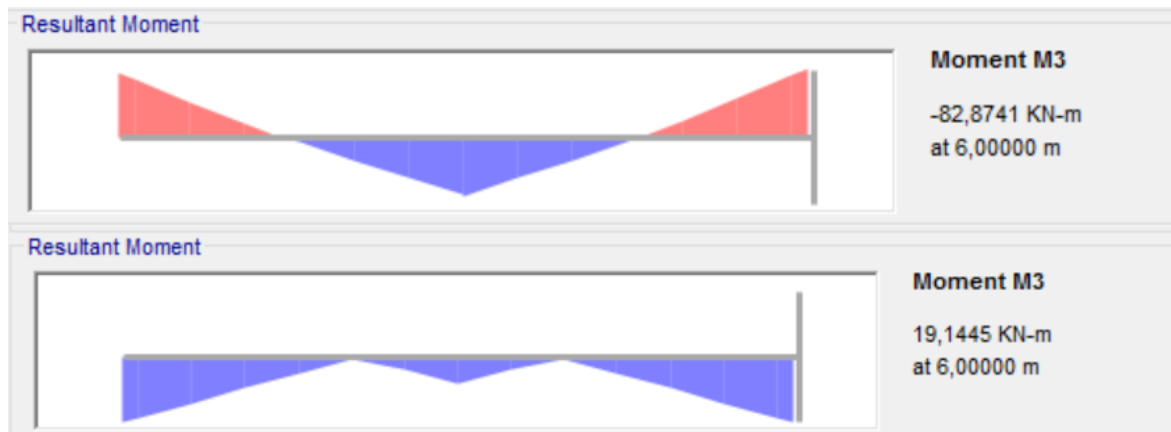




Σχήμα 4.12 : Η επιλεγμένη δοκών για ενδεικτικό ικανοτικό έλεγχο δοκού

$$M_{Ed,G} = 82,9 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed,E} = 19,14 \text{ KNm}$$

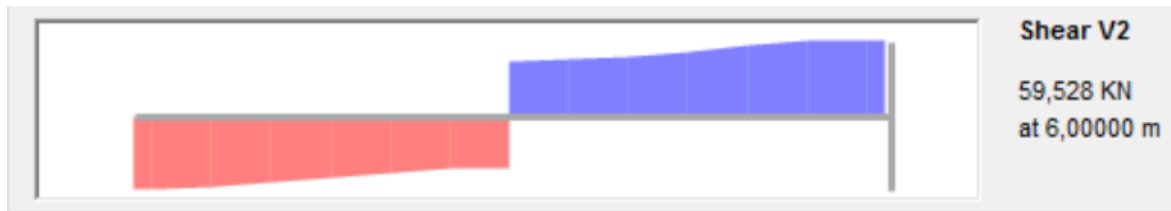


Σχήμα 4.13 : Ένδειξη ροπής κάμψης της δοκού υπό στατική φόρτιση  $G + 0,3Q$  (άνω διάγραμμα) και υπό σεισμική φόρτιση QUAKEEX (κάτω διάγραμμα)

$$M_{Ed} = 82,9 + 19,14 = 102,04 < 171,8 \text{ KNm} = M_{pl,Rd}$$

$N_{ed} = 0$  καθώς θεωρούμε ότι η αξονική δύναμη διαχέεται στο διαφραγμα που προσφέρει η πλάκα του εκάστοτε ορόφου. Οπότε ικανοποιείται και η δεύτερη απαίτηση.

$$V_{Ed,G} = 59,52 \text{ KN}$$



Σχήμα 4.14 : Ένδειξη τέμνουσας της δοκού υπό στατική φόρτιση G + 0,3Q

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{l} = \frac{171,8 * 2}{6} = 57,26 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 116,8 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = \frac{116,8}{452,8} = 0,258 < 0,5$$

#### 4.3.2.3 Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα θα ελέγχονται σε θλίψη λαμβάνοντας υπόψη τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπών κάμψης. Στους ελέγχους τα  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  θα υπολογίζονται ως:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Όπου

$N_{Ed,G}$  ( $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$ ) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$  ( $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$ ) είναι η θλιπτική δύναμη (αντίστοιχα η ροπή κάμψης και η τέμνουσα) στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού

$\gamma_{ov}$  είναι ο συντελεστής υπεραντοχής.

$\Omega$  είναι η ελάχιστη τιμή του  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  για όλες τις δοκούς στις οποίες υπάρχουν πλαστικές ζώνες.  $M_{Ed,i}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης στη δοκό  $i$  στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού και  $M_{pl,Rd,i}$  είναι η αντίστοιχη πλαστική ροπή.

$$\Omega_{minx} = 1/0,642 = 1,56$$

$$\Omega_{miny} = 1/0,662 = 1,51$$

Ο έλεγχος θα γίνει στο sap2000 αυξάνοντας την σεισμική δύναμη κατά x κατά  $1,1 * 1,25 * 1,19$  και κατά y κατά  $1,1 * 1,25 * 1,55$ , ελεγχοντας αν όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν επαρκή αντοχή έπειτα από την επαύξηση αυτήν.

