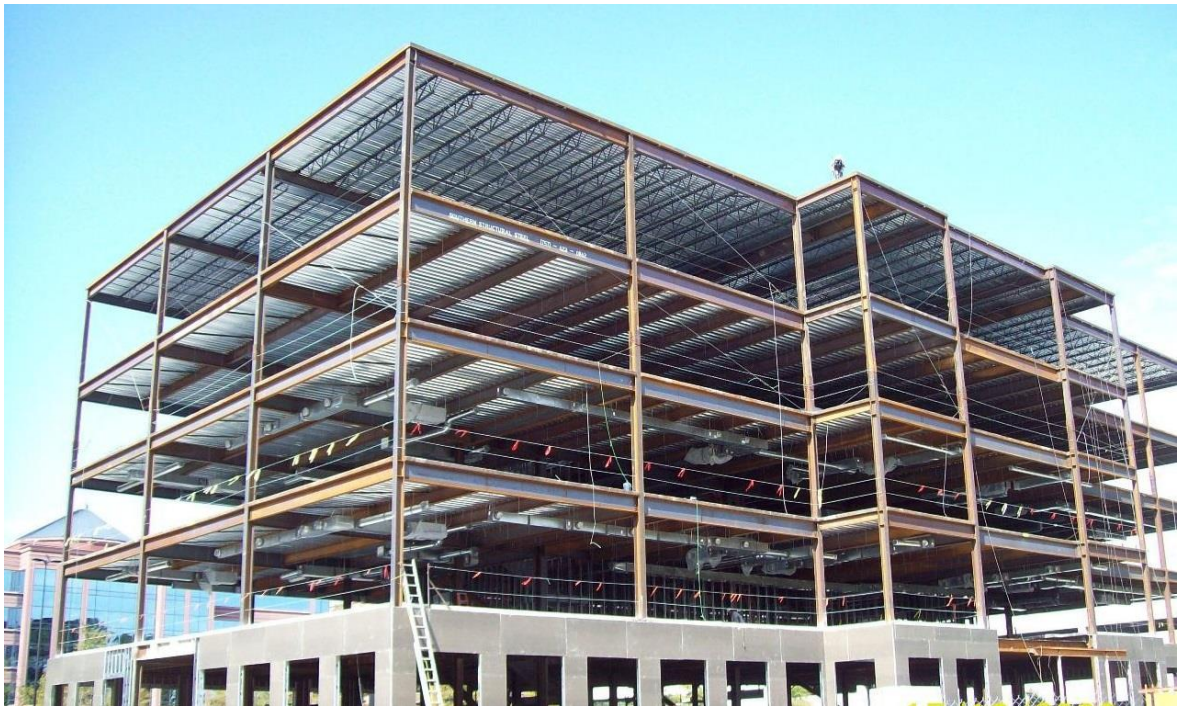




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Σχεδιασμός Πενταόροφου Μεταλλικού
Κτιρίου Γραφείων με Πυρήνα



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΚΑΡΑΝΑΣΙΟΣ ΠΑΡΑΣΚΕΥΑΣ

Επιβλέπων: Ιωάννης Ραυτογιάννης

Αθήνα, Ιούλιος 2016

ΕΜΚ ΔΕ 2016/16

ΚΑΡΑΝΑΣΙΟΣ ΠΑΡΑΣΚΕΥΑΣ (2016).

Σχεδιασμός Πενταόροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων με Πυρήνα

Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2016/16

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

KARANASIOS PARASKEVAS (2016).

Design of a 5-storey Steel Office Building with Core

Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2016/16

Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Περίληψη.....	4
Abstract.....	5
Ευχαριστίες.....	6
1. Εισαγωγή – Γενικά Στοιχεία	7
1.1 Σκοπός της εργασίας.....	7
1.2 Παρουσίαση του προγράμματος SAP2000	7
2. Παρουσίαση του Κτιρίου Μελέτης.....	9
2.1 Αρχιτεκτονικά	9
2.2 Στατικά	10
2.3 Προσομοίωση κτιρίου στο SAP	11
3. Υλικά και Φορτίσεις.....	17
3.1 Υλικά Κατασκευής	17
3.1.1 Σκυρόδεμα C20/25	17
3.1.2 Χάλυβας S235	17
3.1.3 Σύμμικτη πλάκα	18
3.2 Φορτίσεις	22
3.2.1 Μόνιμα φορτία	22
3.2.2 Κινητά φορτία	23
3.2.3 Φορτία χιονιού	23
3.2.4 Φορτία ανέμου	24
3.2.5 Σεισμικά Φορτία	32
3.3 Συνδυασμοί Δράσεων	38
3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας(Ο.Κ.Α.) και Λειτουργικότητας(Ο.Κ.Λ.)	39
3.3.2 Συνδυασμοί Φορτίσεων στην παρούσα εργασία	41
4. Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Φορέα (Θεωρητικά Στοιχεία)	43
4.1 Έλεγχος σε αξονική εφελκυστική δύναμη.....	46
4.2 Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη	47
4.3 Έλεγχος σε διάτμηση	47
4.4 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη.....	48
4.5 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη.....	49
4.6 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη	49
4.7 Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση	50
4.8 Έλεγχος μελών σε λυγισμό	51
4.9 Έλεγχος σε στρέψη	57
4.10 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	58
4.11 Κοχλιωτές συνδέσεις	58
5. Ανάλυση Φορέα Χωρίς Συνδέσμους Δυσκαμψίας	63
5.1 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	68
5.1.1 Έλεγχος Υποστλωματος	68
5.1.2 Έλεγχος Κύριας Δοκού	73
5.1.3 Έλεγχος Δευτερεύουσας δοκού.....	74
5.1.4 Έλεγχος Διαδοκίδας	75
5.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	75

5.2.1 Έλεγχος διαδοκίδας.....	75
5.2.2 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού.....	75
5.2.3 Έλεγχος κύριας δοκού.....	76
5.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	76
6. Ανάλυση Φορέα με Συνδέσμους Δυσκαμψίας	79
6.1 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	81
6.1.1 Έλεγχος Υποστυλώματος.....	81
6.1.2 Έλεγχος κύριας δοκού.....	83
6.1.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	85
6.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	86
6.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	86
7. Ανάλυση Φορέα με Συνδέσμους Δυσκαμψίας Χωρίς Πυρήνα	87
7.1 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας	88
7.1.1 Έλεγχος Υποστυλώματος.....	88
7.1.2 Έλεγχος κύριας δοκού	89
7.1.3 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	90
7.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	93
7.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών	94
8. Έλεγχος Συνδέσεων Μελών	95
8.1 Εισαγωγή	95
8.2 Έδραση υποστυλώματος	95
8.3 Σύνδεση κύριας δοκού-υποστυλώματος	97
8.4 Σύνδεση κύριας- δευτερεύουσας δοκού	99
9. Σύγκριση Αποτελεσμάτων	101
9.1 Σύγκριση ιδίου βάρους και κόστους κατασκευής	101
9.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών	101
9.2.1 Αξονική δύναμη υποστυλωμάτων	101
9.2.2 Τέμνουσα δύναμη και ροπή κάμψης κύριων δοκών	102
9.3 Σύγκριση ιδιομορφών	102
9.4 Σύγκριση μέγιστων μετακινήσεων ορόφων	103
10. Συμπεράσματα	105
Βιβλιογραφία.....	107

Σχεδιασμός Πενταόροφου Μεταλλικού Κτιρίου Γραφείων με Πυρήνα

Καρανάσιος Π. (Επιβλέπων: Ραυτογιάννης Ι.)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως θέμα την μελέτη - ανάλυση και διαστασιολόγηση - ενός πενταόροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων τριών παραλλαγών, χωρίς και με συνδέσμους δυσκαμψίας, που περιλαμβάνει πυρήνα και υπόγειο από σκυρόδεμα, με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα. Εξετάστηκαν 3 παραλλαγές του κτιρίου με σκοπό την σύγκριση και την βελτιστοποίηση όσον αφορά την οικονομικότητα της κατασκευής. Η επίλυση του κτιρίου έγινε με χρήση του λογισμικού SAP2000v17.3.0. Αναλυτικότερα, η δομή της εργασίας είναι η εξής:

Στο *πρώτο κεφάλαιο* παρουσιάζεται το αντικείμενο μελέτης αυτής της διπλωματικής και οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν καθώς επίσης γίνεται μια γενικότερη παρουσίαση του λογισμικού SAP2000.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* γίνεται η περιγραφή του κτιρίου και δίνονται πληροφορίες για την γεωμετρία, τις διαστάσεις και τα δομικά του στοιχεία. Επίσης παρουσιάζεται ο τρόπος που έγινε η προσομοίωση των τριών φορέων στο SAP2000 και παρατίθενται εικόνες του προσομοιώματος.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* παρουσιάζονται τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν, γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται και οι συνδυασμοί δράσεων, με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* παρουσιάζονται αναλυτικά τα θεωρητικά στοιχεία που χρησιμοποιούνται από το πρόγραμμα SAP2000 για την ανάλυση και το σχεδιασμό του φορέα.

Στο *πέμπτο*, στο *έκτο* και στο *έβδομο κεφάλαιο* παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την επίλυση του φορέα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας, με συνδέσμους δυσκαμψίας και χωρίς πυρήνα από σκυρόδεμα αντίστοιχα.

Στο *όγδοο κεφάλαιο* παρατίθενται ενδεικτικοί έλεγχοι συνδέσεων μελών (έδραση υποστυλώματος, σύνδεση κύριας δοκού-υποστυλώματος, σύνδεση κύριας-δευτερεύουσας δοκού) και από τους τρεις φορείς.

Στο *ένατο κεφάλαιο* παρουσιάζεται η σύγκριση των τριών κτιρίων όσον αφορά τις ιδιομορφές, τις ιδιοπεριόδους και τα εντατικά μεγέθη των μελών.

Στο *δέκατο και τελευταίο κεφάλαιο* παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της συγκεκριμένης διπλωματικής.

ABSTRACT

The present thesis deals with the study – analysis and design – of a 5-storey steel office building, with and without braced frames, which includes a concrete core and basement, according to Eurocode. Three variations of the initial building are being studied, in order to compare and optimize them, and finally end up to the best and most economic solution. The resolution of the building was done using the software SAP2000v17.3.0. Specifically, the working structure is as follows:

The *first chapter* contains the main object of this study, the regulations that are being used and also a general presentation of SAP2000 software.

In the *second chapter* a general description of the building is being made, and informations about the geometry, dimensions and structural elements are being provided. Also we show the way the simulation of the 3 buildings in SAP2000 is being made, and some pictures of these simulations.

In the *third chapter* we represent the main elements that we use in our building, an extended reference in the determination of the loads that strain our building is being made, and the combinations of loads, that are used in the analysis and the design of the model, are being described.

In the *fourth chapter*, the theory that the program SAP2000 uses for analysis and design issues of steel buildings, is being analyzed.

In the *fifth, the sixth and the seventh chapter* there is a presentation of the results and the design details that came out of the analysis process of the building without the braced frames, the one with the braced frames and the one without the concrete core, respectively.

In the *eighth chapter*, some indicative member connections are being listed (column seating, main beam to column connection, secondary beam to main beam connection) from all the three buildings.

In the *ninth chapter*, there is a comparison of the three buildings as for their modal informations and the section forces.

In the *tenth and final chapter*, the conclusion of the comparison between the three buildings is being presented.

Ευχαριστίες

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή Ραυτογιάννη Ιωάννη για την καθοδήγηση και την βοήθεια που μου προσέφερε καθ' όλη την διάρκεια εκπόνησης της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τη γραμματεία του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών για την βοήθεια σε όλα τα απαραίτητα διαδικαστικά και πρακτικά θέματα που μου παρείχε.

Τέλος, ιδιαίτερες ευχαριστίες στην οικογένειά μου και τους φίλους μου για τη βοήθεια και τη συμπαράστασή τους καθ' όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή – Γενικά Στοιχεία

1.1 Σκοπός της εργασίας

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη (ανάλυση και διαστασιολόγηση) και σύγκριση των αποτελεσμάτων ενός πολυόροφου μεταλλικού κτιρίου σε τρεις μορφές (με και χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και πυρήνα από σκυρόδεμα, καθώς και χωρίς πυρήνα από σκυρόδεμα), που αποτελείται από 5 ορόφους και 1 υπόγειο. Τα μέλη από τα οποία αποτελείται η κατασκευή είναι υποστύλωματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκοί, διαδοκίδες, σύμμικτες πλάκες, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και διατμητικά τοιχεία. Η κύρια χρήση του συγκεκριμένου κτιρίου είναι ως χώρος γραφείων και χώρος συνάθροισης πολλών ατόμων. Η θεμελίωση του μεταλλικού σκελετού γίνεται αποκλειστικά πάνω στο υπόγειο από σκυρόδεμα. Η προσομοίωση και η ανάλυση του κτιρίου έγινε με τη χρήση του προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή SAP2000 v.17.3.0 και βασίστηκε στους Ευρωκώδικες EN 1990, 1991, 1993, 1994 και 1998 και τα Ελληνικά Εθνικά Προσαρτήματα. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν:

- Ευρωκώδικας 0: Βάσεις σχεδιασμού
- Ευρωκώδικας 1: Βασικές Αρχές Σχεδιασμού και Δράσεις στις Κατασκευές
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός Κατασκευών από Χάλυβα
- Ευρωκώδικας 4: Σχεδιασμός Σύμμικτων Κατασκευών
- Ευρωκώδικας 8: Αντισεισμικός Σχεδιασμός

1.2 Παρουσίαση του προγράμματος SAP2000

Το πρόγραμμα SAP2000 v.17 αποτελεί ένα διεθνώς αναγνωρισμένο λογισμικό στην τεχνολογία της τρισδιάστατης ανάλυσης – διαστασιολόγησης δομικών στοιχείων. Διαθέτει ένα εύκολο στη χρήση γραφικό περιβάλλον, προσφέροντας συγχρόνως τις πιο εξελιγμένες υπολογιστικές τεχνικές με εξαιρετικές δυνατότητες δημιουργίας προσομοιωμάτων οποιουδήποτε είδους κατασκευής. Ένα χαρακτηριστικό του προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών, είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

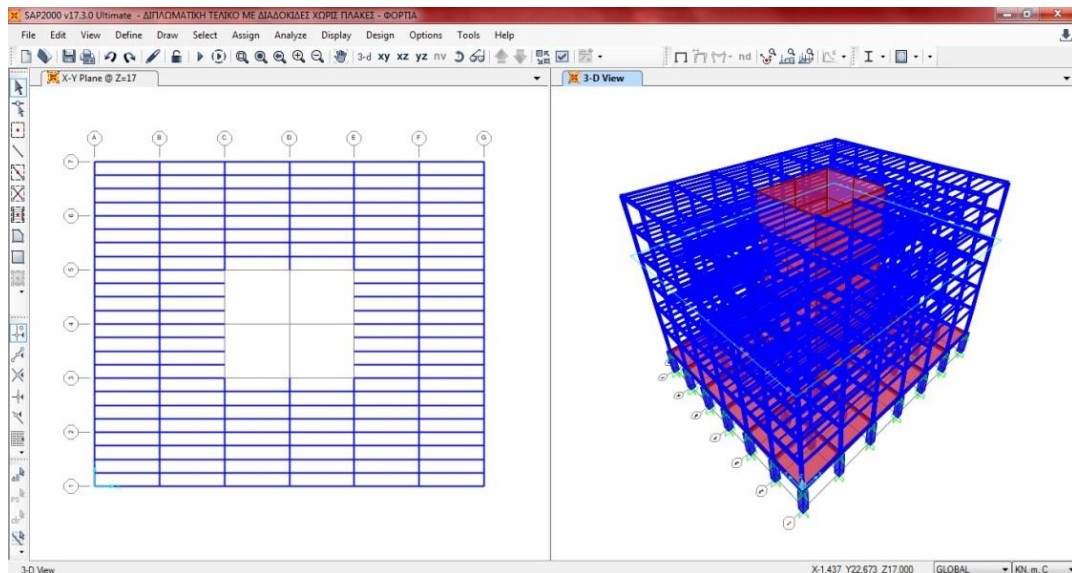
Παρακάτω γίνεται αναφορά σε κάποια βασικά πλεονεκτήματα που προσφέρει το συγκεκριμένο λογισμικό ανάλυσης καθώς και κάποιες εικόνες που παρουσιάζουν το περιβάλλον εργασίας του:

- Γραφικός σχεδιασμός και διόρθωση για γρήγορη και εύκολη μόρφωση του φορέα,
- Δυνατότητα γραφικού σχεδιασμού από τον χρήστη διατομών οποιοδήποτε σχήματος και ορισμού του υλικού κατασκευής (section designer).
- Αποτελεί ένα ευέλικτο και εύχρηστο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή.
- 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.
- Οι δυνατότητες στατικών φορτίσεων επιτρέπουν την εφαρμογή φορτίων βαρύτητας, πίεσης (ομοιόμορφα κατανεμημένων φορτίων), θερμοκρασιακών φορτίων και φορτίων από προένταση, 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,

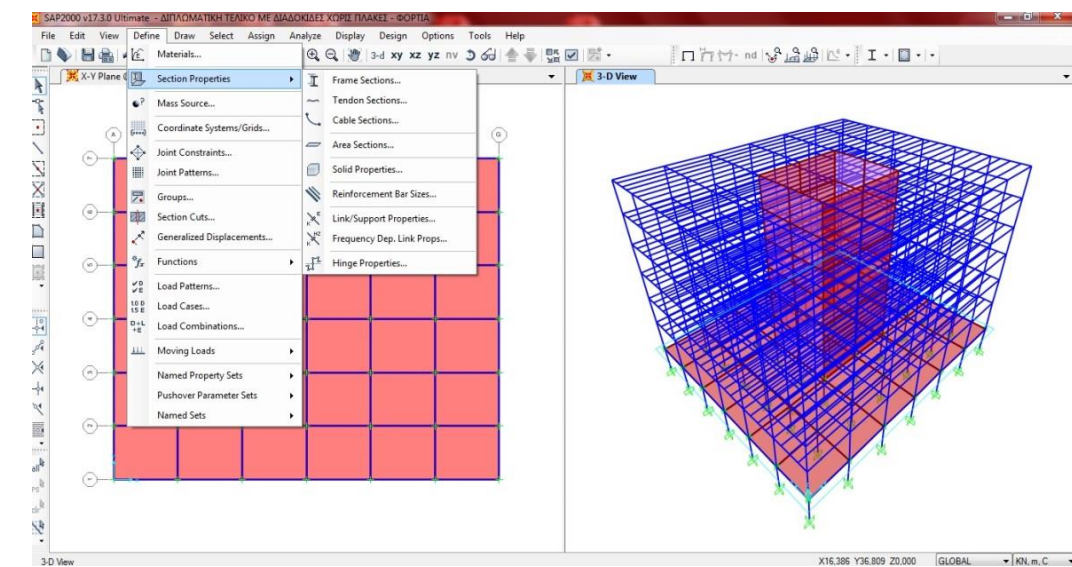
CQC ή GMC. Επιπλέον, είναι διαθέσιμα μεταβαλλόμενα φορτία οχημάτων για μεμονωμένα οχήματα, λωρίδες φόρτισης και φορτία συρμών.

➤ Το πρόγραμμα είναι εφοδιασμένο με όλους τους Διεθνείς κανονισμούς, συμπεριλαμβανομένων των Ευρωκωδίκων και των Αμερικανικών κανονισμών.

➤ 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 την μελέτη των επιπτώσεων στην κατασκευή με άμεση αλλαγή των παραμέτρων.