Τα υποστυλώματα επαρκούν έπειτα από την επάυξηση των δυνάμεων αυτών όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα με τα ratio των υποστυλωμάτων αυτών κατανεμημένων σε φθίνουσα σειρά (όλα τα ratio είναι μικρότερα της μονάδος, άρα επαρκούν οι διατομές των υποστυλωμάτων την επαυξηση του σεισμικού φορτίου λόγω του ικανοτικού ελέγχου).

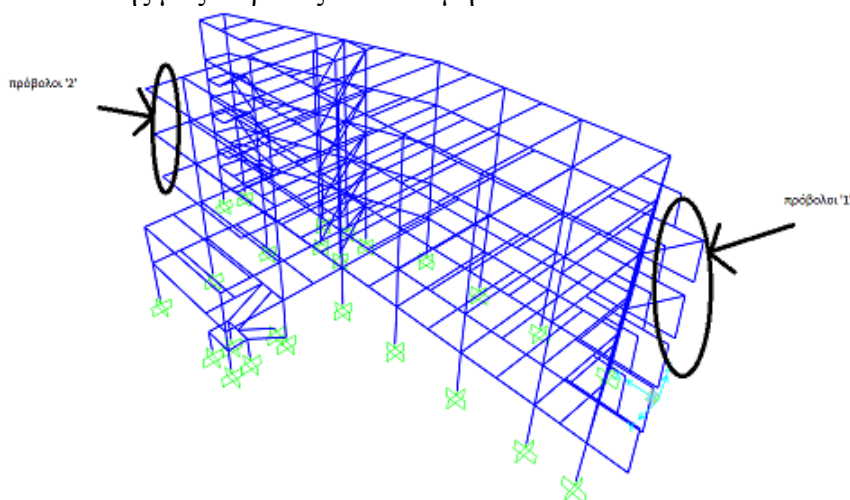
Frame Text	DesignSect Text	DesignType Text	Status Text	Ratio Unitless	RatioType Text	Combo Text	Location m
88	TUBO140X98X5	Column	No Messages	0.995739	PMM	OKA	0.11331
543	TUBO180X90X5.4	Column	No Messages	0.993716	PMM	SPECTUMY	0.125
90	TUBO160X112X8	Column	No Messages	0.989702	PMM	OKA	0.12398
620	TUBO80X56X3.6	Column	No Messages	0.988541	PMM	OKA	1.7
616	TUBO140X70X3.6	Column	No Messages	0.983422	PMM	SPECTUMY	1.7
621	TUBO80X80X4.5	Column	No Messages	0.982645	PMM	SPECTUMY	0.125
86	TUBO180X126X7.1	Column	No Messages	0.97497	PMM	OKA	0.12398
583	TUBO100X100X5.9	Column	No Messages	0.96938	PMM	SPECTUMY	0.125
609	TUBO280X140X8	Column	No Messages	0.961167	PMM	SPECTUMY	3.22683
75	TUBO200X140X8	Column	No Messages	0.959796	PMM	OKA	1.74334
79	TUBO240X168X10	Column	No Messages	0.953303	PMM	OKA	0.11331
610	TUBO300X150X10	Column	No Messages	0.947474	PMM	SPECTUMY	3.22683
89	TUBO200X140X7.1	Column	No Messages	0.944833	PMM	OKA	0.13389
85	TUBO260X130X7.1	Column	No Messages	0.943833	PMM	OKA	0.13389
81	TUBO280X140X8	Column	No Messages	0.91185	PMM	OKA	0.13389

Σχήμα 4.15 : Υποστυλώματα σε φθίνουσα κατάταξη κατά RATIO, ένδειξη ότι όλα τα RATIO < 1

#### 4.4 Έλεγχος μέγιστων βελών

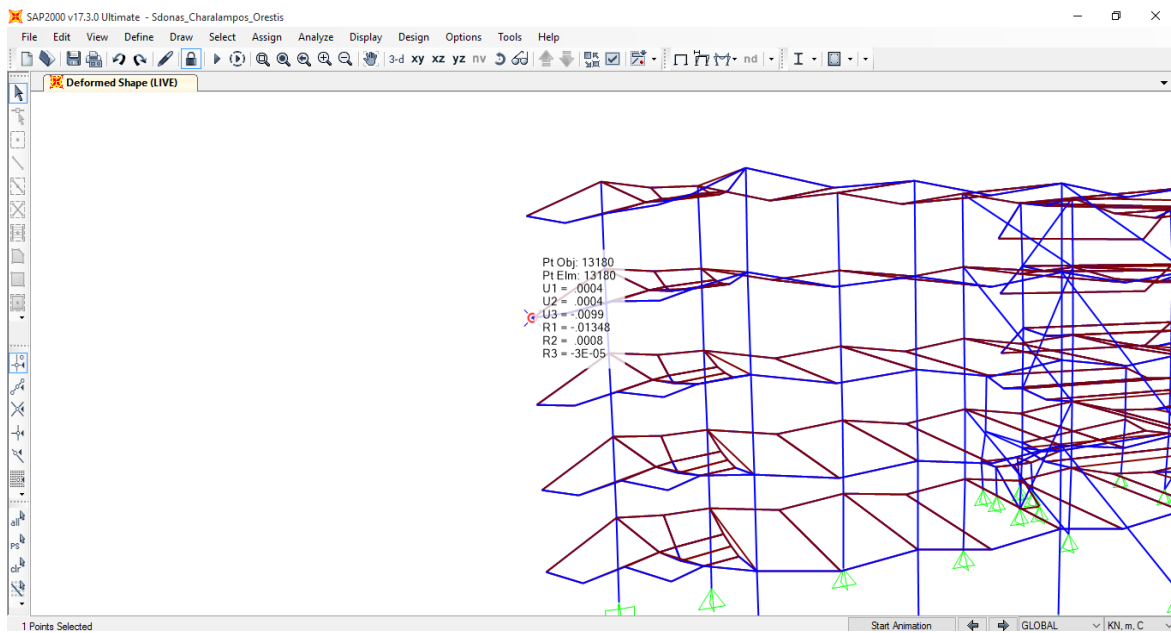
Ο έλεγχος των βελών των δοκών της κατασκευής μας έχει πραγματοποιηθεί κατά την διαδικασία διαστασιολόγησης των σύμμικτων δοκών με την βοήθεια του προγράμματος ArcelorMittal Beams Calculator.

Παρακάτω θα πραγματοποιηθεί έλεγχος στους προβόλους της κατασκευής μας στους οποίους έχει δοθεί αντιβέλος τόσο ώστε εφαρμόζοντας τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία στη κατασκευή μας το βέλος να είναι μηδενικό.



Σχήμα 4.16 : Ένδειξη των προβόλων '1' και '2' των κτιρίων

#### 4.4.1 Έλεγχος μεγίστων βελών κτιρίου A



Σχήμα 4.17: Κτίριο A, μέγιστο βέλος προβόλου 1

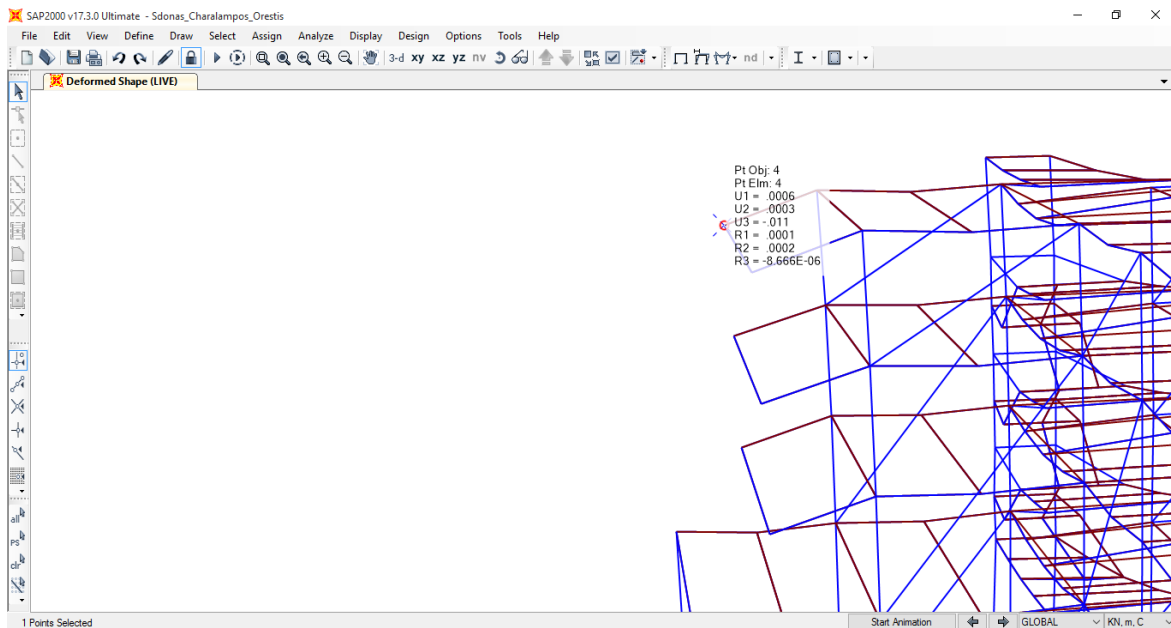
$$L = 2,7\text{m}$$

Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα και βατές στέγες:

$$L/250 = 2,7/250 = 0,0108$$

$$\text{Βέλος προβόλου 1} = 0,0099 \leq L / 250 = 0,0108$$

Έχουμε αρχικό αντιβέλος του συγκεκριμένου προβόλου ίσο με 0,011m που εξισορροπεί το βέλος που προκαλούν τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της κατασκευής μας στον πρόβολο αυτόν.