Σχήμα 1.1 Περιβάλλον εργασίας SAP2000 v17.0



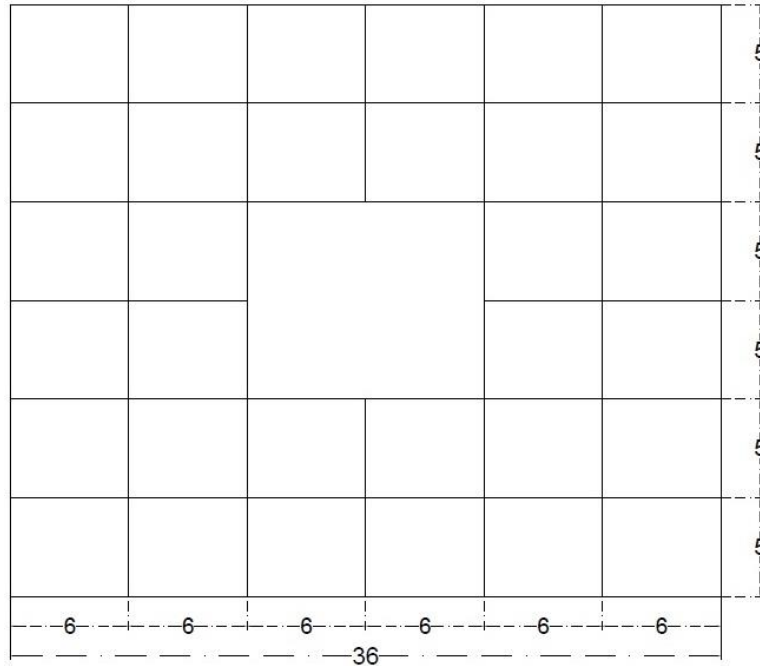
Σχήμα 1.2 Περιβάλλον εργασίας SAP2000 v17.0

Κεφάλαιο 2. Παρουσίαση του κτιρίου μελέτης

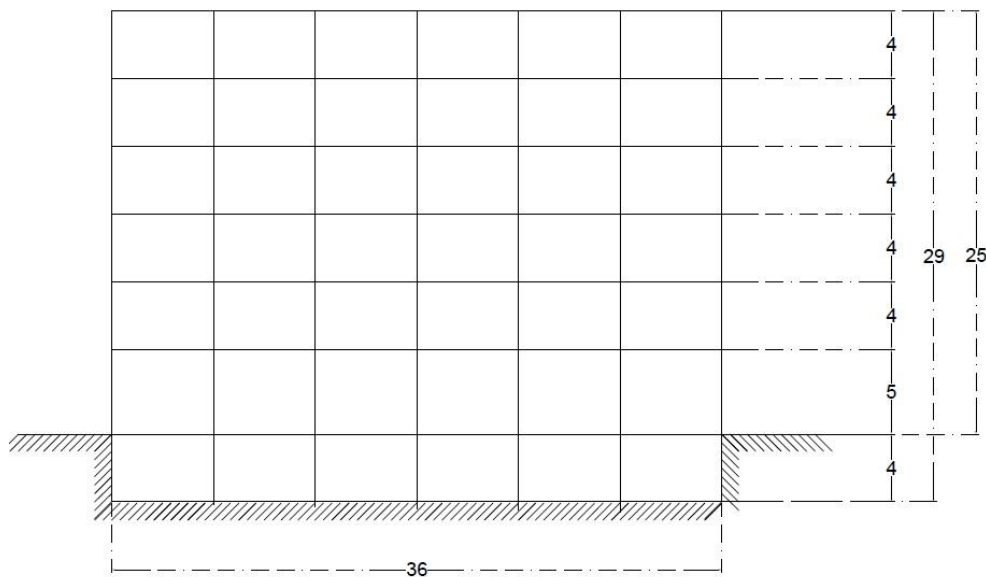
2.1 Αρχιτεκτονικά κτιρίου

Το υπό μελέτη κτίριο πρόκειται για ένα πενταόροφο μεταλλικό κτίριο γραφείων το οποίο επιλύεται με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας. Έχει ύψος 25 μέτρα, μήκος 36 μέτρα και πλάτος 30 μέτρα. Στο κέντρο της κατασκευής υπάρχει πυρήνας από σκυρόδεμα 12x10 μέτρων (επιφάνειας σε κάτοψη 120 m²) που χρησιμεύει σαν χώρος ασανσέρ και κλιμακοστάσιου. Η επιφάνεια προς χρήση κάθε ορόφου ανέρχεται στα 960 m² ενώ στο ισόγειο είναι 1080 m². Η συνολική επιφάνεια όλου του κτιρίου είναι 5880 m².

Παρακάτω παρουσιάζονται κάποιες χαρακτηριστικές όψεις και κατόψεις του κτιρίου:



Σχήμα 2.1 Διαστάσεις κάτοψης κτιρίου



Σχήμα 2.2 Διαστάσεις όψης κτιρίου

2.2 Στατικά του κτιρίου

Το κτίριο αποτελείται από χαλύβδινο σκελετό που περιλαμβάνει υποστυλώματα, κύριες και δευτερεύουσες δοκούς, διαδοκίδες και κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Επίσης αποτελείται και από υπόγειο κατασκευασμένο με σκυρόδεμα καθώς και πυρήνα τοιχείων. Οι πλάκες του ισογείου είναι από σκυρόδεμα ενώ των ορόφων από σύμμικτη πλάκα.

Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν ως αρχικές διατομές σχεδιασμού του κτιρίου οι εξής:

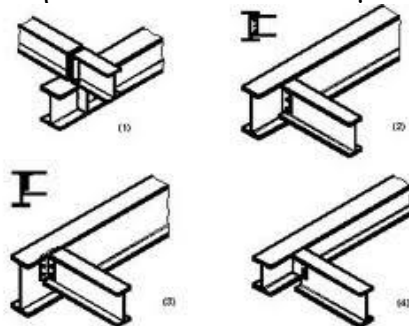
- Υποστυλώματα υπογείου από σκυρόδεμα 80x80 cm
- Κολώνες υπογείου από σκυρόδεμα 25x50 cm
- Πλάκες οροφής υπογείου από σκυρόδεμα πάχους 20 cm
- Μεταλλικά υποστυλώματα HEB300
- Μεταλλικές κύριες δοκοί HEB360
- Μεταλλικές δευτερεύουσες δοκοί HEB180
- Μεταλλικές διαδοκίδες IPE160
- Μεταλλικοί κατακόρυφοι χιαστοί σύνδεσμοι TUBO160x160x10
- Πυρήνας τοιχείων από σκυρόδεμα πάχους 25 cm

Συγκεκριμένα τα παραπάνω στοιχεία του μεταλλικού φορέα διατελούν το καθένα τον εξής ρόλο :

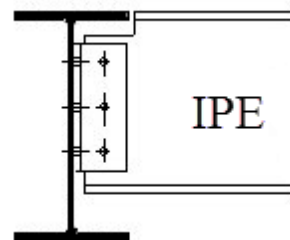
➤ *Κύριες Δοκοί:* Οι κύριες δοκοί αναλαμβάνουν να μεταφέρουν τα φορτία από τις δευτερεύουσες δοκούς, ή/και τις πλάκες στα υποστυλώματα. Είναι συνήθως μορφής I και μπορούν να συνδεθούν με τα υποστυλώματα με τρεις τύπους συνδέσεων, απλές συνδέσεις τέμνουσας, άκαμπτες συνδέσεις ροπής και ημιάκαμπτες συνδέσεις.

Οι κύριες δοκοί ανάλογα με το στατικό σύστημα έχουν διαφορετική στατική λειτουργία. Στην περίπτωση του πλαισίου εξασφαλίζουν μαζί με τα υποστυλώματα την πλευρική ευστάθεια του φορέα όταν αυτός καταπονείται από οριζόντιες δυνάμεις, ενώ στην περίπτωση που συνεργάζονται με δικτυωτούς συνδέσμους συμπεριφέρονται ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

➤ *Δευτερεύουσες δοκοί - διαδοκίδες:* Οι δευτερεύουσες δοκοί χρησιμοποιούνται στα μεταλλικά κτίρια για την στήριξη των πλακών επί αυτών και την μεταφορά των φορτίων στις κύριες δοκούς. Οι δευτερεύουσες δοκοί μπορούν να τοποθετηθούν κατά περίπτωση στο ίδιο επίπεδο με τις κύριες δοκούς, σε χαμηλότερη στάθμη από αυτές ή και πάνω από τις κύριες δοκούς (Σχήμα 2.3). Εμείς επιλέξαμε τον τρόπο του σχήματος 2.4, με τη σύμμικτη πλάκα να τοποθετείται μόνο πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς και διαδοκίδες.



Σχήμα 2.3



Σχήμα 2.4

Συνήθως είναι μορφής I (αν και συχνά τοποθετούνται και κοίλες διατομές) και συνδέονται με τις κύριες δοκούς και τα υποστυλώματα αμφιέριστα (συνδέσεις τέμνουσας).

➤ *Υποστυλώματα:* Τα υποστυλώματα είναι συνήθως μορφής I (πλατύπελμες, υψίκορμες) αλλά ανάλογα με το μοντέλο λειτουργίας που θέλουμε (πχ πλαισιακή

λειτουργία και στις δύο διευθύνσεις όπου θέλουμε αυξημένη δυσκαμψία και περί τον ασθενή άξονα) μπορούμε να επιλέξουμε σταυροειδής διατομές, κοίλες διατομές (σωληνωτές, τετραγωνικές ή ορθογωνικές) κτλ. Υπόκεινται όχι μόνο σε εγκάρσια φορτία (κάμψη), αλλά και σε αξονική θλίψη. Οι βάσεις των υποστυλωμάτων διαμορφώνονται ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που μεταφέρονται στην θεμελίωση, ενώ η αποκατάσταση της συνέχειας της διατομής τους καθ' ύψος του κτιρίου γίνεται κοχλιωτή. Εμείς επιλέξαμε πλατύπελμες διατομές της σειράς HEB διότι τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά τους προσφέρουν μια πιο ισορροπημένη συμπεριφορά και αντοχή έναντι λυγισμού.

➤ Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας: Στο δεύτερο και στο τρίτο κτίριο τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας μορφής X σε ορισμένες θέσεις που κρίθηκαν απαραίτητες για να παραλαμβάνουν οριζόντια φορτία λόγω ανέμου και σεισμού. Ανάλογα με την φορά της σεισμικής δράσης υπόκεινται σε θλίψη ή εφελκυσμό. Οι κύριες λειτουργίες των συστημάτων εγκάρσιας δυσκαμψίας μπορούν να συνοψισθούν στα εξής:

- Παραλαβή από οριζόντια συστήματα δυσκαμψίας των οριζόντιων φορτίων που δρουν και μεταφορά τους στην θεμελίωση.
- Παροχή ενός δύσκαμπτου συστήματος που παρέχει πλευρική στήριξη στα υποστυλώματα.
- Παροχή προσωρινής ευστάθειας στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ανέγερσής της.

2.3 Προσομοίωση κτιρίου στο SAP

Για την προσομοίωση του κτιρίου στο SAP έγιναν κάποιες παραδοχές όσο το δυνατόν πιο κοντά στην πραγματική συμπεριφορά του φορέα. Συγκεκριμένα:

- Τα μεταλλικά υποστυλώματα θεωρήθηκαν πακτωμένα πάνω στα υποστυλώματα από σκυρόδεμα του υπογείου κατά την διεύθυνση x-x και y-y συμβάλλοντας στην πλαισιακή λειτουργία του κτιρίου και στους δύο άξονες. Ο ισχυρός άξονας αυτών είναι παράλληλος στο x-x (ενεργοποιείται δηλαδή για σεισμό κατά y)

- Για το *πρώτο κτίριο*, στην διεύθυνση y-y, όπως και στην x-x, έχω θεωρήσει πλαισιακή λειτουργία του φορέα, πραγματοποιώντας συνδέσεις πάκτωσης μεταξύ κύριων δοκών – υποστυλωμάτων, και δευτερευουσών δοκών και υποστυλωμάτων αντίστοιχα σε κάθε διεύθυνση.

- Στο *δεύτερο και στο τρίτο κτίριο* έχω θεωρήσει αρθρώσεις στις συνδέσεις των παραπάνω μελών μιας και η πλαισιακή λειτουργία του κτιρίου έχει αντικατασταθεί με την δυσκαμψία που προσφέρουν τα πλαίσια με τους συνδέσμους δυσκαμψίας.

- Οι διαδοκίδες θεωρούνται αρθρωμένες πάνω στις κύριες δοκούς και στις τρεις παραλλαγές κτιρίων.

- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας θεωρούνται επίσης αρθρωμένοι στα υπόλοιπα στοιχεία του φορέα.

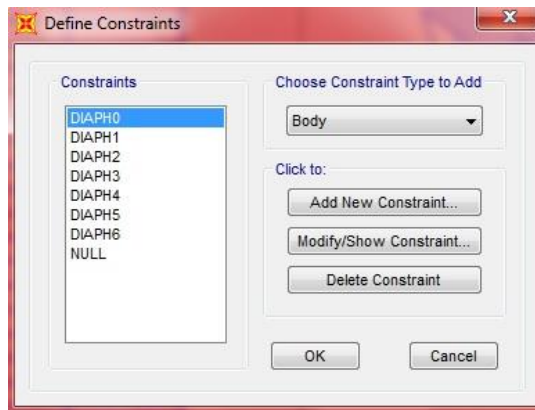
- Τόσο οι κύριες όσο και οι δευτερεύουσες δοκοί και οι διαδοκίδες είναι αρθρωμένες πάνω στον πυρήνα από τοιχεία.

Αρχικά ορίστηκε ο κάρναβος με βάση τις διαστάσεις του κτιρίου και στη συνέχεια σχεδιάστηκε ο κάθε όροφος του κτιρίου ξεχωριστά (με την εντολή *replicate*, αφού σχεδιάσαμε τον πρώτο όροφο). Έπειτα ορίστηκαν τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν (σκυρόδεμα C20/25 και χάλυβας S235) και στη συνέχεια εισήχθησαν όλες οι πιθανές διατομές των στοιχείων που μπορούν να προκύψουν μετά τη σχεδίαση του κτιρίου. Τέλος ορίστηκαν τα φορτία (που παρουσιάζονται παρακάτω) και εισήχθησαν (ένας ένας

ξεχωριστά) όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων με βάση τον Ευρωκώδικα (το SAP δίνει και την δυνατότητα της αυτόματης εισαγωγής αυτών με βάση τον κανονισμό που επιλέγουμε). Κάποια από τα σημεία που χρειάστηκαν προσοχή κατά την προσομοίωση είναι τα εξής:

✓ Επειδή στο προσομοίωμα δεν εισήχθησαν οι σύμμικτες πλάκες, παρά μόνο το φορτίο τους πάνω στις δευτερεύουσες δοκούς και τις διαδοκίδες, έπρεπε με κάποιο τρόπο να εισαχθεί η διαφραγματική λειτουργία που αυτές προσφέρουν στον πραγματικό φορέα. Αυτό πραγματοποιήθηκε με την δημιουργία πλασματικών διαφραγμάτων σε κάθε όροφο με την εντολή :

Define – join constraints – add new constraint – z axis – ok



Σχήμα 2.5 Ορισμός διαφραγμάτων (diaphragms) σε όλα τα επίπεδα του φορέα

✓ Για την δημιουργία πλαισίου και πλαισιακής λειτουργίας κατά τον y-y και τον x-x πρέπει στην βάση των υποστυλωμάτων να δημιουργήσω συνθήκες πάκτωσης κατά τις διευθύνσεις αυτές. Αυτό επιτυγχάνεται επιλέγοντας όλους τους κόμβους στην βάση του κτιρίου και επιλέγοντας:

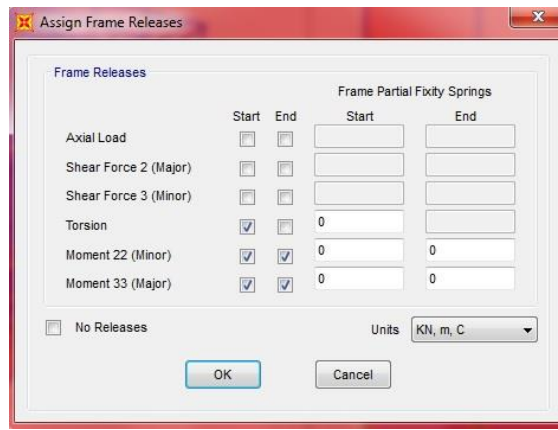
Assign – joint – restraints – και «τσεκάρονται» τα translation 1, 2, 3 και rotation about 1, 2, 3.



Σχήμα 2.6 Δημιουργία πλαισίων κατά τον y-y και x-x

✓ Για την απελευθέρωση των ροπών στα άκρα των δευτερεύουσων δοκών, των διαδοκίδων και των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας του δεύτερου και τρίτου κτιρίου, και την δημιουργία αρθρώσεων, πρέπει να επιλεγούν όλοι αυτοί και μετά :

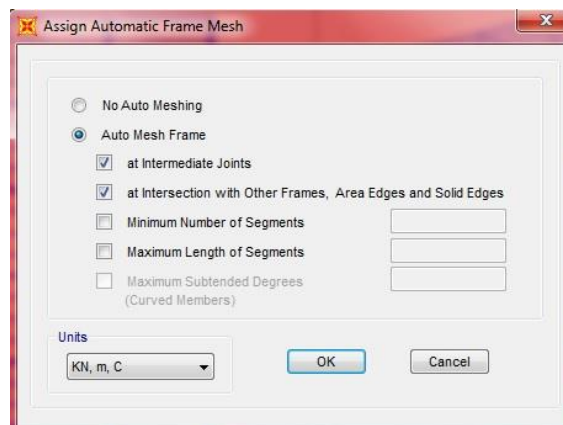
Assign – frame – releases/partial fixity – και «τσεκάρονται» τα κουτάκια Moment 22(Minor) και Moment 33(Major) και Torsion(start)



Σχήμα 2.7 Απελευθέρωση ροπών στα άκρα της δοκού

✓ Ο διαχωρισμός των δοκών σε πεπερασμένα στοιχεία, έτσι ώστε να κατανέμεται το φορτίο ανάλογα, γίνεται ως εξής:

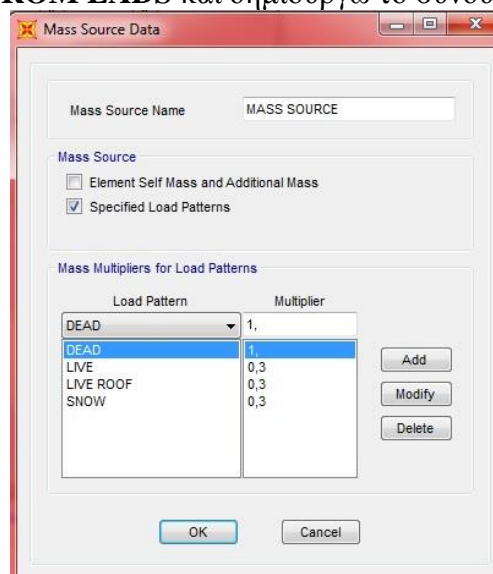
Assign → **Frame** → **automatic frame mesh** → και «κλικάρουμε» **at intermediate Joints/ at intersection with other frames, area edges and solid edges**. Πρέπει να τονιστεί ότι τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας στο δεύτερο κτίριο δεν τους θέλουμε χωρισμένους σε μικρότερα τμήματα. Γι αυτούς επιλέγουμε **no auto meshing**



Σχήμα 2.8 Δημιουργία πεπερασμένων στοιχείων στις δοκούς

✓ Για τον ορισμό της μάζας του κτιρίου που λαμβάνεται υπ' όψιν στην δυναμική ανάλυση αυτού ακολουθώ την εξής διαδικασία:

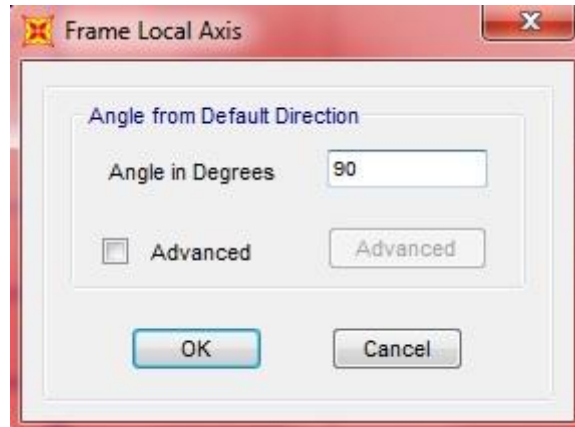
Define – **mass source** → **FROM LADS** και δημιουργώ το συνδυασμό **G+0,3Q**



Σχήμα 2.9 Ορισμός μάζας για την δυναμική ανάλυση

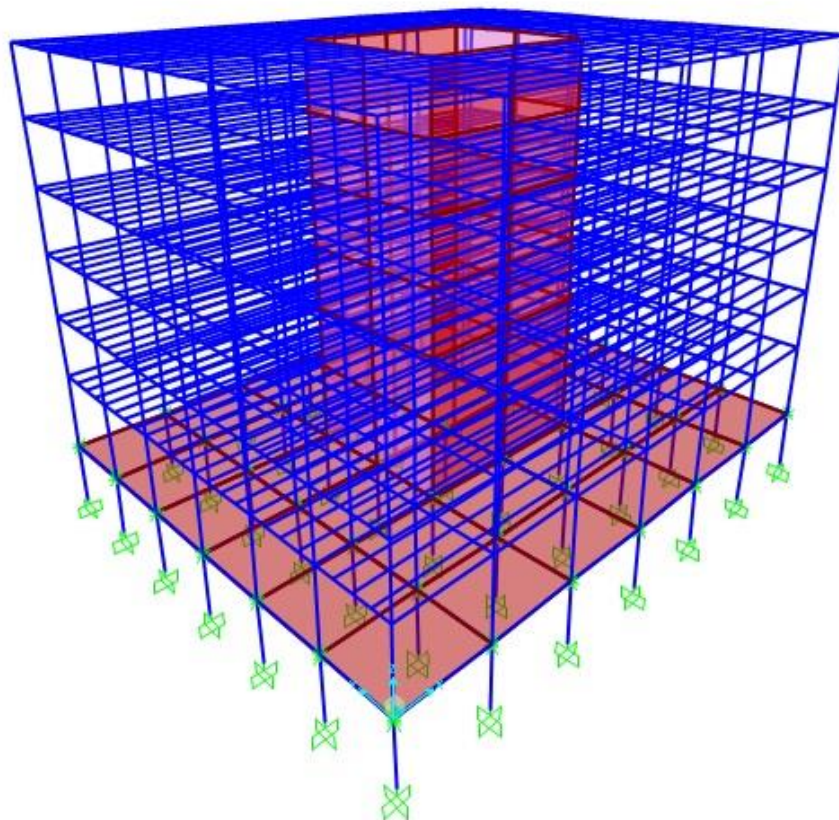
✓ Τα υποστυλώματα σχεδιάστηκαν έτσι ώστε ο ισχυρός του άξονας να ενεργοποιείται για σεισμό κατά y-y. Γι αυτό το λόγο πρέπει να αλλάξουμε την διεύθυνση των υποστυλωμάτων κατά 90 μοίρες. Αυτό γίνεται με την εντολή(αφού επιλέξω τα υποστυλώματα)