Σχήμα 4.18: Κτίριο A, μέγιστο βέλος προβόλου 2

$$L = 2,75$$

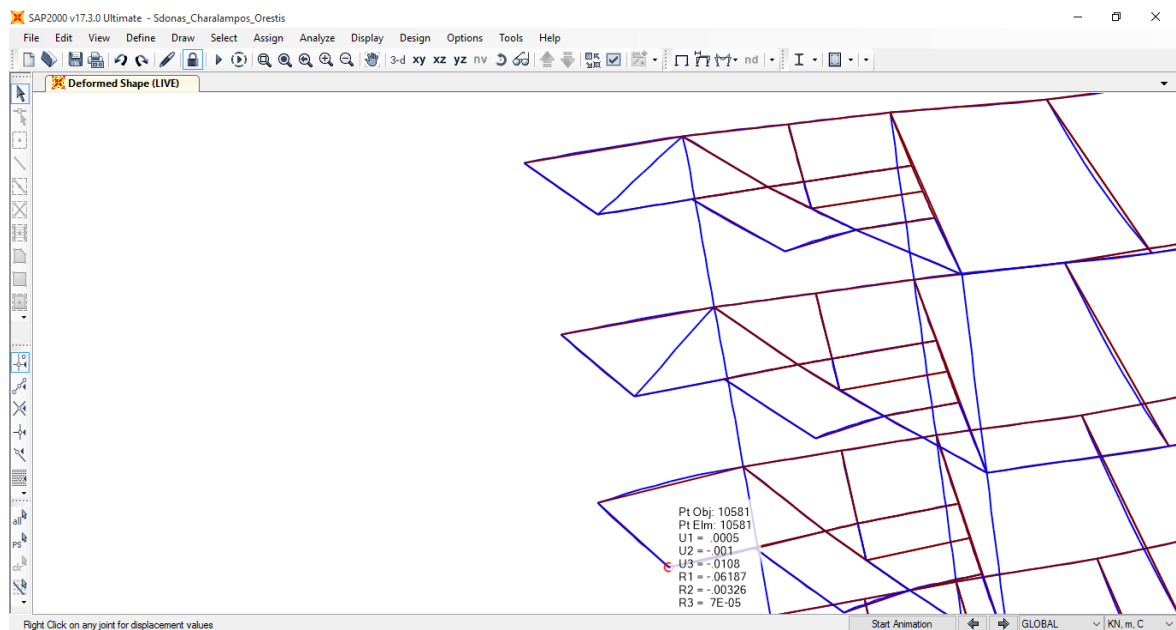
Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα και βατές στέγες:

$$L/250 = 2,75/250 = 0,011$$

$$\text{Βέλος προβόλου 2} = 0,011 \leq L / 250 = 0,011$$

Έχουμε αρχικό αντιβέλος του συγκεκριμένου προβόλου ίσο με 0,0144m που εξισορροπεί το βέλος που προκαλούν τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της κατασκευής μας στον πρόβολο αυτόν.

#### 4.4.2 Έλεγχος μεγίστων βελών κτιρίου B



Σχήμα 4.19: Κτίριο B, μέγιστο βέλος προβόλου 1

$$L = 2,7\text{m}$$

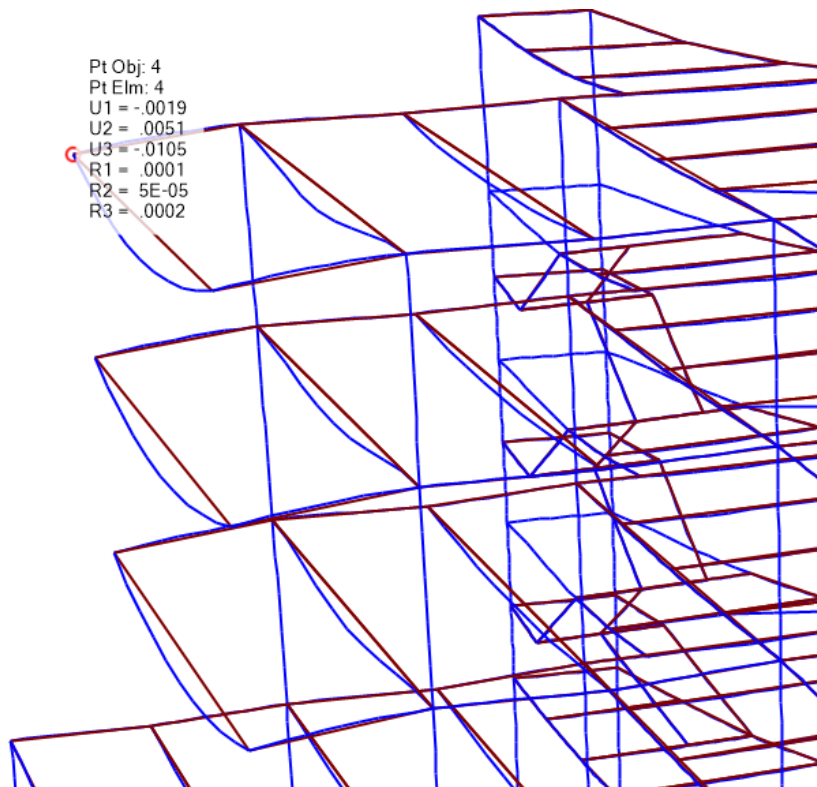
Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα και βατές στέγες:

$$L/250 = 2,7/250 = 0,0108$$

$$\text{Βέλος προβόλου 1} = 0,0108 \leq L / 250 = 0,0108$$

Έχουμε αρχικό αντιβέλος του συγκεκριμένου προβόλου ίσο με 0,0093m που εξισορροπεί το βέλος που προκαλούν τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της κατασκευής μας στον πρόβολο αυτόν.

Στους δύο τελευταίους προβόλους που φαίνονται στην παραπάνω εικόνα κρίθηκε αναγκαία η τοποθέτηση μιας επιπλέον δοκού η οποία θα πακτώνεται στο υποστύλωμα για να μειώσουμε τα μέγιστα βέλη λόγω των κινητών φορτίων. Με αυτόν τον τρόπο τα βέλη αυτά τα μειώσαμε στα επιτρεπτά όρια.