Assign – Frame – Local Axis και επιλέγω **90°**



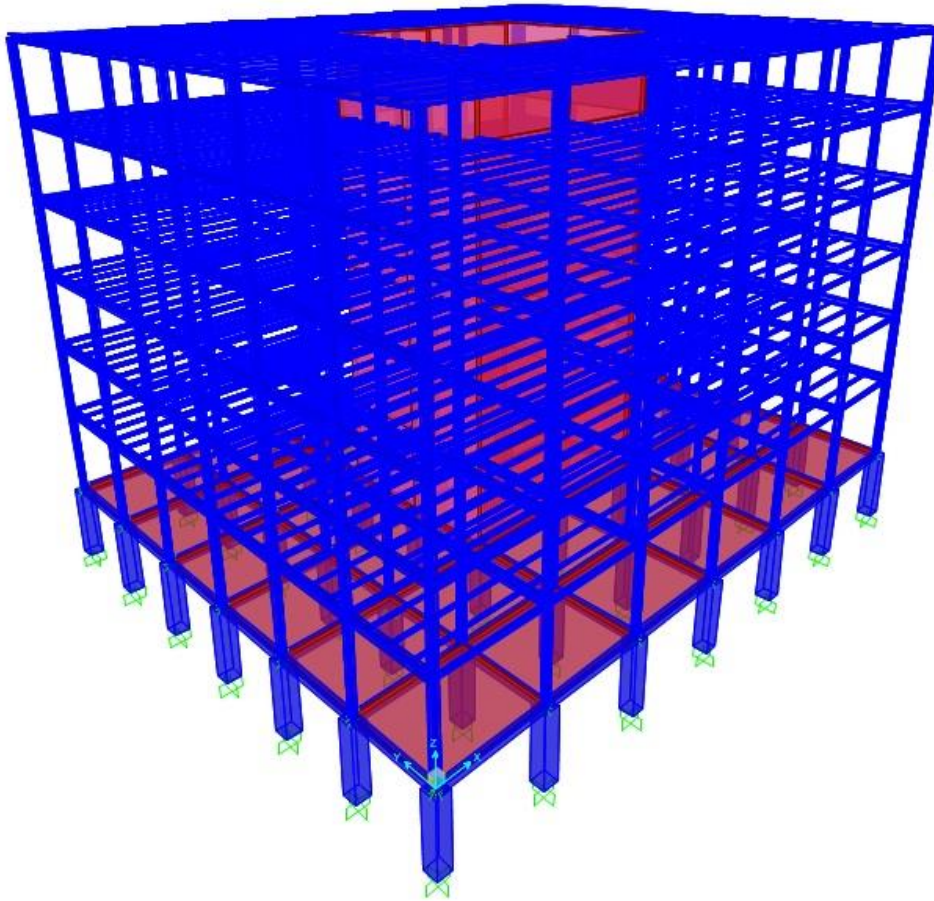
Σχήμα 2.10 Αλλαγή διεύθυνσης υποστυλωμάτων

Μόλις ολοκληρωθεί ο φορέας στο πρόγραμμα, θα έχει την παρακάτω μορφή:



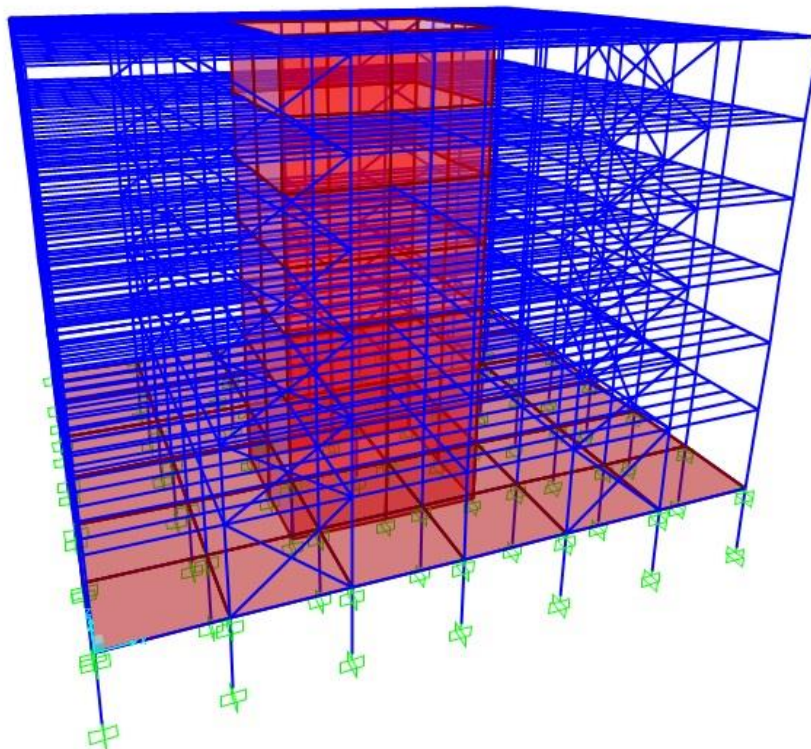
Σχήμα 2.11 Μορφή κτιρίου με πυρήνα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας

Ενώ με τρισδιάστατα μέλη και διατομές:



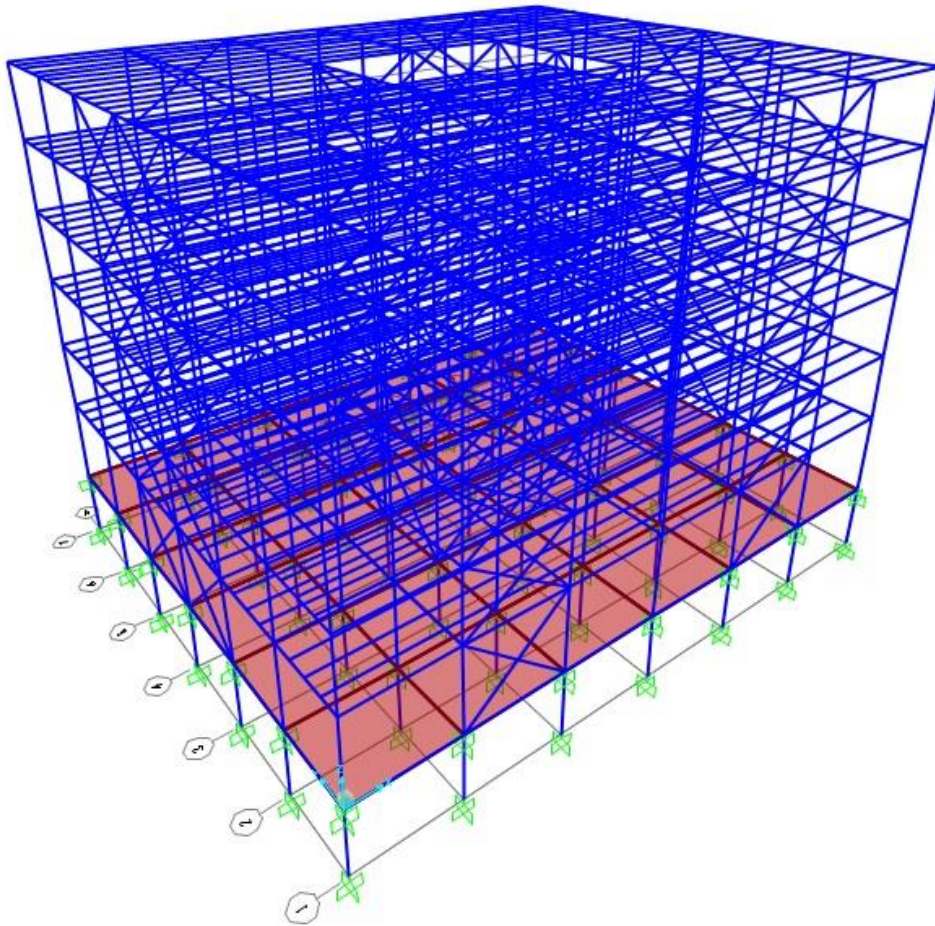
Σχήμα 2.12 Τρισδιάστατη απεικόνιση των μελών του πρώτου κτιρίου

Το δεύτερο κτίριο που θα μελετηθεί αντίστοιχα έχει προσομοιωθεί ως εξής:



Σχήμα 2.13 Μορφή κτιρίου με πυρήνα και συνδέσμους δυσκαμψίας

Ενώ το τρίτο κτίριο χωρίς πυρήνα και με περισσότερους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι:



Σχήμα 2.14 Μορφή κτιρίου χωρίς πυρήνα τοιχείων με συνδέσμους δυσκαμψίας

Κεφάλαιο 3: Υλικά και φορτίσεις

3.1 Υλικά κατασκευής

Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για το συγκεκριμένο κτίριο είναι σκυρόδεμα C20/25 και δομικός χάλυβας S235. Οι ιδιότητες των υλικών αυτών παρουσιάζονται παρακάτω.

3.1.1 Σκυρόδεμα C20/25

Το σκυρόδεμα C20/25 χρησιμοποιήθηκε ως δομικό υλικό του πυρήνα από τοιχεία στο εσωτερικό του κτιρίου καθώς και στο υπόγειο του κτιρίου όπως και στις πλάκες οροφής του υπογείου. Το πάχος των τοιχείων επιλέγεται 25 cm, οι κολώνες υπογείου 80x80 cm, οι δοκοί υπογείου 50x30 cm και οι πλάκες οροφής υπογείου 25 cm.

Επιγραμματικά τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματά του είναι τα εξής: είναι οικονομικότερο του χάλυβα, ανθεκτικό στη μηχανική φθορά και στις μεγάλες θερμοκρασίες (πυρκαγιές), απαιτεί ελάχιστη έως καθόλου συντήρηση, προσαρμόζεται σε σχεδόν κάθε μορφή ξυλοτύπου και άρα καλύπτει ένα μεγάλο μέρος αρχιτεκτονικών απαιτήσεων και έχει μεγάλη αντοχή έναντι λυγισμού και θλίψης. Αντίθετα στα αρνητικά του εντοπίζεται το γεγονός ότι είναι υλικό με μικρό λόγο αντοχής προς ίδιου βάρους που το καθιστά δύσχρηστο σε εφαρμογές μεγάλων ανοιγμάτων, ως άοπλο έχει πολύ μικρή εφελκυστική αντοχή, χρειάζεται μεγάλη προσοχή κατά τη σκυροδέτηση ώστε να αποφευχθούν κατασκευαστικά ελαττώματα / ατέλειες, είναι ιδιαίτερα δαπανηρό σε τυχόν αποκαταστάσεις βλαβών και έχει περιορισμένες θερμομονωτικές ιδιότητες.

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιήθηκε έχει αντοχή σε θλίψη $f_{ck} = 20$ Mpa (αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου). Κατά τον υπολογισμό της αντοχής σχεδιασμού του σκυροδέματος πολλαπλασιάζουμε την f_{cd} με 0,85 ο οποίος είναι συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τη μείωση της θλιπτικής αντοχής οφειλόμενη στη μακροχρόνια και επαναλαμβανόμενη δράση των φορτίων

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού είναι οι εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας $E = 30.000$ Mpa
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,2$
- Ειδικό βάρος $\gamma_c = 25$ kN/m³
- Αντοχή $f_{ck} = 20.000$ kN/m²

3.1.2 Χάλυβας S235

Ο χάλυβας που χρησιμοποιήθηκε σε όλα τα δομικά στοιχεία της κατασκευής είναι Κατηγορίας S235 και οι ονομαστικές τιμές του ορίου διαρροής f_y και της εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες δίνονται στα Ευρωπαϊκά Πρότυπα EN10025-2 και EN1993-1-1. Η αντοχή του χάλυβα που χρησιμοποιήσαμε ανάλογα το ονομαστικό πάχος του στοιχείου παρουσιάζεται στον Πίνακα

Πίνακας 3.1 Ιδιότητες χάλυβα

Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ (EN1993-1-1 §3.2.3, Πίν. 3.1)

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2	(Κοινοί χάλυβες – χονδρόκοκκοι)			
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν στους υπολογισμούς είναι οι εξής:

- Μέτρο ελαστικότητας $E_s=210000$ MPa
- Μέτρο διάτμησης $G=81000$ Mpa
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu=0,3$
- Ειδικό βάρος $\gamma_s= 78,50$ kN/m³
- Όριο διαρροής $f_y=235$ MPa
- Εφελκυστική αντοχή $f_u=360$ MPa

Θα πρέπει να τονιστεί ότι για τους κοχλίες και τους ελέγχους των συνδέσεων χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας 8.8 για τους κοχλίες και S235 για τα ελάσματα.

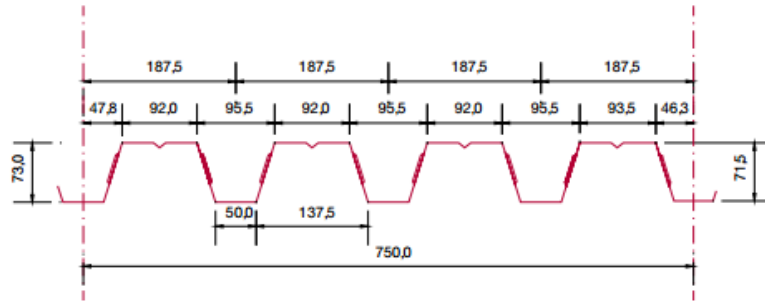
3.1.3 Σύμμικτη πλάκα

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα 2 χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης. Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα.

Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στην περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων. Οι πλάκες μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία στις δοκούς αλλά και τα οριζόντια (σεισμικά φορτία, εντάσεις από θερμοκρασιακές μεταβολές, κτλ) μέσω διαφραγματικής λειτουργίας. Στα μεταλλικά κτήρια χρησιμοποιούνται συνήθως οι σύμμικτες πλάκες, οι οποίες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα το οποίο εκχύνεται σε χαλυβδόφυλλα, τραπεζοειδούς, ως επί το πλείστον, διατομής (τα οποία λειτουργούν και ως μεταλλότυποι). Τα χαλυβδόφυλλα μπορούν να στηριχτούν στις δοκούς είτε αμφιέριστα, είτε ως συνεχή, ανάλογα με τις σχεδιαστικές απαιτήσεις. Η συνεργασία σκυροδέματος – χαλυβδόφυλλων επιτυγχάνεται με ενισχυτικές αυλακώσεις και διατμητικούς ήλους. Σε περιπτώσεις όπου θέλουμε να πετύχουμε μείωση του ύψους του κτιρίου ή/και του ορόφου τότε οι πλάκες μπορούν να κατασκευαστούν εντός του ύψους των δοκών στις οποίες στηρίζονται (slim floors). Εκτός από απομείωση του ύψους αυτή η λύση προσφέρει και άλλα πλεονεκτήματα όπως αυξημένη αντίσταση των σιδηροδοκών σε πυρκαγιά (λόγω εγκιβωτισμού αυτών στο σκυρόδεμα) και οικονομία υλικού αφού δεν χρησιμοποιούνται δευτερεύουσες δοκοί για τη στήριξη.

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση της σύμμικτης πλάκας γίνεται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4, καθώς και του μέρους 1.3 του Ευρωκώδικα 3. Σε αυτές τις διατάξεις βασίζεται και το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της σύμμικτης πλάκας, το SymDeck 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.

Στο φορέα μας χρησιμοποιήσαμε χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 και πάχους $t=1,00$ mm με τα εξής χαρακτηριστικά:



Σχήμα 3.1 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά χαλυβδόφυλλου Symdeck 73

Πίνακας 3.2 Αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου ανά μέτρο πλάτους της διατομής.

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

Επίση χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα C20/25. Τα υπόλοιπα στοιχεία φαίνονται στον παρακάτω πίνακα του προγράμματος.

Archivio Βοήθεια

Πληροφορίες

5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m 5.0 kN/m

1.25 m 1.25 m 1.25 m 1.25 m 1.25 m 1.25 m 1.25 m 1.25 m

α/α L (m) q (kN/m²)

6	1.25	5
7	1.25	5
8	1.25	5

Τόσο βάρος = 2.23 kN/m²
Πρόσθετα μόνιμα = 0.45 kN/m²

Σχεδίαση φορέα

γ_G = 1.35 γ_Q = 1.50

Γενικά στοιχεία Φάση κατασκευής Φάση λειτουργίας

M⁺_{Rd,S} M⁻_{Rd,S}

M⁺_{pl,Rd} = 24.63 kNm/m
M⁻_{pl,Rd} = 4.52 kNm/m
V_{V,Rd} = 23.08 kN/m

m = 90.83 MPa
k = 0.0144 MPa
V_{1,Rd}

t = 1.00 mm γ_{M1} = 1.10 A_s = 1.14 cm²/m
C : 20/25 MPa γ_C = 1.50 Ø : 6 mm / d = 10 cm
S : 500 MPa γ_S = 1.15
h = 0.13 m c = 0.03 m
Fe : 320 G MPa

Σχήμα 3.2 Χαρακτηριστικά πλάκας όπως εισήχθησαν στο πρόγραμμα

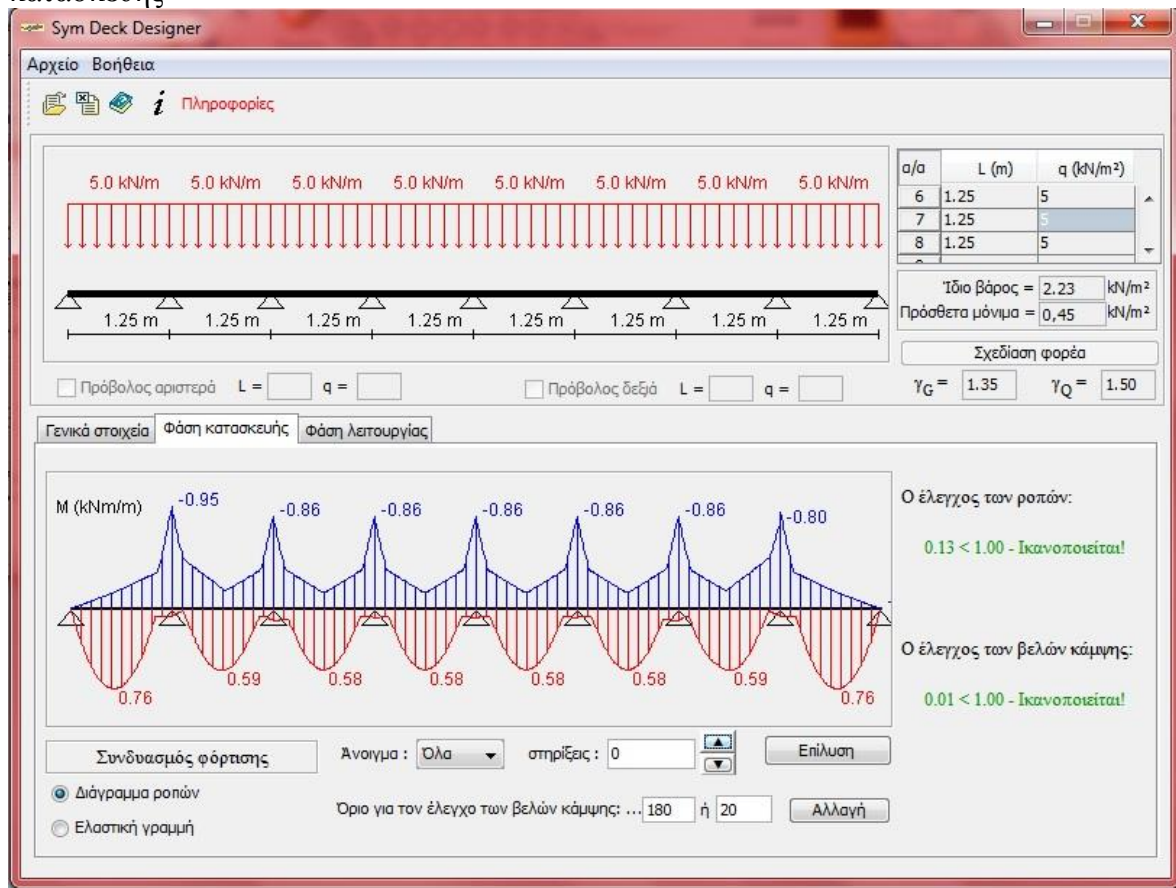
Το συνολικό βάρος της πλάκας και των λοιπών μόνιμων προκύπτει 3kN/m².

Τα υπόλοιπα στοιχεία προήλθαν μετά από δοκιμές ώστε η πλάκα μας να περνάει τους ελέγχους στην φάση της λειτουργίας που παρουσιάζεται παρακάτω.

Έλεγχος στη 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 δρώντα 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 3.3 Έλεγχος τις σύμμικτης πλάκας κατά την φάση κατασκευής με ενδιάμεσες στηρίξεις

Στον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι το χαλυβδόφυλλο είναι ικανό στην φάση της κατασκευής να δεχθεί τα φορτία του νωπού σκυροδέματος χωρίς να απαιτούνται πρόσθετες ενδιάμεσες στηρίξεις.

Έλεγχοι στην Φάση Λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας, το στατικό σύστημα του φορέα θεωρείται αυτό που προκύπτει μετά την απομάκρυνση των τυχόν ενδιάμεσων υποστηλώσεων. Τα φορτία που δρουν σ' αυτή τη φάση 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. Οι δύο έλεγχοι που γίνονται είναι οι:

- $1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$
- $1,0 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

Μετά από ελέγχους αλλάζοντας τα στοιχεία της πλάκας (συνολικό ύψος, ποιότητες σκυροδέματος και χάλυβα οπλισμού και χαλυβδόφυλλου κτλ) κάναμε την πλάκα να περνά τους ελέγχους που απαιτούνται.



Σχήμα 3.4 Έλεγχοι της σύμμικτης πλάκας κατά τη φάση λειτουργίας

Παρατηρούμε ότι όλοι οι έλεγχοι ικανοποιούνται. Απαιτείται επιπλέον ο έλεγχος σύνδεσης της πλάκας με τις δευτερεύουσες δοκούς με την βοήθεια διατμητικών ηλών.