**Σχήμα 4.20: Κτίριο Β, μέγιστο βέλος προβόλου 2**

$$L = 2,75$$

Μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος για πατώματα και βατές στέγες:

$$L/250 = 2,75/250 = 0,011$$

$$\text{Βέλος προβόλου 2} = 0,0105 \leq L / 250 = 0,011$$

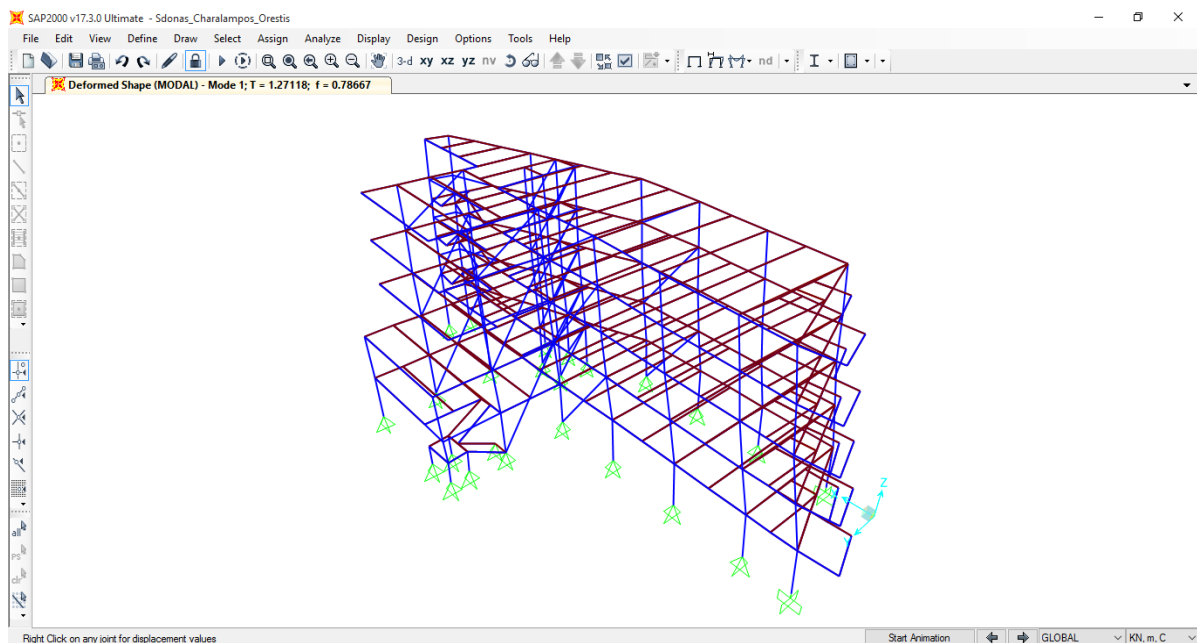
Έχουμε αρχικό αντιβέλος του συγκεκριμένου προβόλου ίσο με 0,0139m που εξισορροπεί το βέλος που προκαλούν τα μόνιμα και τα πρόσθετα μόνιμα φορτία της κατασκευής μας στον πρόβολο αυτόν.

## 5 Αποτελέσματα ανάλυσης του φορέα

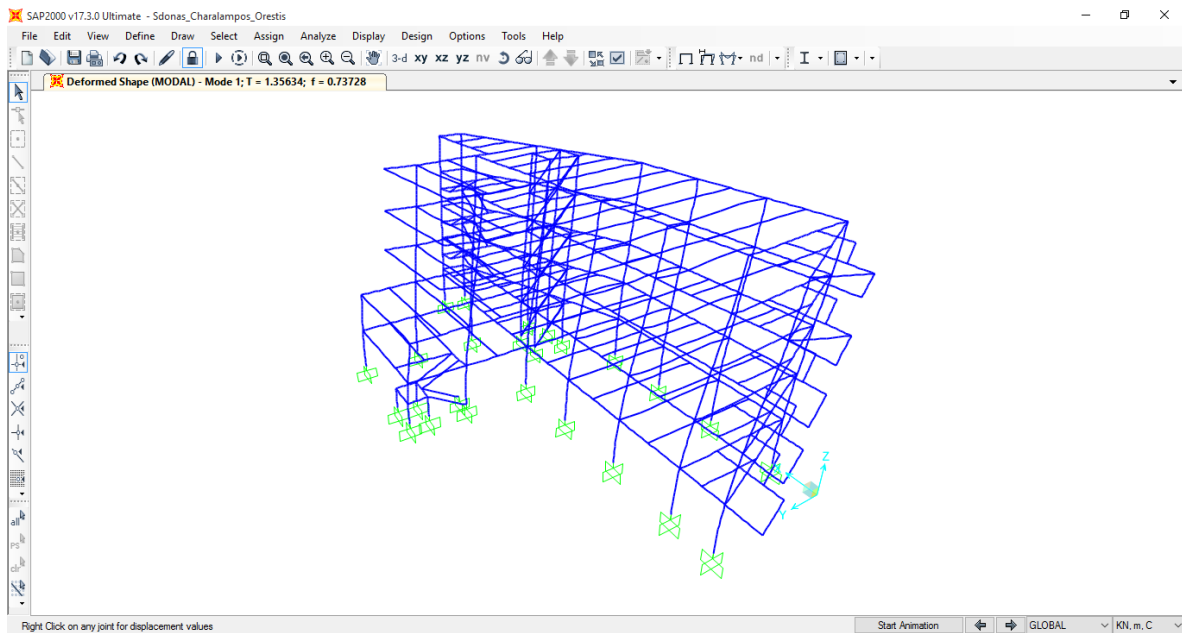
### 5.1 Ιδιομορφές των δύο κτιρίων

Μετά την προσομοίωση των δύο κτιρίων ερχόμαστε να δούμε την θεμελιώδη ιδιοπερίοδο των κτιρίων αυτών καθώς και μερικές από τις υπόλοιπες ιδιοπεριόδους τους.