3.2 Φορτίσεις

Οι δράσεις επί των κατασκευών εξαρτώνται από τη θέση, τη μορφή και τη χρήση του κτιρίου και καθορίζονται από κανονιστικές διατάξεις, οι οποίες περιγράφουν τη ποσοτική όσο και την ποιοτική τους διάσταση, στην προκειμένη περίπτωση για τα κράτη μέλη της Ευρωπαϊκής Ένωσης ισχύει το πρότυπο EN 1991. Ο κανονισμός αυτός δίνει χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων με βάση τις οποίες οι μελετητές μηχανικοί καλούνται με τη βοήθεια κατάλληλων προσομοιωμάτων να αναλύσουν το φορέα και να προσδιορίσουν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Ανάλογα με τις διακυμάνσεις των δράσεων στο χρόνο, αυτές κατατάσσονται στις εξής κατηγορίες:

- Μόνιμες δράσεις (G) π.χ. ίδιο βάρος φορέα, επιστρώσεις, σταθερός εξοπλισμός, έμμεσες δράσεις από συστολή ξήρανσης, διαφορικές καθιζήσεις, δράσεις που οφείλονται στην παρουσία αποθηκευμένων υλικών με πρακτικά σταθερή στάθμη.
- Μεταβλητές δράσεις (Q), π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα, πιέσεις ανέμου, φορτία χιονιού, φορτία από γερανογέφυρες.
- Τυχηματικές δράσεις (A), π.χ. εκρήξεις, πρόσκρουση οχήματος, πυρκαγιά. Οι τυχηματικές δράσεις δεν μελετήθηκαν στην παρούσα εργασία.
- Σεισμικές δράσεις (E), που αντιστοιχούν σε συνθήκες σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή

Άλλη κατηγοριοποίηση των δράσεων γίνεται με βάση:

- την προέλευσή τους, ως άμεσες ή έμμεσες
- την χωρική τους μεταβολή, ως σταθερές ή ελεύθερες
- της φύσης τους ή και της απόκρισης της κατασκευής, ως στατικές ή δυναμικές.

Στη συνέχεια αναλύονται όλες τις δράσεις που ασκούνται στην κατασκευή μας και λάβαμε υπόψη στο προσομοίωμα που αναπτύξαμε.

3.2.1 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη την διάρκεια ζωής του έργου.

Τα ίδια βάρη της κατασκευής είναι:

- Οπλισμένο σκυρόδεμα: $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$
- Δομικός χάλυβας: $\gamma_s=78,5 \text{ kN/m}^3$

Όλα τα ίδια βάρη του χάλυβα υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα. Αυτό γίνεται πολλαπλασιάζοντας με «1» στο *self-weight multiplier* καθώς ορίζουμε τα μόνιμα φορτία (dead loads) στο *load patterns*.

Τα λοιπά μόνιμα, που περιλαμβάνουν το βάρος της σύμμικτης πλάκας (επικαλύψεις, τοιχοποιίες θερμομόνωση, μόνιμες εγκαταστάσεις εξυπηρέτησης (H/M εγκαταστάσεις) και που αναλαμβάνονται από τις δευτερεύουσες δοκούς και τις διαδοκίδες, τα ορίζουμε $3,00 \text{ kN/m}^2$.

3.2.2 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή περιλαμβάνονται τα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Λόγω της φύσης των φορτίων αυτών δεν είναι επακριβής η τιμή και η θέση τους γι' αυτό προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές τους δίνονται από τον Ευρωκώδικα 1. Τα κινητά φορτία, λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα και θα πρέπει να τοποθετούνται κατά το πλέον δυσμενή τρόπο του φορέα, ώστε να καλύπτονται όλες οι ενδεχόμενες φορτικές καταστάσεις (δυσμενείς φορτίσεις) και να προσδιορίζεται η δυσμενή επιρροή τους. Εμείς και τα κινητά όπως και τα μόνιμα τα τοποθετήσαμε ως γραμμικά απ'ευθείας στις δευτερεύουσες δοκούς και τις διαδοκίδες με βάση το μήκος επιρροής κάθε ράβδου.

Στην μελέτη μας λήφθηκαν απλοποιητικά κινητά φορτία 5,00 kN/m² για όλους τους ορόφους, εκτός της οροφής όπου λήφθηκαν 2,00 kN/m².

3.2.3 Φορτία χιονιού

Τα φορτία χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, για κτίρια και έργα πολιτικού μηχανικού που βρίσκονται σε υψόμετρα κάτω των 1500m. Τα φορτία χιονιού θεωρούνται ως στατικά, που δρουν κατά τη διεύθυνση της βαρύτητας, και κατατάσσονται στις μεταβλητές χρονικώς, αλλά πάγιες (σταθερές στον χώρο), καθορισμένες δράσεις. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης, ή βροχόπτωσης.

Για το κτίριό μας, για κανονικές συνθήκες (δηλαδή χωρίς την πιθανότητα εξαιρετικής χιονόπτωσης ή μετατόπισης λόγω ανέμου) και για στέγη οριζόντια θεωρήθηκε ότι τα φορτία χιονιού καταπονούν ομοιόμορφα ολόκληρο το εμβαδό της στέγης και προσδιορίζεται από την σχέση για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * s_k$$

όπου:

- μ_i είναι ο συντελεστής μορφής χιονιού. Εμείς για στέγη με κλίση 0° και με βάση την διάταξη για το συντελεστή μορφής φορτίου σε μονοκλινείς στέγες (που παρουσιάζεται παρακάτω) έχω: $\mu_i=0,8$

Πίνακας 3.3 Συντελεστές μορφής φορτίου χιονιού.

Κλίση στέγης α	$0o \leq \alpha \leq 30o$	$30o \leq \alpha \leq 60o$	$\alpha \geq 60o$
μ_1	0,8	$0,8*(60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8+0,8*\alpha/30$	1,6	-

- C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες, όπως του προβλήματός μας, λαμβάνεται ίσος με 1.
- C_t είναι ο θερμικός συντελεστής ο οποίος είναι συνήθως ίσος με 1 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης. Μπορεί να επιτρέπονται μικρότερες τιμές, προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επιρροή της απώλειας θερμότητας μέσω της στέγης.
- s_k είναι η χαρακτηριστική μορφή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους.

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

όπου:

- $S_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλ. για $A = 0$), σε KN/m^2
- A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας, σε m.

Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $S_{k,0}$ των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

- Ζώνη I ($S_{k,0} = 0,4 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας
- Ζώνη II ($S_{k,0} = 1,7 \text{ kN/m}^2$): Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.
- Ζώνη III ($S_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$): Υπόλοιπη χώρα

Η τιμή του $S_{k,0}$ για Ζώνη III (στην οποία θεωρούμε ότι βρίσκεται η κατασκευή μας) ισούται με $0,8 \text{ kN/m}^2$.

Άρα για $S_{k,0}=0,8$ και υψόμετρο $A=200$ μέτρα έχω $S_k=0,84$ άρα το φορτίο s ισούται με:

$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,84 = 0,67 \text{ kN/m}^2 .$$

3.2.4 Φορτία ανέμου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, μέρος 1-4 (EN 1991-1-4), για κτίρια και έργα ύψους μέχρι 200m , οι δράσεις ανέμου στις κατασκευές κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις και αναπαρίστανται με ένα απλοποιημένο σύνολο πιέσεων ή δυνάμεων των οποίων οι επιδράσεις είναι ισοδύναμες με τις ακραίες επιδράσεις του στροβιλώδους ανέμου. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ταυτόχρονη επιρροή και άλλων δράσεων επί της κατασκευής (π.χ. χιόνι, κυκλοφορία, πάγος) που είναι δυνατόν να επιφέρουν αλλαγές στην επιφάνεια αναφοράς ή σε κάποιους συντελεστές, καθώς επίσης και αλλαγές του σχήματος κατά την φάση κατασκευής, που θα μπορούσαν να αλλάξουν την εξωτερική και εσωτερική πίεση ή τα δυναμικά χαρακτηριστικά.

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

Οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις. Συνήθως, όμως, η επίδραση αυτή είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορούν να θεωρούνται στατικά.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον υπολογισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής, και επηρεάζεται γενικά από τους εξής παράγοντες:

- Η γεωγραφική θέση της κατασκευής
- Η φυσική θέση της
- Η τοπογραφία
- Οι διαστάσεις του κτιρίου (συνήθως από το ύψος)
- Η μέση ταχύτητα του ανέμου
- Το σχήμα της κατασκευής
- Η κλίση της στέγης
- Η διεύθυνση του ανέμου

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζονται δυο διευθύνσεις ανέμου με φορά την θετική διεύθυνση του άξονα xx ($\theta=0^\circ$) και την θετική διεύθυνση του άξονα yy ($\theta=90^\circ$).

Η πορεία για τον υπολογισμό των δράσεων λόγω ανέμου είναι η εξής :

A. Εξωτερική πίεση w_e

Αρχικά πρέπει να τονιστεί ότι στην παρούσα εργασία η υποπίεση αμελείται, λόγω των περιορισμένων ανοιγμάτων του κτιρίου.

Η εξωτερική πίεση του ανέμου, w_e , που δρα κάθετα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής λαμβάνεται από την εξίσωση:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

όπου:

- $q_p(z_e)$ είναι η πίεση ταχύτητας αιχμής
- z_e το ύψος αναφοράς για τη εξωτερική πίεση
- c_{pe} ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης

B. Πίεση ταχύτητας αιχμής ($q_p(z_e)$)

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσες και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7I_V(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b$$

όπου:

- $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ είναι η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθυελλών

- $c_e(z)$ είναι ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση: $c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$

όπου:

- q_b είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση: $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$

όπου:

v_b η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος κατηγορίας II σύμφωνα με τη σχέση:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} v_{b,0}$$

όπου:

$v_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου η οποία είναι η χαρακτηριστική μέση ταχύτητα ανέμου 10 λεπτών, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II).

c_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1,00)

c_{season} είναι ο εποχικός συντελεστής (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Δίδεται ότι ένας τυπικός άνεμος στην Ελλάδα έχει ταχύτητες :

- 33m/s σε απόσταση έως και 10km από την ακτή
- 27m/s στην υπόλοιπη χώρα

Στην επίλυση έχει ληφθεί υπόψη ταχύτητα ανέμου $v_{b,0} = 33\text{m/s}$ και κατηγορία εδάφους IV (Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας της καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m) εφόσον θεωρήσαμε ότι η κατασκευή θα γίνει στην Αθήνα.

Επομένως έχω: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} v_{b,0} = 1,0 \times 1,0 \times 33 = 33 \text{ m/s}$

Και $q_b = \frac{1}{2} 1,25 \times 33^2 = 20,625 \text{ kN/m}^2$

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

$$v_m(z) = c_r(z) c_0(z) v_b v_m(z)$$

όπου:

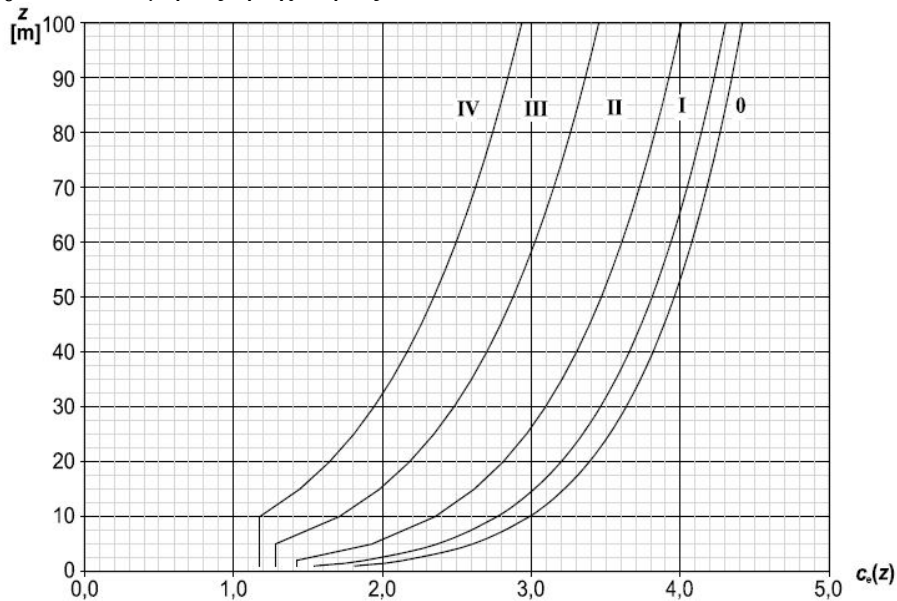
- $c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (προτεινόμενη τιμή 1,00)

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται από τη σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

όπου:

- k_I είναι ο συντελεστής στροβιλισμού. Η τιμή του συντελεστή στροβιλισμού όπως καθορίζεται από το Εθνικό Προσάρτημα ισούται με 1,00
- $c_0(z)$ είναι ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους
- z_0 είναι το μήκος τραχύτητας



Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0=1,0$, $k_I=1,0$

Σχήμα 3.5 Διάγραμμα συντελεστη έκθεσης

Για επίπεδο έδαφος $c_0(z)=1$

Προκύπτει $I_v(z) = 0,311$

Γ. Συντελεστής τραχύτητας εδάφους $c_r(z)$

Ο συντελεστής τραχύτητας, $c_r(z)$, λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω:

- του ύψους πάνω από το έδαφος
- της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ για } z \leq z_{\min}$$

όπου:

z_0 είναι το μήκος τραχύτητας

k_r συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

$$k_r = 0,19\left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

όπου:

$z_{0,II} = 0,05$ m (κατηγορία εδάφους II, Πίνακας 2.1)

$z_{\min} = 10$ m (ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον Πίνακα 2.1)

z_{\max} λαμβάνεται ίσο με 200 m

z_0, z_{\min} εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους.

Η κατηγορία εδάφους και οι παράμετροι z_0 και z_{\min} δίνονται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.4: Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχοι παράμετροι-Ευρωκώδικας 1

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{\min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή ανοικτής θάλασσας	0,003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0,01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0,05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0,3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1,0	10
Οι κατηγορίες εδάφους επεξηγούνται στο Σχήμα 4.1		

$$\text{Άρα έχω } k_r = 0,19\left(\frac{1}{0,05}\right)^{0,07} = 0,2343$$

$$\text{Επομένως } c_r(z) = 0,2343 \ln\left(\frac{25}{1}\right) = 0,754 \text{ για } z_{\min} < z=25 \text{ m} < z_{\max}$$

Η κλιμάκωση μεταξύ των διαφορετικών κατηγοριών τραχύτητας πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό του q_p και του $c_s c_d$ ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία (Διαδικασία 1, Παράρτημα Α.2). Εάν η κατασκευή βρίσκεται κοντά σε αλλαγή τραχύτητας εδάφους και σε απόσταση μικρότερη από 2 km από την λιγότερο τραχεία κατηγορία 0 ή μικρότερη από 1 km από τις λιγότερο τραχείες κατηγορίες I έως III, θα χρησιμοποιείται η ηπιότερη κατηγορία εδάφους στη διεύθυνση του ανέμου. Μικροί θύλακες (μικρότεροι από

10 % της θεωρούμενης περιοχής) με αποκλίνουσα τραχύτητα μπορούν να αγνοούνται. Στην περίπτωση μας θεωρούμε κατηγορία εδάφους IV.

Δ. Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_0(z)$

Στην συγκεκριμένη μελέτη θεωρούμε ότι έχουμε επίπεδο έδαφος και σε αυτήν την περίπτωση η προτεινόμενη τιμή από τον Ευρωκώδικα είναι $c_0(z)=1,00$.

Γενικά προκύπτει από τις σχέσεις ανάλογα την κλίση εδάφους, ως εξής:

- $c_0 = 1,00$, αν $\Phi < 0,05$
- $c_0 = 1 + 2*s*\Phi$, αν $0,05 < \Phi < 0,3$
- $c_0 = 1 + 0,6*s$, αν $\Phi > 0,3$

όπου s είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, ο οποίος δε χρειάζεται να προσδιοριστεί για την περίπτωση μας.

Επομένως βρίσκω $v_m(z) = c_r(z)c_0(z)v_b = 0,754 \times 1,00 \times 33 = 24,88 \text{ m/s}$

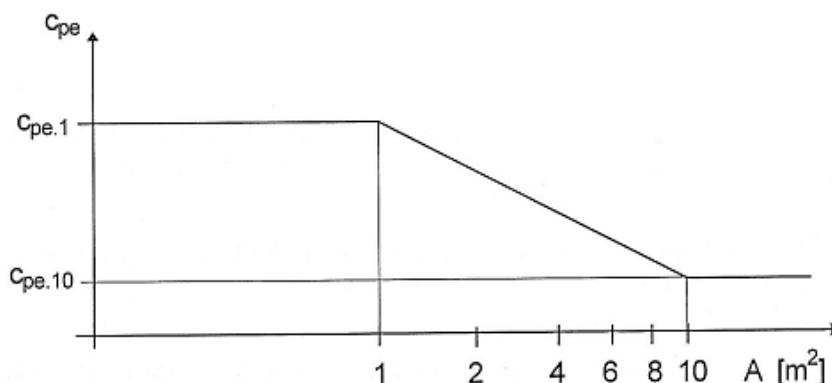
Αφού έχω βρει όλα τα παραπάνω υπολογίζω την πίεση ταχύτητας αιχμής που είναι

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,311] \frac{1}{2} 1,25 \times 24,88^2 = 1,229 \text{ kN/m}^2$$

Στη συνέχεια υπολογίζω τους συντελεστές με βάση τους οποίους κατανέμεται η πίεση σε όλο το κτίριο.

Ε. Αεροδυναμικός συντελεστής εξωτερικής πίεσης C_{pe}

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης c_{pe} για κτίρια και τμήματα κτιρίων εξαρτώνται από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία είναι η επιφάνεια της κατασκευής που δημιουργεί τη δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης δίνονται για φορτιζόμενες επιφάνειες A του 1 m^2 και 10 m^2 στους πίνακες, ανάλογα με τη διαμόρφωση του κτιρίου, ως $c_{pe,1}$ για τους τοπικούς συντελεστές και $c_{pe,10}$ για τους καθολικούς συντελεστές αντίστοιχα. Τιμές για το $c_{pe,1}$ προορίζονται για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων με επιφάνεια του στοιχείου 1 m^2 ή μικρότερη, όπως στοιχεία επικάλυψης και στέγασης. Τιμές για το $c_{pe,10}$ μπορούν να χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό του συνολικού φέροντα οργανισμού των κτιρίων. Στο σχήμα φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.



Σχήμα 3.6: Σχέση συντελεστών εξωτερικής πίεσης με φορτιζόμενη επιφάνεια A

Ως φορτιζόμενη θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του. Οι τιμές των συντελεστών $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ δίνονται από σχετικούς πίνακες για διάφορες κατευθύνσεις του ανέμου. Επιπλέον οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης διακρίνονται σε καθολικούς και τοπικούς συντελεστές. Εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φωτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνηση του. Οι τοπικοί συντελεστές αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φωτιζόμενες επιφάνειες μικρότερες ή ίσες από 1 π.χ. για τον σχεδιασμό μικρών στοιχείων και στερεώσεων. Οι καθολικοί συντελεστές αφορούν τους συντελεστές πίεσης για φωτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες από 10 m².

Εμβαδόν φωτιζόμενης επιφάνειας:

- $\theta=0 \rightarrow A_{yy}=750 \text{ m}^2$
- $\theta=90 \rightarrow A_{xx}=900 \text{ m}^2$

και στις δύο περιπτώσεις το εμβαδόν είναι μεγαλύτερο των 10, επομένως $c_{pe} = c_{pe,10}$

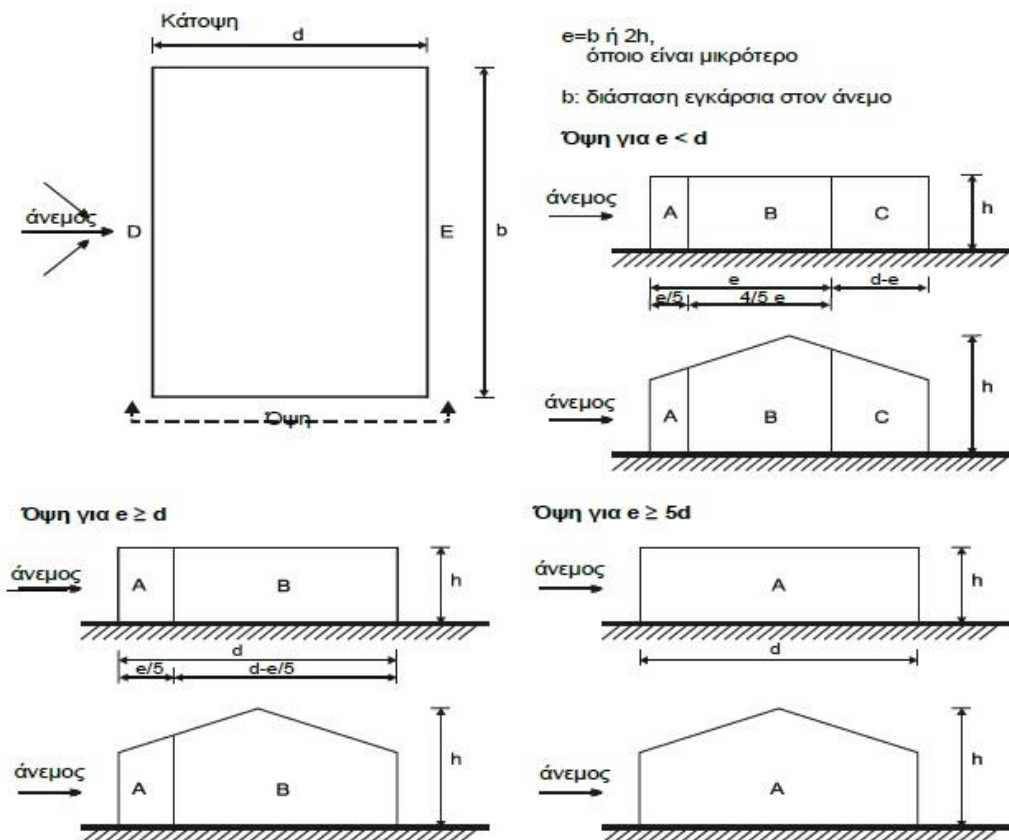
1) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική Κάτοψη

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,1}$ και $c_{pe,10}$ για ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται στο σχήμα και δίνονται επίσης στον παρακάτω πίνακα ως συνάρτηση του λόγου h/d , όπου:

- h είναι το ύψος του κτιρίου
- d είναι το μήκος της πλευράς του κτιρίου, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου.

Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να προκύψουν με γραμμική παρεμβολή.

Παρακάτω παρουσιάζονται τα σχήματα του ευρωκώδικα με βάση τα οποία τα κτίρια χωρίζονται σε ζώνες:



Σχήμα 3.7 Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους

Πίνακας 3.5 Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Προτεινόμενες τιμές συντελεστών εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης

Ζώνη	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Εμείς για το πρόβλημά μας θα διακρίνουμε 2 περιπτώσεις. Μία για άνεμο κατά x-x (που λόγω συμμετρίας δίνει ίδια αποτελέσματα με τον άνεμο κατά - x-x) και μία περίπτωση για άνεμο κατά y-y (που όμοια όπως παραπάνω δίνει ίδια αποτελέσματα με τον άνεμο κατά - y-y)

1^η περίπτωση(άνεμος κατά x-x)

Για τη συγκεκριμένη περίπτωση έχω $e=\min(b,2h)$ όπου για $b=30m$ και $h=25m$ προκύπτει $e=30m$ και $d=36m$, άρα $e < d$.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προσδιορίστηκαν από τον πίνακα 2.2 για $h/d = 25/36=0,7 > 0,25$.

Οι ενδιάμεσες τιμές προσδιορίζονται με γραμμική παρεμβολή.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά οι τιμές της εξωτερικής πίεσης σε κάθε περιοχή, με βάση τη σχέση 2.3 του Ευρωκώδικα.

Πίνακας 3.6 Φορτία ανέμου ανά ζώνη

Ζώνη	z (m)	$q_p(z)$	c_{pe}	$w_e(kN/m^2)$
A	25	1,229	-1,2	-1,48
B	25	1,229	-0,8	-0,98
C	25	1,229	-0,63	-0,62
D	25	1,229	0,93	0,93
E	25	1,229	-0,42	-0,52

Όμοια προκύπτει και ο άνεμος κατά -x-x.

2^η περίπτωση(άνεμος κατά y-y)

Για τη συγκεκριμένη περίπτωση έχω $e=\min(b,2h)$ όπου για $b=36m$ και $h=25m$ προκύπτει $e=36m$ και $d=30m$, άρα $e > d$.

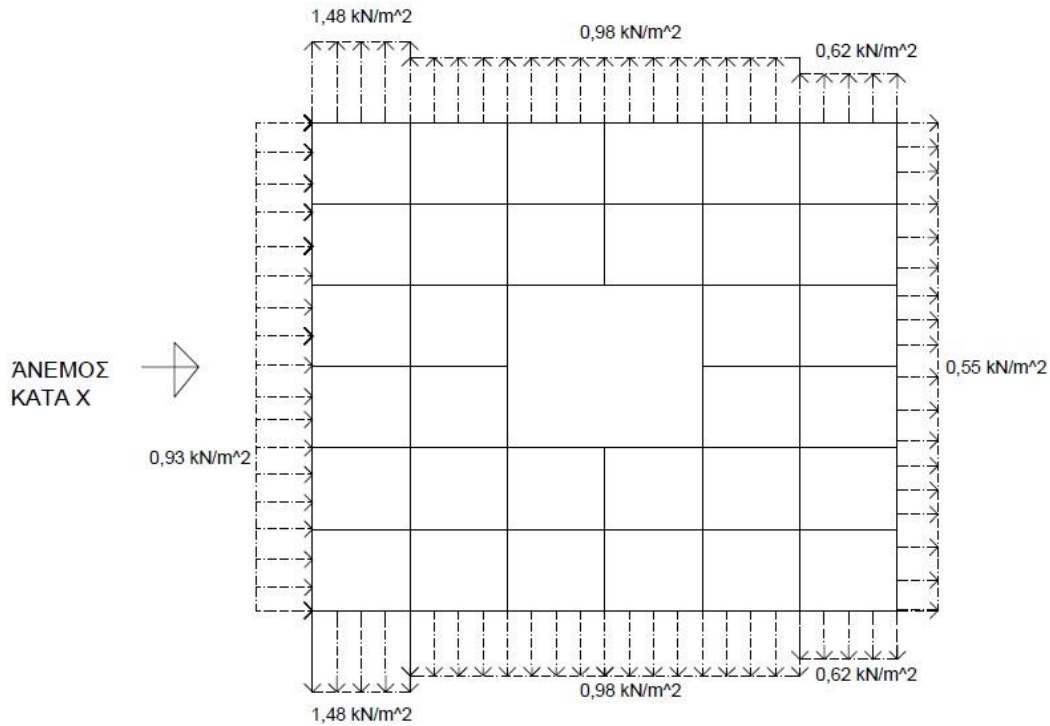
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προσδιορίστηκαν όπως και πριν από τον πίνακα 2.2 για $h/d = 25/30=0,83 > 0,25$, με τη διαφορά ότι για διεύθυνση πνοής ανέμου $\theta = 90^0$, δεν υπάρχει η ζώνη C.

Πίνακας 3.7 Φορτία ανέμου ανά ζώνη

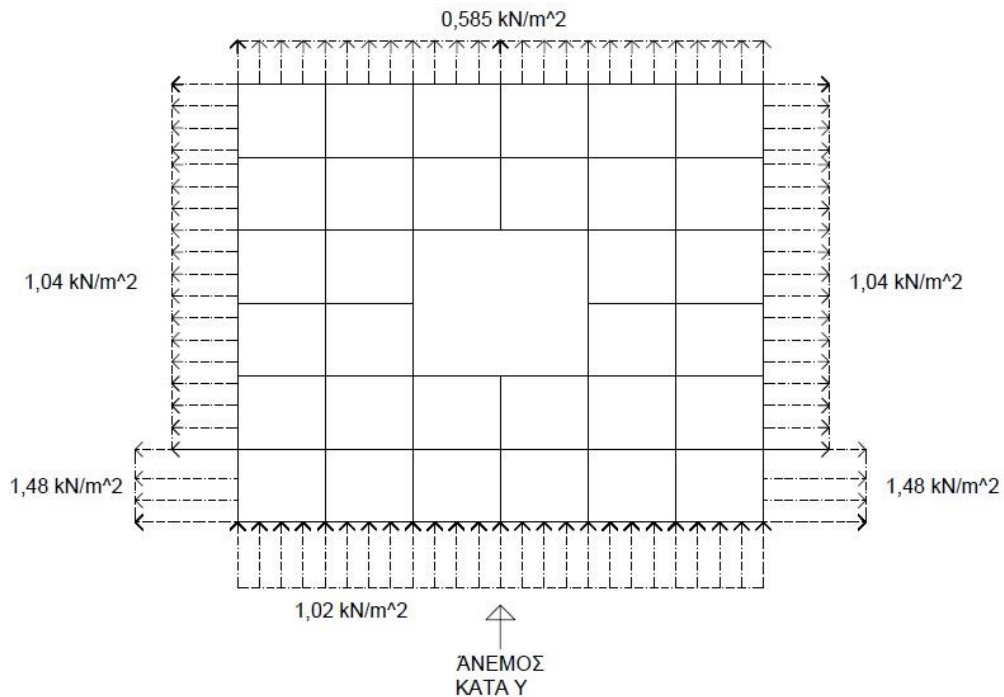
Ζώνη	z (m)	$q_p(z)$	c_{pe}	$w_e(kN/m^2)$
A	25	1,229	-1,2	-1,48
B	25	1,229	-0,8	-1,04
D	25	1,229	0,78	1,013
E	25	1,229	-0,45	-0,58

Όμοια προκύπτει και ο άνεμος κατά -y-y.

Τα τελικά σχέδια με τα επιφανειακά φορτία είναι τα εξής:



Σχήμα 3.8 Επιφανειακές δυνάμεις λόγω ανέμου κατά χ



Σχήμα 3.9 Επιφανειακές δυνάμεις λόγω ανέμου κατά y

Τα παραπάνω επιφανειακά φορτία τα αναλαμβάνουν τα περιμετρικά υποστυλώματα, ανάλογα το πλάτος επιρροής του κάθε υποστυλώματος λαμβάνοντας υπόψη την πίεση του ανέμου στη θέση του υποστυλώματος. Για τα εκτός γωνιών υποστυλώματα το πλάτος επιρροής είναι 6 m κατά x-x, και 5 m κατά y-y, ενώ για τα γωνιακά υποστυλώματα 3 και 2,5 μέτρα αντίστοιχα. Τα φορτία ανέμου εισάγονται ως γραμμικά κατανομημένα στο πρόγραμμα.

2) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για οριζόντιες στέγες

Ως οριζόντιες στέγες είναι εκείνες που έχουν κλίση (α) με $-5^{\circ} < \alpha < 5^{\circ}$. Η στέγη θα πρέπει να διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στο σχήμα. Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες και στέγες με καμπυλωμένες και σπαστές άκρες θα πρέπει να λαμβάνεται ως h . Το ύψος αναφοράς για οριζόντιες στέγες με στηθαία θα πρέπει να λαμβάνεται ως $h+h_p$. Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα του Ευρωκώδικα. Εμείς στην παρούσα μελέτη δεν τους λαμβάνουμε υπ' όψιν επειδή είναι ευμενείς για το κτίριο.

3.2.5 Σεισμικά φορτία

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες), 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 δε μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Η χώρα μας βρίσκεται σε μία εξαιρετικά σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δράσεις παίζουν σημαντικό ρόλο στο σχεδιασμό των κατασκευών.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού, οι οποίες ονομάζονται και σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται επίσης στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές δράσεις, όπως επίσης δεν συνδυάζονται με τις δράσεις λόγω ανέμου. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτήν κίνηση από το έδαφος. Κατά συνέπεια οι σεισμικές δράσεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (καθοριζόμενη από την επιτάχυνση, την ταχύτητα, τη χρονική διάρκεια και τη διεύθυνση) και την συμπεριφορά της κατασκευής (καθοριζόμενη από την ακαμψία, την κατανομή μάζας, την απόσβεση, τις ιδιότητες του υλικού κ.τ.λ.).

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα σεισμικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματα των άλλων δράσεων που περιλαμβάνονται στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού μπορούν να υπολογιστούν με βάση γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του φορέα. Μπορεί λοιπόν να χρησιμοποιηθεί ένας από τους ακόλουθους δύο τύπους γραμμικής-ελαστικής ανάλυσης:

- *Μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης* : Αυτός ο τύπος ανάλυσης μπορεί να εφαρμοστεί σε κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή. Αυτό το κριτήριο υλοποιείται σε κτήρια όπου $\alpha) T_1 < \{4T_c, 2\text{sec}\}$, $\beta)$ ικανοποιούν τα κριτήρια για κανονικότητα σε όψη.

- *Ιδιομορφική ελαστική ανάλυση φάσματος απόκρισης* : Η ανάλυση αυτή λαμβάνει υπόψη την απόκριση όλων των ιδιομορφών ταλάντωσης που συμβάλλουν σημαντικά στη συνολική απόκριση. Λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από 5% της συνολικής μάζας, ενώ το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών για της εν λόγω ιδιομορφές είναι τουλάχιστον το 90% της ολικής μάζας του φορέα.

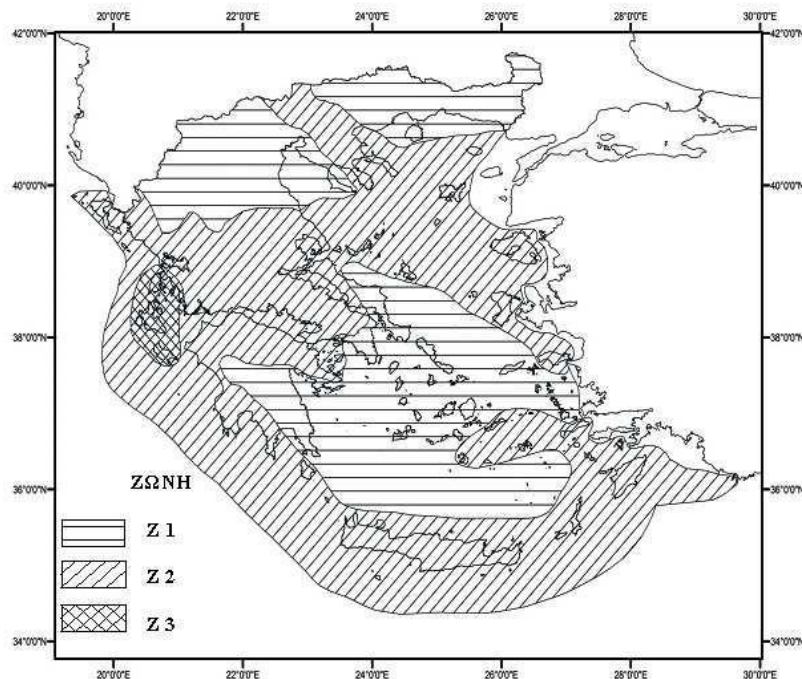
Για το συγκεκριμένο κτίριο η μελέτη έναντι σεισμού έγινε με την μέθοδο της Ιδιομορφικής ελαστικής ανάλυσης φάσματος απόκρισης.

Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Η ένταση των εδαφικών σεισμικών διεγέρσεων, καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση A και καθορίζεται ανάλογα με την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις

Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας (I, II, III) τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας (Εικόνα 3.5). Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης, η οποία έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια (ή περίοδο επαναφοράς 457 έτη).

Το κτίριο μας θα θεωρήσουμε ότι βρίσκεται στη Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II.



Σχήμα 3.10 Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας Ελλάδας και αντίστοιχες ζώνες

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Σε κάθε ζώνη αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης A που έχει ληφθεί από τον χάρτη ζωνών στο Εθνικό Προσάρτημα, και σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, (η περίοδος επαναφοράς είναι 475 χρόνια), με βάση την σχέση $A = a \cdot g$

Για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II, η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι $A=0,24 g$

Πίνακας 3.8 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
a	0,16	0,24	0,36

Προσδιορισμός της κατηγορίας εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας, τα εδάφη κατατάσσονται σε 5 κατηγορίες A, B, Γ, Δ, E και X. Το κτίριο εδράζεται σε έδαφος κατηγορίας B (αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλικιών, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος) σύμφωνα με τον Πίνακα 3.4 του Ευρωκώδικα 8, ο οποίος καθορίζει την κατηγορία εδάφους από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται σε αυτόν.

Πίνακας 3.9 Κατηγορίες εδαφών

Κατάταξη εδαφών				
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	-	-
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s			

Συντελεστής σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_i .

Η κατασκευή που μελετάται ανήκει στην κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κ.τ.λ.) ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι $\gamma_i=1,00$

Πίνακας 3.10 Κατηγορία σπουδαιότητας

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

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εισάγει τη μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Μέγιστες τιμές του συντελεστή δίνονται στον παρακάτω Πίνακα 3.9, ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν εφόσον για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με τη δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων.

Πίνακας 3.9 Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

Στατικός Τύπος	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	KIPM	KIPY
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος 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	$5\alpha_u/\alpha_1$

Στο συγκεκριμένο έργο (σε όλες τις παραλλαγές) λαμβάνεται ότι $q=4$.

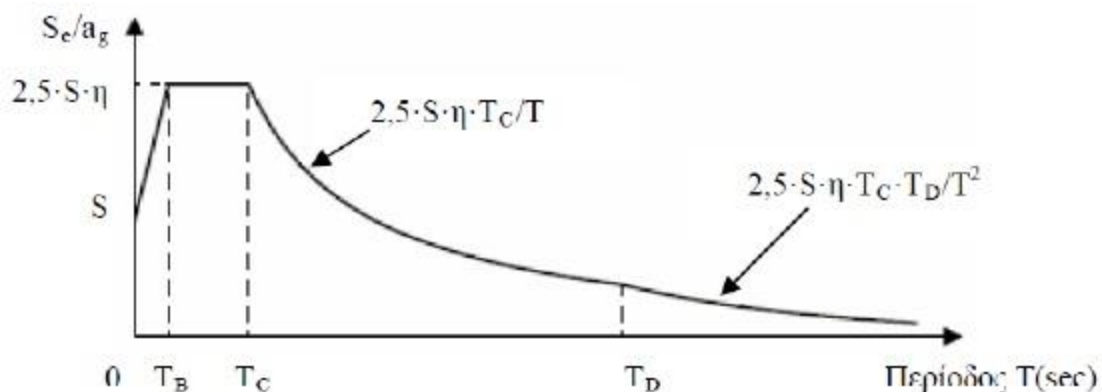
Φάσμα σχεδιασμού

Σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.3.5.2 του Ευρωκώδικα 8, σε περιπτώσεις έργων όπου η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους λαμβάνεται μικρότερη ή ίση με $0,25g$, τότε μπορεί να αμελείται η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Επομένως, στο έργο μας μπορούμε να αμελήσουμε τις κατακόρυφες συνιστώσες και να λάβουμε υπόψη μόνο τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις.

Για την κατασκευή του φάσματος σχεδιασμού, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης έγιναν οι ακόλουθες παραδοχές:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II (επιτάχυνση $\alpha_g=0,24g$)
- Κατηγορία εδάφους B
- Κατηγορία σπουδαιότητας II (συνήθη κτίρια), $\gamma_I=1,00$
- Συντελεστής συμπεριφοράς $q=4$ (Πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα – 3^η Παραλλαγή), : $q=2$ (στρεπτικά εύκαμπτο σύστημα – 1^η Παραλλαγή), $q=3,5$ (διπλό σύστημα – 2^η Παραλλαγή),
- Απόσβεση 5 %

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% του EC8 δίνεται σχηματικά στο επόμενο σχήμα. Περιλαμβάνει μία περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $\alpha_g S$, που ακολουθείται από μία περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μία περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$.



Σχήμα 3.11 Ελαστικό φάσμα EC8 στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%

Οι περίοδοι T_B , T_C , T_D εξαρτώνται από την κατηγορία εδάφους και προσδιορίζονται με βάση τον παρακάτω πίνακα του Ευρωκώδικα:

(Προκύπτει $S=1,2$, $T_B=0,15s$, $T_C=0,5$, $T_D=2,5$ για έδαφος κατηγορίας B)

Πίνακας 3.11 Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον EC8

Κατηγορία Εδάφους	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού, S_d(T), ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις του Ευρωκώδικα 8:

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

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \geq \beta \cdot a_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$$

όπου:

S_d(T) : είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού

T: είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελεύθερης κίνησης

a_g: είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A (a_g = γI · 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

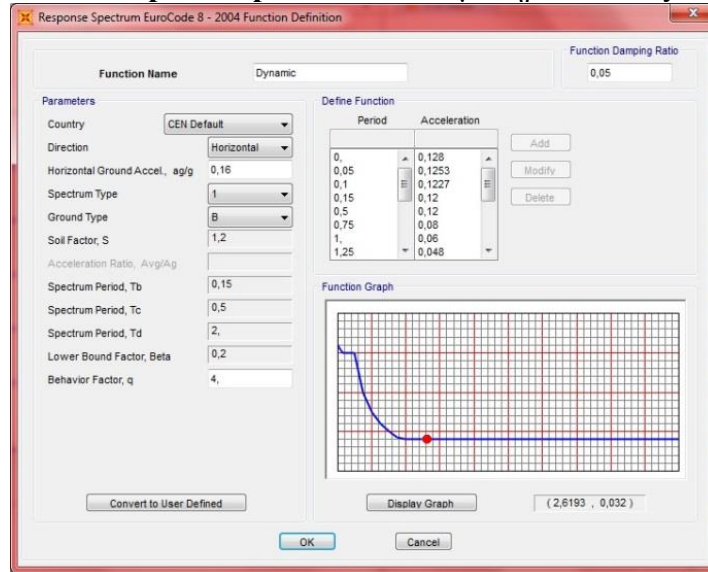
S: είναι ο συντελεστής εδάφους

q: είναι συντελεστής συμπεριφοράς

β: είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, συνιστώμενη τιμή β=0,2.