Στο κτίριο A η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου έχει τιμή  $T_{\text{Ακτιρίου}}=1,27$  sec ενώ στο κτίριο B η τιμή της ιδιοπεριόδου του είναι μεγαλύτερη δηλαδή  $T_{\text{Βκτιρίου}}=1,356$  sec. Παρακάτω βλέπουμε τις ιδιομορφές των κτιρίων στο SAP2000.



Σχήμα 5.1: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου A



**Σχήμα 5.2: Θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του κτιρίου Β**

Πέρα όμως από την πρώτη ιδιομορφή θα παρουσιάσουμε παρακάτω και τις υπόλοιπες ιδιομορφές σε πίνακα.

**Πίνακας 5.1: Ιδιομορφικά ποσοστά συμμετοχής της μάζας της κατασκευής στο κτίριο Α**

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	1	1.271184	0.71028	0.01344	6.317E-06	0.71028	0.01344	6.317E-06	0.00299
MODAL	Mode	2	1.068439	0.05698	0.57346	9.417E-06	0.76726	0.5869	1.573E-05	0.08992
MODAL	Mode	3	0.942202	0.03371	0.18441	0.00015	0.80097	0.77131	0.00016	0.01544
MODAL	Mode	4	0.505111	0.05017	0.00079	7.841E-06	0.85114	0.7721	0.00017	0.00011
MODAL	Mode	5	0.462066	0.00027	2.437E-06	8.779E-07	0.85141	0.7721	0.00017	1.629E-05
MODAL	Mode	6	0.453637	0.00026	3.429E-06	9.489E-07	0.85167	0.77211	0.00017	2.432E-05
MODAL	Mode	7	0.452165	0.00017	9.69E-06	2.203E-06	0.85184	0.77212	0.00017	0.00012
MODAL	Mode	8	0.389495	0.00019	0.11712	0.00182	0.85203	0.88924	0.00199	0.27679
MODAL	Mode	9	0.345438	0.02331	0.00386	4.759E-05	0.87534	0.8931	0.00204	0.00085
MODAL	Mode	10	0.297476	0.08185	0.0008	7.994E-05	0.95719	0.8939	0.00212	0.00117
MODAL	Mode	11	0.286536	0.00018	1.895E-06	5.038E-05	0.95737	0.8939	0.00217	0.05364
MODAL	Mode	12	0.278018	2.1E-05	8.138E-05	1.274E-05	0.95739	0.89399	0.00218	0.00985
MODAL	Mode	13	0.276355	0.00088	0.00928	0.00039	0.95827	0.90327	0.00257	0.02286



**Πίνακας 5.2: Ιδιομορφικά ποσοστά συμμετοχής της μάζας της κατασκευής στο κτίριο B**

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
MODAL	Mode	1	1.356343	0.03517	0.57045	1.232E-05	0.03517	0.57045	1.232E-05	0.10338
MODAL	Mode	2	1.29134	0.56585	0.10316	1.304E-06	0.60102	0.6736	1.362E-05	0.01585
MODAL	Mode	3	1.160361	0.13616	0.05851	7.702E-05	0.73718	0.73212	9.065E-05	0.01065
MODAL	Mode	4	0.458286	4.701E-05	1.595E-05	6.207E-06	0.73723	0.73213	9.685E-05	5.074E-05
MODAL	Mode	5	0.451257	0.00013	6.863E-07	6.258E-06	0.73736	0.73213	0.0001	1.717E-05
MODAL	Mode	6	0.44931	4.261E-05	4.08E-05	8.278E-06	0.7374	0.73217	0.00011	0.00011
MODAL	Mode	7	0.417946	0.0267	0.10828	0.00148	0.7641	0.84046	0.00159	0.17362
MODAL	Mode	8	0.41003	0.09546	0.0324	7.951E-05	0.85956	0.87286	0.00167	0.03493
MODAL	Mode	9	0.394103	2.989E-06	0.00167	7.799E-05	0.85956	0.87453	0.00175	0.00404
MODAL	Mode	10	0.387877	0.01212	4.252E-05	0.0001	0.87168	0.87457	0.00185	0.0011
MODAL	Mode	11	0.360085	4.602E-05	2.377E-06	4.373E-07	0.87172	0.87457	0.00185	0.00087
MODAL	Mode	12	0.356114	4.415E-08	3.339E-07	3.456E-08	0.87172	0.87457	0.00185	3.432E-07
MODAL	Mode	13	0.355698	1.449E-07	2.955E-09	6.677E-07	0.87172	0.87457	0.00185	2.23E-06
MODAL	Mode	14	0.355327	9.012E-08	2.925E-07	1.524E-08	0.87173	0.87457	0.00185	2.076E-09
MODAL	Mode	15	0.355036	1.04E-07	1.05E-06	1.258E-07	0.87173	0.87457	0.00185	0.00262

Παρατηρούμε ότι για να ικανοποιήσουμε την απαίτηση η οποία λέει ότι το άθροισμα των δρώσων μαζών, για τις ιδιομορφές που λαμβάνονται υπόψη, πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας, ενώ λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσα ιδιομορφική μάζα μεγαλύτερη του 5% της συνολικής μάζας, θα πρέπει να λάβουμε υποχρωτικά υπόψη τουλάχιστον τις πρώτες 13 ιδιομορφές στο κτίριο A και τις πρώτες 83 ιδιομορφές στο κτίριο B.