Τα παραπάνω δεδομένα εισάγονται στο μοντέλο του κτιρίου στο SAP2000, το οποίο περιλαμβάνει τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8 για τα φάσματα σχεδιασμού. Επομένως, εισάγουμε στο πρόγραμμα το κατάλληλο φάσμα σχεδιασμού, και στη συνέχεια δημιουργούμε τις φορτίσεις DYNAMIC X και DYNAMIC Y όπως παρακάτω. Πρέπει να τονιστεί ότι για την ανάλυσή μας αγνοήθηκε η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού. Συγκεκριμένα ακολουθούμε τα εξής βήματα:

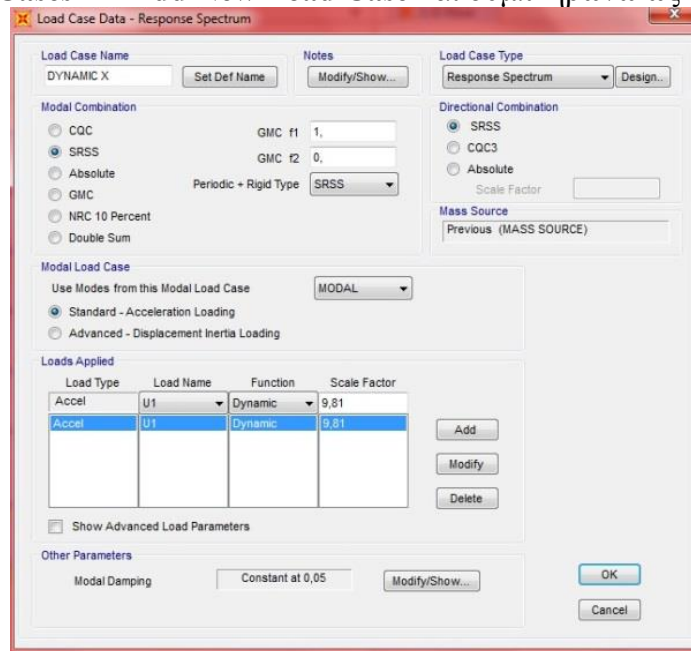
Define → Functions → Response Spectrum και συμπληρώνω όπως παρακάτω



Σχήμα 3.12 Εισαγωγή φάσματος σχεδιασμού κατά τον Ευρωκώδικα

Επίσης για την εισαγωγή των σεισμικών φορτίων έχω:

Define → Load Cases → Add New Load Case και συμπληρώνω ως εξής



Σχήμα 3.13 Εισαγωγή σεισμικής φόρτισης

3.3 Συνδυασμοί δράσεων

Στο Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1 περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις για την ασφάλεια, τη λειτουργικότητα και την ανθεκτικότητα της κατασκευής, με βάση τις οριακές καταστάσεις και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας.

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

- *Οριακές καταστάσεις αστοχίας:* αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες, (απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους αυτής), που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

- *Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας*: αντιστοιχούν στην κατάσταση εκείνη, πέραν της οποίας δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής, λόγω φαινομένων σχετιζόμενων με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή έντονες ταλαντώσεις κλπ.

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασίζεται στη χρήση κατάλληλων για τη συγκεκριμένη οριακή κατάσταση προσομοιωμάτων του φορέα και της φόρτισης και θα πρέπει να ελέγχεται ότι δεν υπάρχει υπέρβαση σε καμία οριακή κατάσταση.

Οι κατασκευές που σχεδιάζονται και εκτελούνται με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 πρέπει να ικανοποιούν τις εξής θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Να παραμένουν κατάλληλες για τη χρήση για την οποία προορίζονται.
- Να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις διάφορες επιδράσεις που είναι πιθανόν να συμβούν κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης της κατασκευής.
- Να μην κινδυνεύουν να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, σεισμοί ή συνέπειες ανθρώπινου σφάλματος. Η επιλογή κατάλληλων μέτρων και κατάλληλου δομικού συστήματος συμβάλλει σημαντικά στην αποφυγή αυτού του κινδύνου.

Οι δράσεις που καταπονούν την προς μελέτη κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών και για τις παραπάνω καταστάσεις σχεδιασμού είναι οι εξής:

- Μόνιμα φορτία: α) ίδιο βάρος κατασκευής G
β) βάρος επικαλύψεων
γ) φορτία
- Κινητά φορτία: α) ωφέλιμο κινητό φορτίο
β) φορτίο χιονιού
γ) φορτία ανέμου W
- Σεισμός φορτία σεισμού E

3.3.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (Ο.Κ.Α.) και Λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.)

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται οι συνδυασμοί δράσεων, όπως ορίζει το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 1. Οι δράσεις που δεν μπορούν να συμβούν ταυτόχρονα, λόγω φυσικών αιτιών, δεν πρέπει να θεωρούνται στον ίδιο συνδυασμό.

Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

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

- Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{ED} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

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

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής:

- "+" σημαίνει "επαλληλία με"
- $G_{k,j}$ η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
- P_k η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
- $Q_{k,1}$ η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
- $Q_{k,i}$ η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων
- A_d η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
- A_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
- $\gamma_{G,j}$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
- γ_p ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
- $\gamma_{Q,i}$ ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
- $\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$ συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κλπ.)

Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή ενός μέλους του είναι:

α) Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

- Για μόνιμες δράσεις:

$$\gamma_{G,sup} = 1,35 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

- Για μεταβλητές δράσεις:

$$\gamma_{Q,sup} = 1,50 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{Q,inf} = 0,00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

β) Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,00$

Οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων ψ_i , χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στον παρακάτω πίνακα 3.12 δίνονται οι τιμές των συντελεστών ψ_i , σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 0.

Πίνακας 3.12 Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών ψ για τα κτίρια

Δράση	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτίρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι τιμές ψ μπορούν να καθορισθούν από το Εθνικό Προσάρτημα.			
* Για χώρες οι οποίες δεν αναφέρονται παρακάτω, βλέπε συναφείς τοπικές συνθήκες.			

3.3.2 Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία

Αρχικά παρουσιάζονται οι ονομασίες των φορτίων όπως αυτά εισήχθησαν στο πρόγραμμα:

- DEAD: άθροισμα μόνιμων φορτίων
- LIVE: άθροισμα κινητών φορτίων ορόφων
- LIVE ROOF: άθροισμα κινητών φορτίων οροφής
- WIND X: άνεμος κατά τη διεύθυνση +xx
- WIND Y: άνεμος κατά τη διεύθυνση +yy
- SNOW: φορτίο χιονιού
- DYNAMIC X: σεισμός κατά τη διεύθυνση +xx
- DYNAMIC Y: σεισμός κατά τη διεύθυνση +yy

Παρακάτω στον πίνακα παρουσιάζονται όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων που εισήχθησαν στον πίνακα και αφορούν τόσο την Ο.Κ.Α.(Πίνακας 3.13) όσο και την Ο.Κ.Λ.(πίνακας 3.14)

Πίνακας 3.13 Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	LIVE	LIVE ROOF	WIND X	WIND Y	SNOW	DYNAMIC X	DYNAMIC Y
OKA 1	1,35							
OKA 2	1,35	1,50	1,50					
OKA 3	1,35	1,50	1,50	0,90				
OKA 4	1,35	1,50	1,50	-0,90				
OKA 5	1,35	1,50	1,50		0,90			
OKA 6	1,35	1,50	1,50		-0,90			

OKA 7	1,35	1,05	1,05	1,50				
OKA 8	1,35	1,05	1,05	-1,50				
OKA 9	1,35	1,05	1,05		1,50			
OKA 10	1,35	1,05	1,05		-1,50			
OKA 11	1,35			1,50				
OKA 12	1,35			-1,50				
OKA 13	1,35				1,50			
OKA 14	1,35				-1,50			
OKA 15	1,35	1,50	1,50	0,90		0,75		
OKA 16	1,35	1,50	1,50		0,90	0,75		
OKA 17	1,35	1,05	1,05	1,50		0,75		
OKA 18	1,35	1,05	1,05		1,50	0,75		
OKA 19	1,35	1,05	1,05	0,90		1,50		
OKA 20	1,35	1,05	1,05		0,90	1,50		
OKA 21	1,00	0,30	0,30			0,3	1,00	0,30
OKA 23	1,00	0,30	0,30			0,3	0,30	1,00

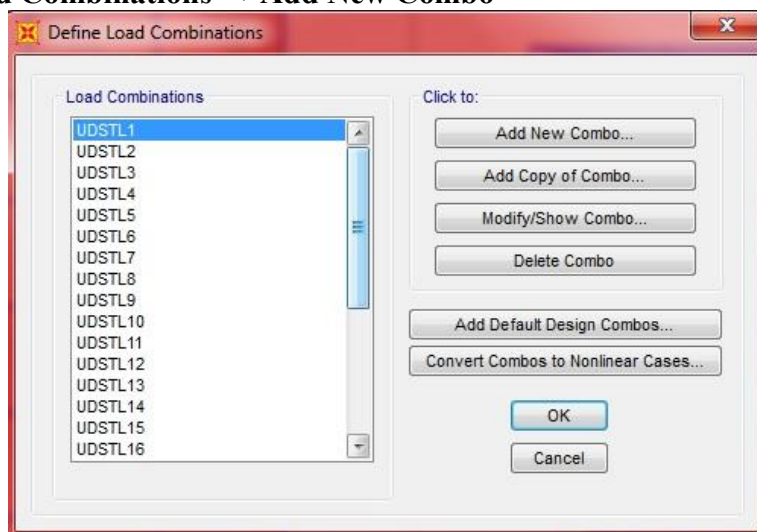
Ενώ οι συνδυασμοί στην Ο.Κ.Λ. είναι :

Πίνακας 3.14 Συνδυασμοί φορτίσεων κατασκευής στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ	DEAD	LIVE	LIVE ROOF	WIND X	WIND Y	SNOW
OKA 1	1,00	1,00	1,00	0,60		0,50
OKA 2	1,00	1,00	1,00		0,60	0,50
OKA 3	1,00	0,70	0,70	1,00		0,50
OKA 4	1,00	0,70	0,70		1,00	0,50
OKA 5	1,00	0,70	0,70	0,60		1,00
OKA 6	1,00	0,70	0,70		0,60	1,00

Οι παραπάνω συνδυασμοί φορτίσεων εισήχθησαν στο πρόγραμμα ως εξής: Αρχικά καθορίσαμε όλους τους τύπους φορτίων με την εντολή **Define** → **Load Patterns** και τους προσδιορίσαμε με το **Define** → **Load Cases** και τελικά τους συνδιάσαμε με βάση τις υποδείξεις του Ευρωκώδικα με την εντολή:

Define → **Load Combinations** → **Add New Combo**



Σχήμα 3.14 Εισαγωγή συνδυασμών δράσεων

Κεφάλαιο 4 Ανάλυση και διαστασιολόγηση φορέα (θεωρητικά στοιχεία)

Πριν προχωρήσουμε στην παρουσίαση των αριθμητικών αποτελεσμάτων της ανάλυσης των δύο κτιρίων, όπως αυτά προέκυψαν από το πρόγραμμα, θα παρουσιαστούν τα θεωρητικά στοιχεία που αφορούν την αντοχή μεταλλικών διατομών και μελών σε διάφορες καταπονήσεις (αστοχίας και λειτουργικότητας), όπως αυτά διατυπώνονται στον Ευρωκώδικα 3.

Κατ' αρχάς πρέπει να τονιστεί ότι σε γενικές γραμμές, όσον αφορά τους ελέγχους ανάλογα το υπό μελέτη μέλος, ισχύει ότι

- Οι δοκοί και οι διαδοκίδες ελέγχονται σε τέμνουσα, κάμψη και θλίψη
- Τα υποστυλώματα ελέγχονται σε τέμνουσα, διαξονική κάμψη και θλίψη
- Οι κατακόρυφοι συνδέσμοι ελέγχονται έναντι λυγισμού και μονοαξονικού εφελκυσμού

Ο έλεγχος των διατομών ξεκινάει από την κατάταξή τους σε κατηγορίες. Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό. Οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

• **Διατομές κατηγορίας 1:** Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα, χωρίς μείωση της αντοχής τους.

• **Διατομές κατηγορίας 2:** Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

• **Διατομές κατηγορίας 3:** Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

• **Διατομές κατηγορίας 4:** Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής, σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

Κατηγορίες 1 και 2: η πλαστική ροπή ($M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$)

Κατηγορία 3: η ελαστική ροπή ($M_{el} = W_{el} \cdot f_y$)

Κατηγορία 4: η ροπή τοπικού λυγισμού ($M_0 < M_{el}$)

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος c/t καθενός από τα, (εν μέρει ή πλήρως) λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής, θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία της. Επομένως, η κατηγορία στην οποία ανήκει μια διατομή εξαρτάται από τόσο από την γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σε αυτή. Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1, 2 και 3 λαμβάνονται από τον πίνακα 4.1. Αν ένα στοιχείο της διατομής δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3, κατατάσσεται στην κατηγορία 4. Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη σύμφωνα με το πρότυπο EN1993-1-5.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες 4.1, 4.2, 4.3 που αφορούν την κατάταξη σε μία από τις παραπάνω κατηγορίες τόσο του πέλματος όσο και του κορμού μιας διατομής, καθώς και την κατάταξη σε κατηγορία μιας σωληνωτής διατομής.

Πίνακας 4.1 Επιλογή κατηγορίας πέλματος διατομής

Προεξέχοντα πέλματα						
Ελατές διατομές			Συγκολλητές διατομές			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71

Πίνακας 4.2 Επιλογή κατηγορίας κορμού διατομής

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας Κάμψης		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.3 Επιλογή κατηγορίας σωληνωτής διατομής

<p>Αναφορά επίσης στα "Προεξέχοντα πέλιματα" (βλέπε φύλο 2 από 3)</p>				<p>Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία</p>		
Κατηγορία	Διατομή σε θλίψη					
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\epsilon: \frac{b+h}{2t} \leq 11.5\epsilon$					
<p>Σωληνωτές διατομές</p>						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ϵ^2	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι έλεγχοι διατομών και μελών όσον αφορά την Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και την Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

4.1 Έλεγχος σε αξονική εφελκυστική δύναμη

Για τα εφελκυόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:

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

Όπου $N_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό.

Για διατομές με σπές η $N_{t,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως η μικρότερη από:

- την πλαστική αντοχή σχεδιασμού της πλήρους διατομής:

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

- την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στις θέσεις με σπές κοχλίων

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

Όπου:

- A το εμβαδόν της πλήρους διατομής
- f_y το όριο (ή τάση) διαρροής του χάλυβα
- γ_{M0} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα
- A_{net} το εμβαδόν της καθαρής διατομής
- f_u η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα
- γ_{M2} ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

Επομένως, έχουμε: $N_{t,Rd} = \min \{ N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} \}$

Σε περιπτώσεις που απαιτείται όλκιμη μορφή αστοχίας (για παράδειγμα πλάστιμα μέλη σε αντισεισμικές κατασκευές), πρέπει να επιδιώκεται: $N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd}$.

4.2 Έλεγχος σε αξονική θλιπτική δύναμη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

Όπου $N_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη.

Η αντοχή σχεδιασμού $N_{c,Rd}$ καθορίζεται σύμφωνα με τα παρακάτω:

- $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3
- $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 4

4.3 Έλεγχος σε διάτμηση

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου $V_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε τέμνουσα

Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται παρακάτω:

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

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

Πίνακας 4.4 Εμβαδόν διάτμησης A_v

		Εμβαδόν διάτμησης A_v
Ελατές διατομές I και H	Φορτίο παράλληλο στον κορμό	$\max \left\{ \begin{array}{l} A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \\ \eta \cdot h_w \cdot t_w \end{array} \right\}$
Ελατές διατομές U		$A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$
Ελατές διατομές T		$0,9 \cdot (A - b \cdot t_f)$
Συγκολλητές διατομές I και H, Κιβωτιοειδείς διατομές		$\eta \cdot \sum (h_w \cdot t_w)$
Συγκολλητές διατομές I και H, Κιβωτιοειδείς διατομές	Φορτίο παράλληλο στα πέλματα	$A - \sum (h_w \cdot t_w)$
Ελατές κοίλες ορθογωνικές διατομές	Φορτίο παράλληλο στο ύψος	$A \cdot h / (b + h)$
	Φορτίο παράλληλο στο πλάτος	$A \cdot b / (b + h)$
Κοίλες κυκλικές διατομές		$2 \cdot A / \pi$
Συμπαγείς διατομές		A

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

h_w είναι το ύψος του κορμού

r είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

t_f είναι το πάχος του πέλματος

t_w είναι το πάχος του κορμού (= $\min \cdot t_w$, για μη σταθερό πάχος κορμού).

$\eta = 1,20$ για χάλυβες μέχρι και S460. Για χάλυβες υψηλότερης αντοχής ή συντηρητικά λαμβάνεται ίσος με 1,0 (EN1993-1-5 §5.1)

4.4 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη

Η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης M_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

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

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα $M_{c,Rd}$ μια διατομής καθορίζεται ως εξής:

$$M_{c,Rd} = \begin{cases} \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} & \text{για διατομές κατηγορίας 1 και 2} \\ \frac{W_{el,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} & \text{για διατομές κατηγορίας 3} \\ \frac{W_{eff,min} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} & \text{για διατομές κατηγορίας 4} \end{cases}$$

4.5 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη

Για διαξονική κάμψη μπορεί να χρησιμοποιηθεί το παρακάτω προσεγγιστικό κριτήριο:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

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

- I και H διατομές: $\alpha = 2 \quad \beta = \max\{5 \cdot n ; 1\}$
- Κοίλες κυκλικές διατομές: $\alpha = 2 \quad \beta = 2$
- Κοίλες ορθογωνικές διατομές: $\alpha = \beta = \min\{1,66/(1 - 1,13 \cdot n^2); 6\}$
- Συμπαγείς ορθογωνικές διατομές και ελάσματα: $\alpha = \beta = 1,73 + 1,8 \cdot n^3$
- Συντηρητικά μπορεί να ληφθεί: $\alpha = \beta = 1$

4.6 Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1, 2, 3, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

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

Για μια τετραγωνικές συμπαγείς διατομές χωρίς οπές κοχλιών το $M_{N,Rd}$ πρέπει να λαμβάνεται ως: $M_{N,Rd} = M_{Pl,Rd} [1 - (N_{Ed}/N_{Pl,Rd})]^2$

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

$$\alpha) N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd}$$

$$\beta) N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$$M_{N,y,Rd} = M_{Pl,y,Rd} (1 - n)/(1 - 0,5a) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{Pl,y,Rd}$$

$$\text{για } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{Pl,z,Rd}$$

$$\text{για } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{Pl,z,Rd} [1 - ((n-a)/(1-a))^2]$$

όπου:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \text{ και } a = (A - 2bt_f) / A \text{ αλλά } a \leq 0,5$$

Για διατομές όπου οι σπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για κοίλες ορθογωνικές διατομές σταθερού πάχους και για συγκολλητές κλειστές διατομές με ίσα πέλματα και ίσους κορμούς:

$$M_{N,y,Rd} = M_{Pl,y,Rd} * (1 - n) / (1 - 0,5a_w) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{Pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{Pl,z,Rd} * (1 - n) / (1 - 0,5a_f) \text{ αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{Pl,z,Rd}$$

όπου: $a_w = (A - 2bt) / A$ αλλά $a_w \leq 0,5$ για κοίλες διατομές

$a_w = (A - 2bt_f) / A$ αλλά $a_w \leq 0,5$ για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές

$a_f = (A - 2ht) / A$ αλλά $a_f \leq 0,5$ για κοίλες διατομές

$a_f = (A - 2ht_w) / A$ αλλά $a_f \leq 0,5$ για συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές

Για διατομές κατηγορίας 4 πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{W_{eff,y,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{W_{eff,z,min} \cdot f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$$

A_{eff} : είναι η ενεργός επιφάνεια της διατομής όταν υπόκειται σε ομοιόμορφη θλίψη

$W_{eff,min}$: είναι η ενεργός ροπή αντίστασης (που αντιστοιχεί στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση) της διατομής, όταν υπόκειται μόνο σε ροπή περί τον αντίστοιχο άξονα

e_n : είναι η μετατόπιση του αντίστοιχου κεντροβαρικού άξονα όταν η διατομή υπόκειται μόνο σε θλίψη

4.7 Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Όταν υπάρχει διάτμηση, η πλαστική καμπτική αντίσταση σχεδιασμού μειώνεται. Ωστόσο, για μικρές τιμές της τέμνουσας δύναμης η μείωση αυτή μπορεί και να αγνοείται. Για το λόγο αυτό ακολουθείται το παρακάτω κριτήριο:

Πίνακας 4.5 Κριτήριο απομείωσης ροπής κάμψης λόγω τέμνουσας

$V_{Ed} \leq 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$	δεν απαιτείται απομείωση λόγω τέμνουσας της καμπτικής αντίστασης της διατομής	$\rho = 1,0$
$V_{Ed} > 0,50 \cdot V_{pl,Rd}$	απαιτείται απομείωση λόγω τέμνουσας της καμπτικής αντίστασης της διατομής σε $M_{v,Rd}$	$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$

Η απομειωμένη ροπή είναι:

$$M_{v,Rd} = \min \left\{ \left[W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; M_{c,Rd} \right\}$$

4.8 Έλεγχος μελών σε λυγισμό

Θλιβόμενα μέλη

Θα πρέπει να ισχύει ότι: $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$

όπου:

N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

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

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό λαμβάνεται ως εξής:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad \text{με} \quad N_{b,Rd} = \begin{cases} \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} & \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \\ \frac{\chi \cdot f_y \cdot A_{eff}}{\gamma_{M1}} & \text{για διατομές κατηγορίας 4} \end{cases}$$

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

Καμπύλες λυγισμού

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad \text{με} \quad \Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

Επίσης:

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

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

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

Αν $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0,04$ δε χρειάζεται έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού

Όπου: - L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

- i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

Το μήκος λυγισμού υπολογίζεται ανάλογα τις συνθήκες στήριξης των άκρων ως εξής

Πίνακας 4.6 Τιμές συντελεστή k

Μήκος λυγισμού $L_{cr} = k \cdot L$

Μορφές λυγισμού χαρακτηριστικών τύπων υποστρωμάτων						
Θεωρητικές τιμές k	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Συνθήκες στήριξεως				άστρεπα αμετάθετα		
				στρεπτά αμετάθετα		
				άστρεπα μεταθετά		

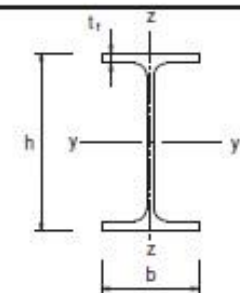
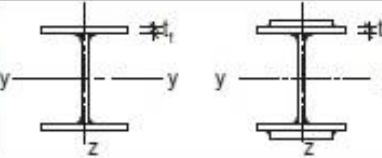

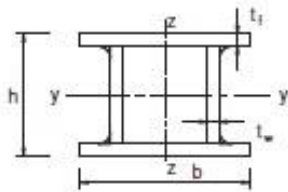
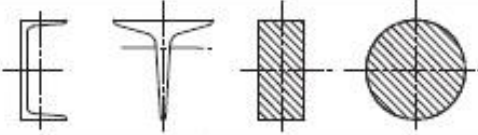
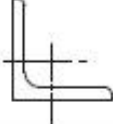
Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 4.7 Συντελεστής ατελειών

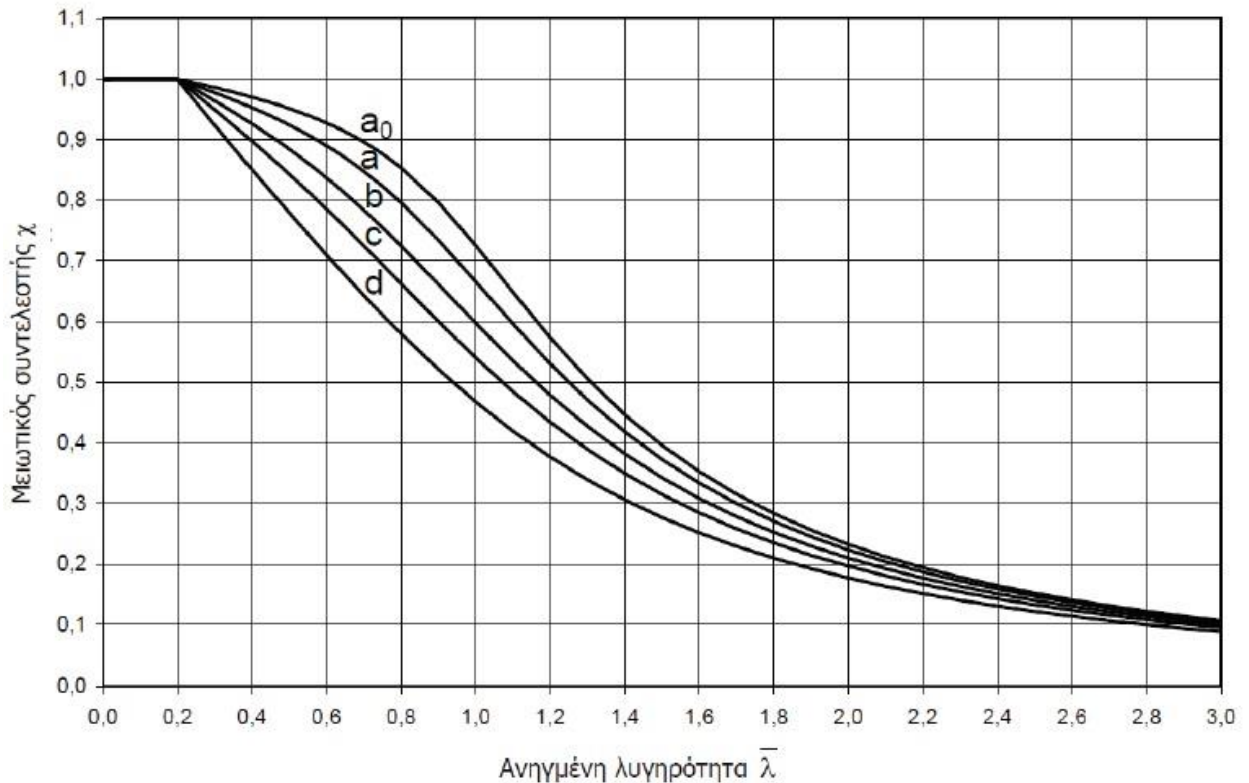
Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες με βάση τους οποίους γίνεται η επιλογή καμπύλης λυγισμού για μια διατομή

Πίνακας 4.8 Καμπύλη λυγισμού διατομών

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S235 S275 S355 S420	S460
Ελαττές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$	a_0
			$z-z$	a_0
		$t_f > 40 \text{ mm}$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$	b
			$z-z$	a
$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$	b	
		$z-z$	a	
$t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$	d		
	$z-z$	c		
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$	b	
	$z-z$	c		
$t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$	c		
	$z-z$	d		
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	
Συγκολλητές κίβωτιοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5 \cdot t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	
U-, T- και συμπαγείς διατομές 		Κάθε	c	
L-διατομές 		Κάθε	b	

Εναλλακτικός τρόπος υπολογισμού του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα, είναι ο γραφικός υπολογισμός του από το παρακάτω διάγραμμα με βάση την κατάλληλη καμπύλη λυγισμού, η οποία επιλέγεται από τον παραπάνω πίνακα ανάλογα με το είδος τις διατομής και τις διαστάσεις της.



Σχήμα 4.3 Ανηγμένη λυγηρότητα λ

Λυγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, μια μη προστατευμένη πλευρικά δοκός σταθερής διατομής που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:

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

όπου:

- M_{Ed} η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)
- $M_{b,Rd}$ η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Ο μειωτικός συντελεστής χ_{LT} για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής είναι:

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

Όπου: $\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

- α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών που ανάλογα την καμπύλη λυγισμού δίνεται στον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 4.9 Συντελεστής ατελειών για καμπύλες πλευρικού λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Ενώ η επιλογή καμπύλης λυγισμού δίνεται από τον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 4.10 Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

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

Η ανηγμένη λυγηρότητα δίνεται από:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{W_y \cdot f_y / M_{cr}}$$

- M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Αν $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ ή $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,16$ δε χρειάζεται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Στην περίπτωση δοκού σταθερής διατομής, συμμετρικής ως προς τον ασθενή άξονα αδρανείας της και καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της, η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right\}$$

όπου:

C_1, C_2 και C_3 συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης

I_t η σταθερά στρέψης

I_w η σταθερά στρέβλωσης

I_z η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα

L το μήκος της δοκού μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

k και k_w συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος

$z_g = z_a - z_s$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

z_a η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα

z_s η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y-y$

$$z_j = z_s - [0,5 \iint z (x^2 + y^2) dx dy] / I_y$$

Οι τεταγμένες z_a και z_s μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλαμα της διατομής.

Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και θα λαμβάνεται ίσος προς 1,00 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνίσταται, γενικά, και σε άλλες περιπτώσεις να λαμβάνεται η συντηρητική τιμή $k_w = 1,00$.

Οι τιμές των C_1 , C_2 , C_3 προκύπτουν για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k , ανάλογα με τη μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος L μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων.

Πίνακας 4.11 Συντελεστές C_1 , C_2 , C_3

Τιμές συντελεστών C_1 , C_2 και C_3 (ENV1993-1-1/1992 Πίν. F.1.2):

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Πίνακας 4.12 Συντελεστές C_1 , C_2 , C_3

Τιμές συντελεστών C_1 , C_2 και C_3 (ENV1993-1-1/1992 Πίν. F.1.1):

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$ 	1,0	1,000	-	1,000
		0,7	1,000	-	1,113
		0,5	1,000	-	1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0	1,141	-	0,998
		0,7	1,270	-	1,565
		0,5	1,305	-	2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0	1,323	-	0,992
		0,7	1,473	-	1,556
		0,5	1,514	-	2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0	1,563	-	0,977
		0,7	1,739	-	1,531
		0,5	1,788	-	2,235
$\psi = 0$ 	1,0	1,879	-	0,939	
	0,7	2,092	-	1,473	
	0,5	2,150	-	2,150	
$\psi = -1/4$ 	1,0	2,281	-	0,855	
	0,7	2,538	-	1,340	
	0,5	2,609	-	1,957	
$\psi = -1/2$ 	1,0	2,704	-	0,676	
	0,7	3,009	-	1,059	
	0,5	3,093	-	1,546	
$\psi = -3/4$ 	1,0	2,927	-	0,366	
	0,7	3,009	-	0,575	
	0,5	3,093	-	0,837	
$\psi = -1$ 	1,0	2,752	-	0,000	
	0,7	3,063	-	0,000	
	0,5	3,149	-	0,000	

Αν $\bar{\lambda}_T \leq 0,2$ ή $M_{ed}/M_{cr} \leq 0,04$ δε χρειάζεται έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη για τα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή μορφή αστοχίας και τα οποία υπόκεινται σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

$$\frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{Y_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{Y_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{X_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{Y_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{Y_{M1}}} \leq 1,0$$

Όπου:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ και $M_{z,Ed}$: είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους,
- $\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$: είναι οι ροπές λόγω της μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα σύμφωνα για διατομές κατηγορίας 4 (πίνακας 4.13)
- k_{yy} and k_{yz} : είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού
- k_{zy} and k_{zz} : είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης (πίνακας 4.15)

Πίνακας 4.13 Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} \cdot N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} \cdot N_{Ed}$
k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz}	Από Πίνακες Παραρτημάτων Α ή Β (EN 1993-1-1)			

Πίνακας 4.14 Συντελεστές C_{my} , C_{mz} , C_{mLT}

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή	C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}		
		Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4 \cdot \psi \geq 0,4$		
	$0 \leq a_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	
	$-1 \leq a_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8 \cdot a_s \geq 0,4$	
	$a_h = M_h / M_s$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,1 \cdot (1 - \psi) - 0,8 \cdot a_h \geq 0,4$	
		$0 \leq a_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$
		$-1 \leq a_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05 \cdot a_h \cdot (1 + 2 \cdot \psi)$	
Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{mz} = 0,9$ αντίστοιχα.				
Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:				
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλισμένα κατά τη διεύθυνση		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

Πίνακας 4.15 Συντελεστές αλληλεπίδρασης

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχή σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I και RHS	$C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I και RHS	k_{yz}	$0,6 k_{yz}$
k_{zy}	διατομές I και RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left(1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.			

4.9 Έλεγχος σε στρέψη

Στρέψη χωρίς στρέβλωση

Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη, στα οποία η επιρροή των παραμορφώσεων μπορεί να αγνοείται, η τιμή σχεδιασμού της στρεπτικής ροπής T_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0$$

Όπου:

$T_{Rd} = \frac{W_{T,Plf0}}{\sqrt{3}\gamma_{M1}}$: είναι η αντοχή της διατομής σε στρέψη St. Venants στην οποία η είναι η πλαστική στρεπτική ροπή αντίστασης.

Στρέψη με στρέβλωση

Για μέλη που υπόκεινται σε στρέψη, στα οποία οι μεν συστροφικές παραμορφώσεις μπορούν να αγνοηθούν, αλλά όχι και η στρέψη λόγω στρέβλωσης, η ολική τιμή σχεδιασμού της ροπής στρέψης σε κάθε διατομή πρέπει να θεωρείται ίση με το άθροισμα των δύο εσωτερικών ροπών:

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed} \Rightarrow T_{Ed} = G \cdot I_T \cdot \frac{d\varphi}{dx} - E \cdot I_W \cdot \frac{d^3\varphi}{dx^3}$$

όπου: $T_{t,Ed}$ η εσωτερική ροπή στρέψης κατά Saint Venant

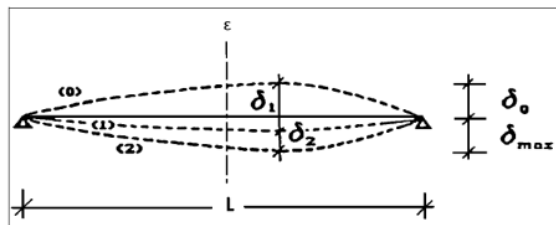
$T_{w,Ed}$ η εσωτερική ροπή στρέψης λόγω στρέβλωσης.

4.10 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με τη δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και σύγκριση τους με τα επιτρεπόμενα όρια, τα οποία εξαρτώνται από το είδος των φερόντων και μη φερόντων στοιχείων (π.χ. διαφορετικά όρια βελών για οροφές και δάπεδα).

Με βάση τον Ευρωκώδικα, έχουμε τον παρακάτω πίνακα (πίνακας 4.16) που αφορά τα επιτρεπόμενα βέλη σε κατακόρυφες παραμορφώσεις, όπου L είναι το μήκος της υπό μελέτη δοκού, ενώ το δ_{max} αφορά τη μέγιστη παραμόρφωση λαμβάνοντας υπ' όψιν τυχόν αρχικό αρνητικό βέλος δ_0 , το βέλος λόγω μόνιμων δράσεων δ_1 και το δ_2 που είναι το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων.



Σχήμα 4.4 Βέλη που αναπτύσσονται σε ένα μέλος

Πίνακας 4.16 Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης στην Ο.Κ.Λ.

	Όρια	
	δ_{max}	δ_2
Στέγες (γενικά)	$L/200$	$L/250$
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	$L/250$	$L/300$
Πατώματα (γενικά)	$L/250$	$L/300$
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	$L/250$	$L/350$
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	$L/400$	$L/500$
Όπου το δ_{max} μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	$L/250$	

4.11 Κοχλιωτές συνδέσεις

Οι ποιότητες κοχλιών που θα μας απασχολήσουν φαίνονται στον παρακάτω πίνακα

Πίνακας 4.17 Ποιότητες κοχλιών

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

Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε *διάτμηση* πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

Κατηγορία Α: Συνδέσεις άντυγας

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση ούτε ειδική επεξεργασία των επιφανειών επαφής. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

Κατηγορία Β: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες. Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας. Η διατμητική δύναμη σχεδιασμού στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας.

Κατηγορία C: Συνδέσεις ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Σε αυτήν την κατηγορία πρέπει να χρησιμοποιούνται προεντεταμένοι κοχλίες. Δεν επιτρέπεται η εμφάνιση ολίσθησης στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Η μέγιστη διατμητική δύναμη σχεδιασμού δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε ολίσθηση, ούτε την αντοχή σχεδιασμού σε σύνθλιψη άντυγας. Επιπλέον, για συνδέσεις καταπονούμενες σε εφελκυσμό πρέπει να ελέγχεται η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στην περιοχή των οπών κοχλιών $N_{net,Rd}$ στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι κοχλιωτές συνδέσεις που υπόκεινται σε *εφελκυσμό* πρέπει να σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες κατηγορίες:

Κατηγορία D: χωρίς προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες κατηγορίας 4.6 μέχρι και 10.9. Δεν απαιτείται προένταση. Αυτή η κατηγορία δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σε συνδέσεις που υπόκεινται σε συχνές μεταβολές του εφελκυστικού φορτίου. Μπορεί όμως να χρησιμοποιηθεί σε συνδέσεις που σχεδιάζονται για συνήθη φορτία ανέμου.

Κατηγορία E: με προένταση

Σε αυτή την κατηγορία μπορούν να χρησιμοποιηθούν προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 και 10.9 με ελεγχόμενη σύσφιξη.

Οι απαιτούμενοι έλεγχοι των παραπάνω κατηγοριών για μεμονωμένους κοχλίες, συνοψίζονται και παρουσιάζονται αναλυτικά στους παρακάτω πίνακες:

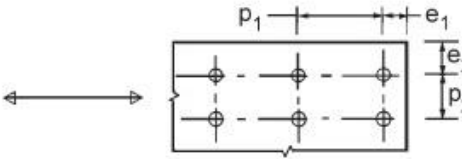
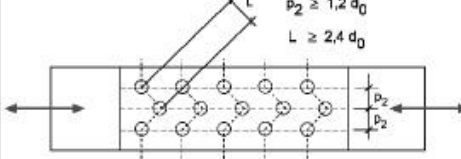
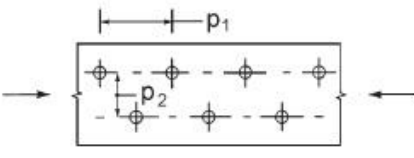
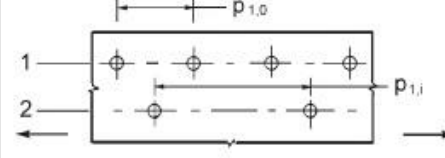
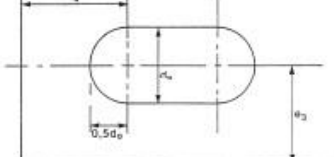
Πίνακας 4.18 Έλεγχοι για μεμονωμένους κοχλίες

Κατηγορία	Κριτήρια	Παρατηρήσεις
Συνδέσεις διάτμησης		
A	άντυγας $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες από 4.6 μέχρι και 10.9.
B	ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας $F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
C	ανθεκτικές σε ολίσθηση στην οριακή κατάσταση αστοχίας $F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
Συνδέσεις εφελκυσμού		
D	χωρίς προένταση $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Δεν απαιτείται προένταση. Κατηγορίες από 4.6 μέχρι και 10.9.
E	με προένταση $F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Προεντεταμένοι κοχλίες κατηγορίας 8.8 ή 10.9.
Οι κοχλίες που υπόκεινται σε ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμό πρέπει να ικανοποιούν και τα κριτήρια που δίνονται στον Πίνακα 3.4 (§5.2)		

Πίνακας 4.19 Έλεγχοι αναλυτικά για μεμονωμένους κοχλίες

Μηχανισμός αστοχίας	Κοχλίες
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από την πλήρη διατομή του κοχλία A	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ $\alpha_v = 0,6$
Αντοχή σε διάτμηση ανά επίπεδο διάτμησης το οποίο διέρχεται από το σπειρώμα του κοχλία A_s	$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$ $\alpha_v = 0,6$ για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8 $\alpha_v = 0,5$ για κατηγορίες 4.8, 5.8, 6.8 και 10.9
Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας ^{1), 3)}	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad \alpha_b = \min \left\{ \alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0 \right\}$ για τελευταία σειρά κοχλιών κατά τη διεύθυνση του φορτίου $\alpha_d = \frac{e_1}{3 \cdot d_0}$ για εσωτερική σειρά κοχλιών κατά τη διεύθυνση του φορτίου $\alpha_d = \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}$ για πλευρικά ακραίους κοχλίες κάθετα στη διεύθυνση του φορτίου $k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$ για εσωτερικούς κοχλίες κάθετα στη διεύθυνση του φορτίου $k_1 = \min \left\{ 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$
Αντοχή σε εφελκυσμό ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad , k_2 = 0,9 \text{ γενικά}$
Αντοχή σε διάτρηση	$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot n \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$
Ταυτόχρονη διάτμηση και εφελκυσμός	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0$
¹⁾ Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας $F_{b,Rd}$ κοχλιών - σε υπερμεγέθεις οπές είναι το 80% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές. - σε επιμήκειες οπές, όπου ο διαμήκης άξονας της οπής είναι κάθετος στη διεύθυνση μεταφοράς του φορτίου, είναι το 60% της αντοχής σε σύνθλιψη άντυγας κοχλιών σε κανονικές οπές. ³⁾ Όταν το φορτίο σε έναν κοχλία δεν είναι παράλληλο προς την ακμή του μέλους, η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας μπορεί να ελέγχεται χωριστά για τις συνιστώσες του φορτίου που είναι παράλληλες και κάθετες προς την ακμή.	

Πίνακας 4.20 Αποστάσεις κοχλιών

 <p>a) Αποστάσεις κανονικής διάταξης</p>	 <p>β) Αποστάσεις λοξής διάταξης</p>
 <p>γ) Αποστάσεις σε λοξή διάταξη – θλίψη</p> <p>$p_1, p_2 \leq \min\{14 \cdot t; 200 \text{ mm}\}$</p>	 <p>δ) Αποστάσεις σε εφελκυσόμενα στοιχεία</p> <p>1 εξωτ. γραμμή: $p_{1,0} \leq \min\{14 \cdot t; 200 \text{ mm}\}$ 2 εσωτ. γραμμή: $p_{1,i} \leq \min\{28 \cdot t; 400 \text{ mm}\}$</p>
 <p>ε) Αποστάσεις για επιμήκεις οπές</p>	

Πίνακας 4.21 Ελάχιστες-μέγιστες αποστάσεις κοχλιών

Αποστάσεις [mm], βλέπε Σχ. 3.1	Ελάχιστη	Μέγιστη ^{1) 2) 3)}		
		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025 εκτός εκείνων που συμφωνούν με το EN 10025-5		Κατασκευές από χάλυβες που συμφωνούν με το EN 10025-5
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα	Χάλυβας μη εκτεθειμένος	Χάλυβας χωρίς προστασία
Απόσταση από άκρο e_1	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$		$\max\{8 \cdot t; 125\}$
Απόσταση από άκρο e_2	$1,2 \cdot d_0$	$4 \cdot t + 40$		$\max\{8 \cdot t; 125\}$
Απόσταση e_1 σε επιμήκεις οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Απόσταση e_2 σε επιμήκεις οπές	$1,5 \cdot d_0$			
Βήμα p_1	$2,2 \cdot d_0$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t_{\min}; 175\}$
Βήμα $p_{1,0}$		$\min\{14 \cdot t; 200\}$		
Βήμα $p_{1,i}$		$\min\{28 \cdot t; 400\}$		
Βήμα p_2 ⁵⁾	$2,4 \cdot d_0$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t; 200\}$	$\min\{14 \cdot t_{\min}; 175\}$

¹⁾ Η μέγιστη τιμή για τις αποστάσεις μεταξύ κοχλιών και ήλων και τις αποστάσεις από τα άκρα δεν έχει περιορισμό, εκτός από τις ακόλουθες περιπτώσεις:
 - σε θλιβόμενα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί ο τοπικός λυγισμός και η διάβρωση των εκτεθειμένων μελών και
 - σε εφελκυσόμενα εκτεθειμένα μέλη προκειμένου να αποφευχθεί η διάβρωση.

²⁾ Η αντοχή σε τοπικό λυγισμό του θλιβόμενου ελάσματος μεταξύ των μέσων σύνδεσης πρέπει να υπολογίζεται σύμφωνα με το EN 1993-1-1 χρησιμοποιώντας $0,6 \cdot r_1$ ως μήκος λυγισμού. Ο τοπικός λυγισμός μεταξύ των μέσων σύνδεσης δεν χρειάζεται να ελεγχθεί αν ο λόγος p_1/t είναι μικρότερος από $9 \cdot e$. Η απόσταση από τα πλευρικά άκρα δεν πρέπει να υπερβαίνει τα όρια που τίθενται από τις απαιτήσεις τοπικού λυγισμού σε ένα προεξέχον στοιχείο των θλιβόμενων μελών, βλέπε EN 1993-1-1. Η απόσταση από τα άλλα άκρα δεν περιορίζεται από την τελευταία απαίτηση.

³⁾ t είναι το πάχος του λεπτότερου εξωτερικά συνδεόμενου μέρους.

⁵⁾ Σε μέσα σύνδεσης τοποθετημένα σε λοξή διάταξη η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των γραμμών κοχλίωσης που πρέπει να χρησιμοποιείται είναι $p_2 = 1,2 \cdot d_0$ με την προϋπόθεση ότι η απόσταση L μεταξύ δύο οποιωνδήποτε μέσων σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από $2,4 \cdot d_0$ (βλέπε Σχ3.1β).

Κεφάλαιο 5: Ανάλυση Φορέα Χωρίς Συνδέσμους Δυσκαμψίας

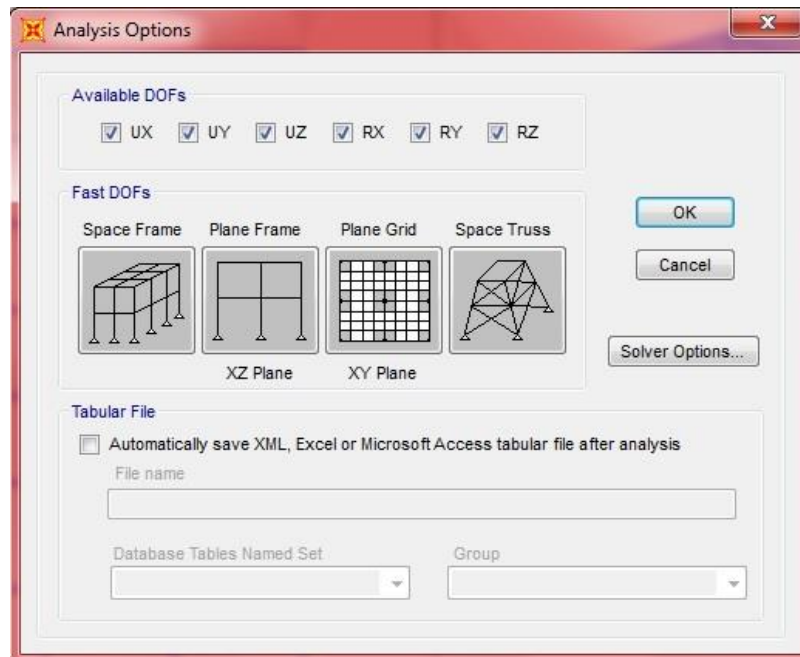
Αφού πραγματοποιήσουμε την διαδικασία που περιγράφεται σε όλα τα προηγούμενα βήματα ο φορέας μας είναι τελικά έτοιμος να αναλυθεί με το πρόγραμμα SAP2000.

Η ανάλυση θα μας παρουσιάσει αναλυτικά όλα τα αποτελέσματα, όσον αφορά τη συμπεριφορά του φορέα ως προς τις στατικές και δυναμικές φορτίσεις που έχουμε εισάγει.

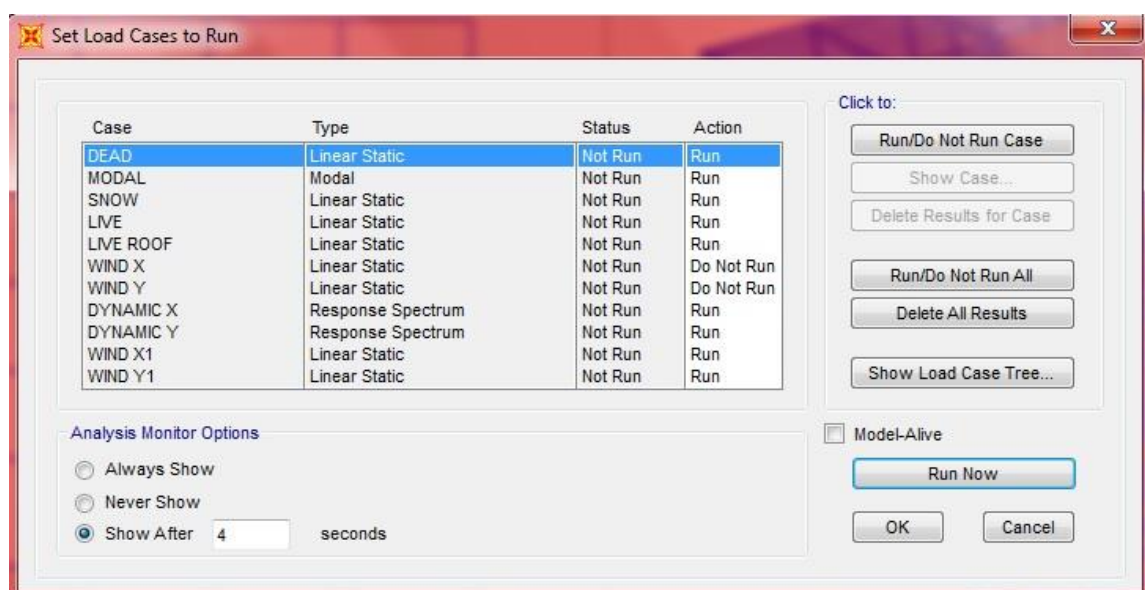
Αυτό μπορεί να γίνει είτε γραφικά είτε σε πίνακες. Η εντολή με την οποία γίνεται η ανάλυση του φορέα μας είναι:

Analyze → **Set analysis options** → επιλέγουμε **Space frame** → **OK**

Στη συνέχεια επιλέγουμε: **Analyze** → **Run analysis** → **Set load cases to run (run all)** → **Run now**

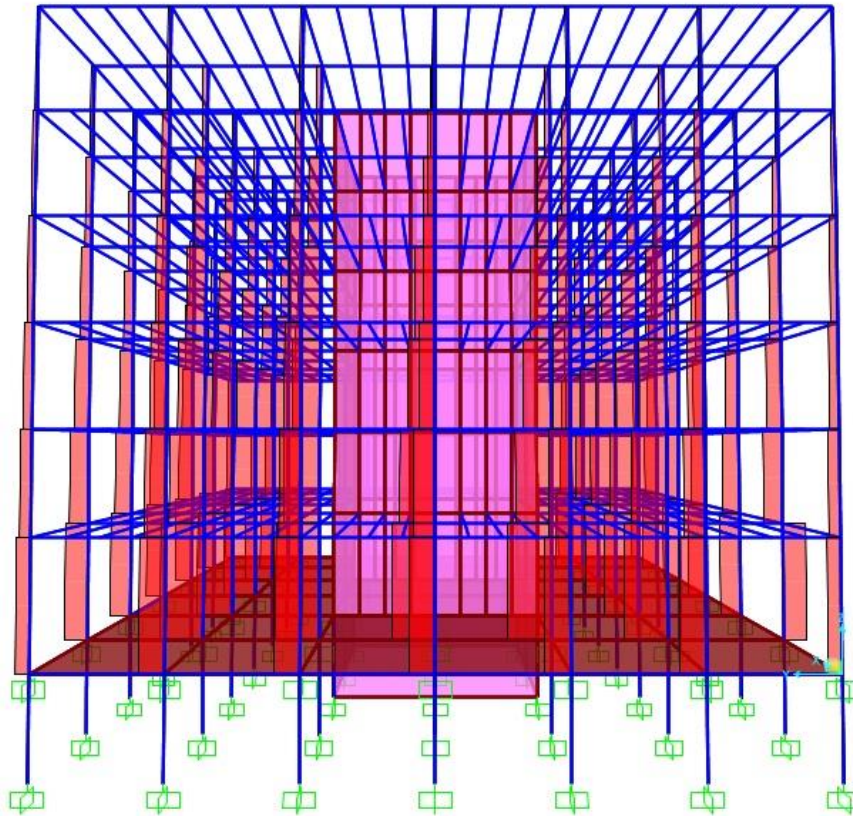


Σχήμα 5.1 Ορισμός επιλογών ανάλυσης

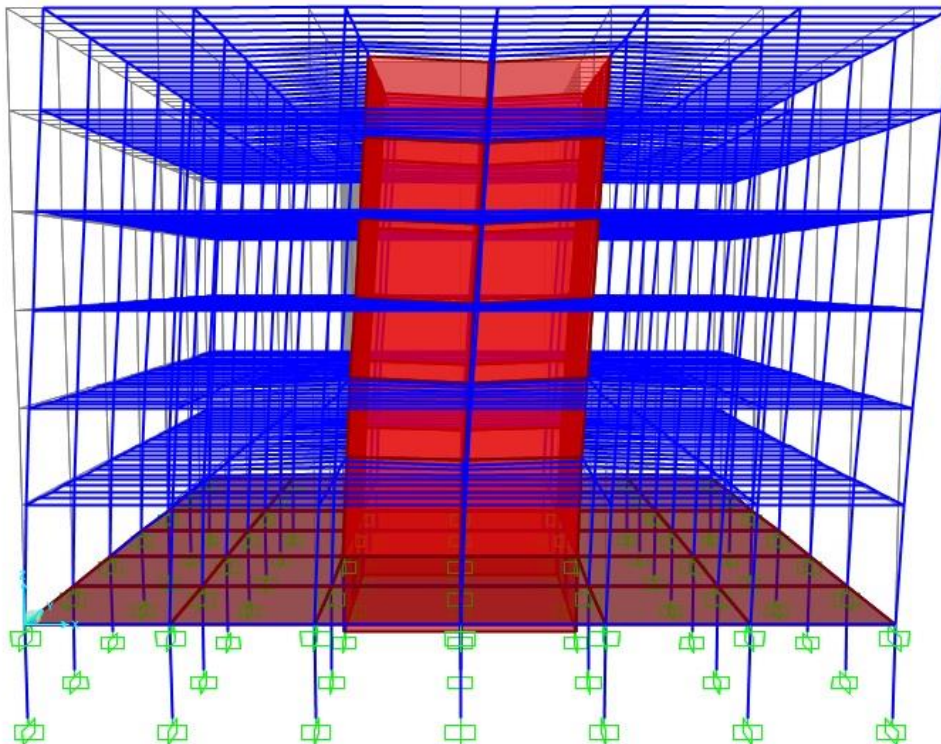


Σχήμα 5.2 Επιλογή συνδυασμών δράσεων για την ανάλυση του φορέα

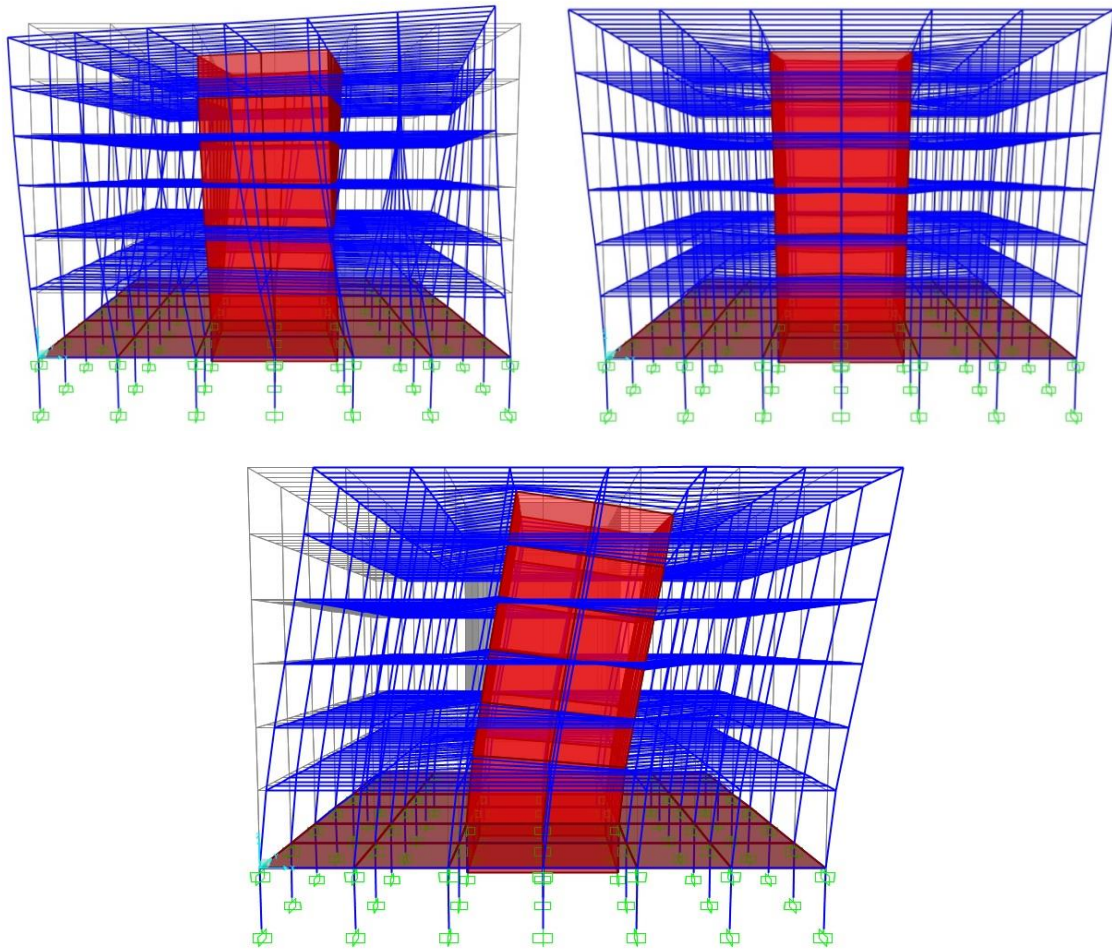
Αφού γίνει η ανάλυση της κατασκευής, είμαστε πλέον σε θέση να εξάγουμε όλα τα στοιχεία και αποτελέσματα που θέλουμε, όπως διαγράμματα αξονικών, ροπών, συνολικό βάρος κατασκευής, ιδιομορφές και αντίστοιχες ιδιοπεριόδους του φορέα κλπ., τόσο γραφικά όσο και με τη μορφή πινάκων. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά κάποια απ' αυτά.



Σχήμα 5.3 Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων για το συνδυασμό ΟΚΑ 2

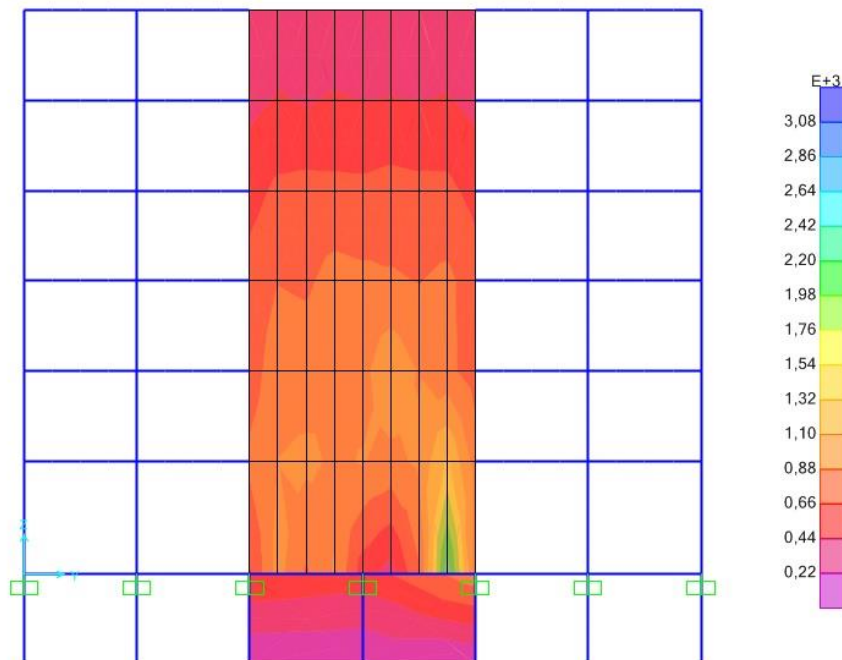


Σχήμα 5.4 Παραμόρφωση του κτιρίου για τη φόρτιση DYNAMIC X



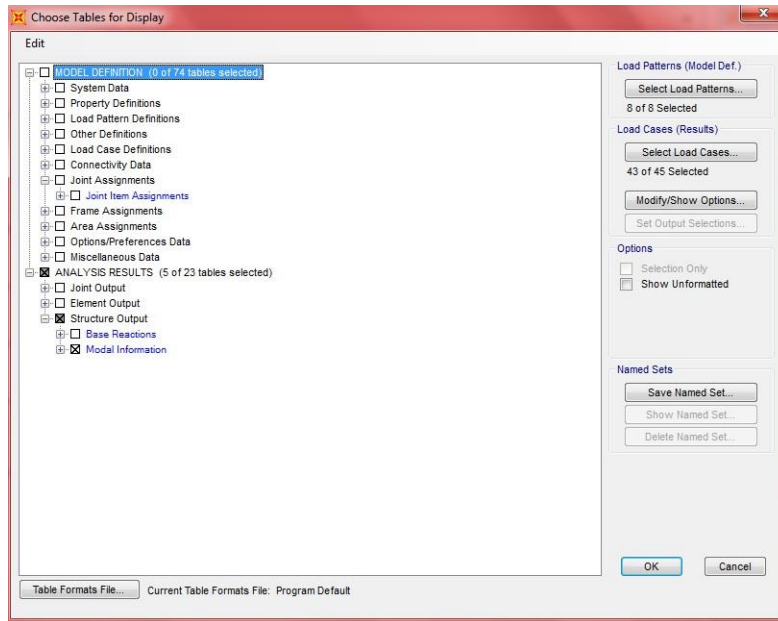
Σχήμα 5.5 Ιδιομορφές του κτιρίου (1^η με $T=0,348s$ 2^η με $T=0,327s$ και 3^η με $T=0,313s$ αντίστοιχα)

Stress S12 Diagram - Visible Face (UDSTL22 YY - Max)



Σχήμα 5.6 Τάσεις S12 στον πυρήνα για το σεισμικό συνδυασμό OKA 22

Όμοια μπορεί να γίνει και η εξαγωγή αποτελεσμάτων με πίνακες με την εντολή:
Display → **show tables** και στη συνέχεια επιλέγουμε όποιο από τα στοιχεία χρειαζόμαστε



Σχήμα 5.7 Εξαγωγή αποτελεσμάτων με πίνακες

Πίνακας 5.1 Ιδιόμορφες του φορέα

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,348796	1,291E-17	7,378E-18	8,192E-16	1,291E-17	7,378E-18	8,192E-16	7,133E-17	1,643E-16	0,88847	7,133E-17	1,643E-16	0,88847
MODAL	Mode	2	0,32795	8,302E-18	0,77401	2,656E-17	2,121E-17	0,77401	8,458E-16	0,36673	4,878E-16	1,886E-20	0,36673	6,521E-16	0,88847
MODAL	Mode	3	0,313754	0,75719	1,121E-16	9,532E-16	0,75719	0,77401	1,799E-15	7,325E-16	0,29568	2,362E-18	0,36673	0,29568	0,88847
MODAL	Mode	4	0,122616	7,127E-16	3,431E-17	0,2489	0,75719	0,77401	0,2489	1,975E-17	2,945E-20	1,398E-17	0,36673	0,29568	0,88847
MODAL	Mode	5	0,122616	6,438E-06	6,797E-18	7,043E-17	0,7572	0,77401	0,2489	4,041E-17	0,20393	2,164E-16	0,36673	0,49961	0,88847
MODAL	Mode	6	0,118326	2,592E-15	1,234E-16	2,168E-15	0,7572	0,77401	0,2489	4,08E-16	1,286E-15	0,0002	0,36673	0,49961	0,88866
MODAL	Mode	7	0,118325	1,166E-15	1,364E-05	2,906E-16	0,7572	0,77403	0,2489	0,12639	5,077E-17	2,962E-16	0,49312	0,49961	0,88866
MODAL	Mode	8	0,117562	7,521E-18	1,674E-19	1,205E-17	0,7572	0,77403	0,2489	1,565E-18	1,059E-18	0,08089	0,49312	0,49961	0,96955
MODAL	Mode	9	0,11085	8,044E-15	1,833E-16	0,05388	0,7572	0,77403	0,30278	9,057E-16	2,574E-15	1,246E-16	0,49312	0,49961	0,96955
MODAL	Mode	10	0,110847	3,999E-05	7,938E-16	6,609E-16	0,75724	0,77403	0,30278	9,557E-16	0,0286	8,09E-16	0,49312	0,52821	0,96955
MODAL	Mode	11	0,109966	1,259E-14	0,00596	3,695E-17	0,75724	0,77998	0,30278	0,18299	1,539E-14	1,087E-16	0,67611	0,52821	0,96955
MODAL	Mode	12	0,109816	6,74E-16	2,944E-16	0,16361	0,75724	0,77998	0,46639	1,205E-19	2,2E-15	8,14E-17	0,67611	0,52821	0,96955
MODAL	Mode	13	0,108719	0,00231	1,444E-15	2,868E-15	0,75955	0,77998	0,46639	1,462E-14	0,02284	1,182E-16	0,67611	0,55105	0,96955
MODAL	Mode	14	0,108626	1,64E-16	2,757E-17	1,675E-15	0,75955	0,77998	0,46639	2,22E-17	4,491E-14	3,007E-05	0,67611	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	15	0,108547	5,866E-16	0,00186	2,592E-15	0,75955	0,78184	0,46639	0,03774	3,918E-14	1,839E-16	0,71386	