Εμείς θα λάβουμε υπόψη τον αριθμό αυτόν των ιδιομορφών που ορίζει ο κανονισμός του Ευρωκώδικα 8.

Παρατηρούμε ότι στο κτίριο A η διεύθυνση της βασικής ιδιοπεριόδου του κτιρίου είναι κατά τον άξονα x, ενώ στο κτίριο B η διεύθυνση της βασικής ιδιοπεριόδου του κτιρίου είναι κατά τον άξονα y.

## 5.2 Αντιδράσεις στήριξης

Ένας εύλογος τρόπος για να διαπιστώσουμε ποιο κτίριο μας στοίχησε περισσότερο, λαμβάνοντας υπόψη ότι το κόστος του χάλυβα είναι ανάλογο με το βάρος του, είναι να συγκρίνουμε τις κατακόρυφες αντιδράσεις στήριξης στην ΟΚΑ.

Αφού τα φορτία που ασκούνται στην κατασκευή στην ΟΚΑ είναι κοινά και για τα δύο κτίρια η μοναδική διαφορά στις αντιδράσεις στήριξης θα είναι η διαφορά στο βάρος των μεταλλικών διατομών της κατασκευής.

Έτσι στο κτίριο A έχουμε:

**Πίνακας 5.3 : Αντιδράσεις στήριξης του κτιρίου A**

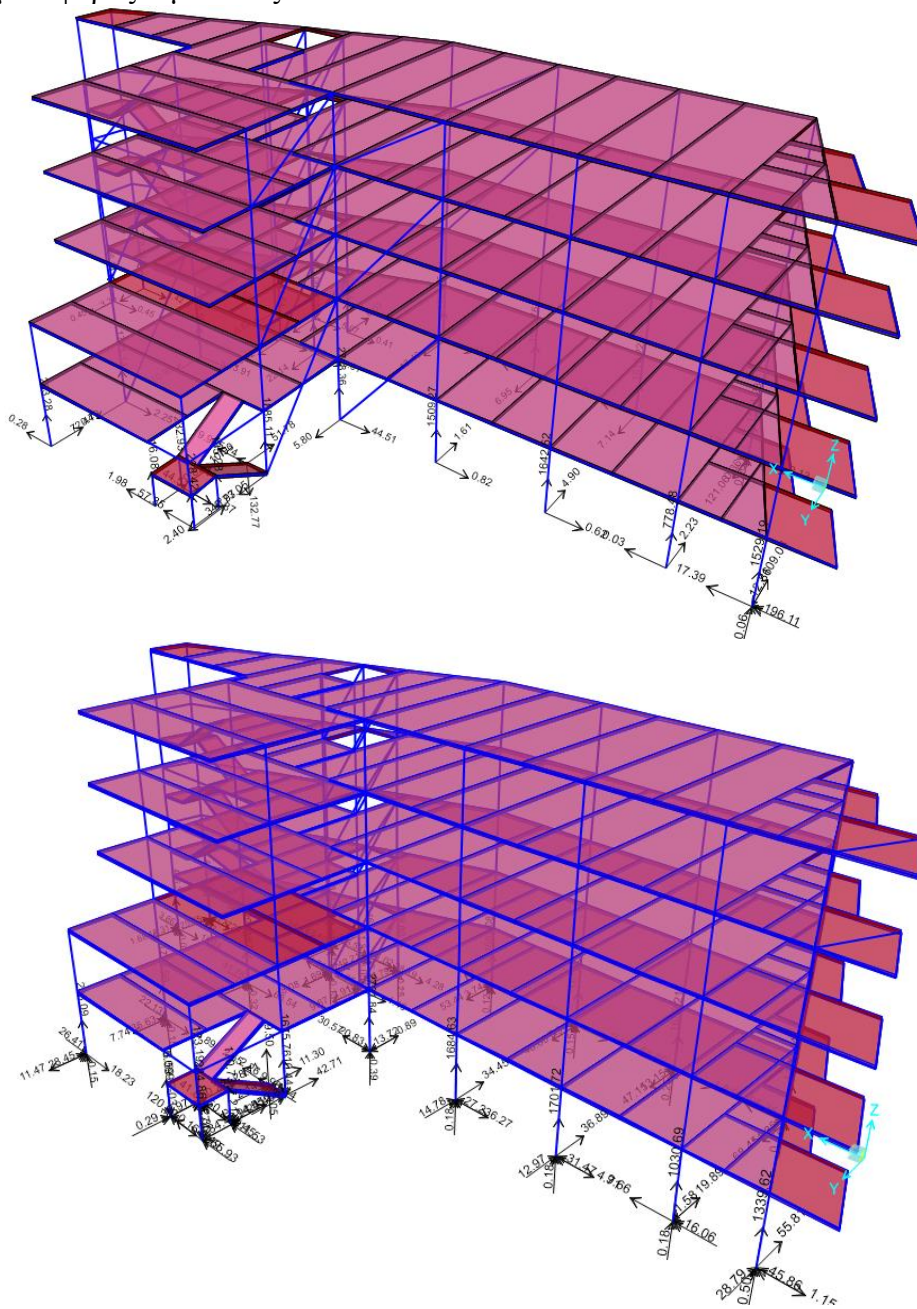
OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
OKA	Combination	-3.15	-8.67	23952.601	178069.0494	-456972.25	-154.4738

Και στο κτίριο Β έχουμε:

**Πίνακας 5.4 : Αντιδράσεις στήριξης του κτιρίου Β**

OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
OKA	Combination	-2.739E-06	-9.991E-08	24365.315	181270.8908	-463652.29	-3.433E-06

Οπότε το κτίριο το οποίο θα μας στοιχήσει περισσότερο είναι το κτίριο Β, δηλαδή το πλαισιωτό κτίριο (κτίριο χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας) καθώς και μεγαλύτερη ποσότητα χάλυβα χρησιμοποιήσαμε αλλά και συνδέσεις ροπής οι οποίες είναι ακριβότερες από τις συνδέσεις μεταφοράς τέμνουσας.



**Σχήμα 5.3 : Αντιδράσεις στήριξης του κτιρίου Α (άνω κτίριο) και του κτιρίου Β (κάτω κτίριο) στην OKA**

## 6 Συμπεράσματα

Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης και της διαστασιολόγησης του πενταώροφου κτιρίου γραφείων καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι βέλτιστη λύση είναι εκείνη που έχουμε χρησιμοποιήσει κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας.

Ως προς την σεισμική συμπεριφορά οι δύο λύσεις είναι ισάξιες, αλλά από οικονομική άποψη υπερτερεί η λύση με τους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Προκειμένου το πλαίσιο κτίριο να ικανοποιεί τις απαιτήσεις μετατοπίσεων, τους ικανοτικούς ελέγχους και τον έλεγχο επιρροής φαινομένων 2ης τάξης ήταν απαραίτητη η τοποθέτηση μεγάλων υποστυλωμάτων γεγονός που αύξανε την ποσότητα χάλυβα που θα χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή μας.

Επίσης με την χρήση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας καθίσταται ευκολότερη η επέμβαση στο κτίριο έπειτα από ένα σεισμικό γεγονός για να γίνει ενίσχυση ή και αντικατάσταση των διαγώνιων τμημάτων που θα έχουν υποστεί διαρροή εν σύγκριση με την επέμβαση ή και αντικατάσταση των δοκών που θα έχουν διαρρεύσει στο πλαίσιο κτίριο.

## 7 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (1999). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005α). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, 2η έκδοση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005β). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Aslani H., Miranda E. (2005). “Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings.” Report No. 157, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, Stanford, CA.
5. Bazzurro P., and Luco N. (2007). “Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses?” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1813–1835.
6. Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., Foutch D.A. (2002). “The probabilistic basis for the 2000 SAC/FEMA steel moment frame guidelines.” *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526–533.
7. Dolsek M. (2009). “Incremental dynamic analysis with consideration of modelling uncertainties.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(6), 805–825.
8. Dolsek M., Fajfar, P. (2008). “The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame – A probabilistic assessment.” *Engineering Structures*, 30(11), 3186–3192.
9. Haselton C.B. (2006). “Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
10. Jalayer F. (2003). “Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments.” PhD Thesis, Stanford University, Stanford, CA.
11. Jalayer F., Cornell, C.A. (2009). “Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments.” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38(8), 951–1052.
12. Liel A.B., Haselton C.B., Deierlein G.G., Baker J.W. (2009). “Incorporating modeling uncertainties in the assessment of seismic collapse risk of buildings.” *Structural Safety*, 31(2), 197–211.
13. Luco N., Cornell C.A. (2007). “Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions.” *Earthquake Spectra*, 23(2), 357–392
14. NIST (2010). “Applicability of Nonlinear Multiple-Degree-of-Freedom Modeling for Design.” Report No NIST GCR 10-917-9, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
15. PEER (2005). PEER NGA Database. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, <http://peer.berkeley.edu/nga/>.
16. SAC Joint Venture (2000a). “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-350, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
17. SAC Joint Venture (2000b). “Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment-frame buildings.” Report No. FEMA-351, prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

18. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2002). "Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
19. Vamvatsikos D., Cornell C.A. (2004). "Applied Incremental Dynamic Analysis." *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
20. Vamvatsikos D., Fragiadakis M. (2010). "Incremental Dynamic Analysis for seismic performance uncertainty estimation." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(2), 141–163.
21. Celarec D., Vamvatsikos D., Dolsek M. (2011). "Simplified estimation of seismic risk for buildings with consideration of the structural ageing process." In: Dolsek M. (ed), *Protection of Built Environment Against Earthquakes*. Springer: Dordrecht.
22. De Luca F., Vamvatsikos D., Iervolino I. (2011). "Near-optimal bilinear fit of capacity curves for equivalent SDOF analysis." *Proceedings of the COMPDYN2011 Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece.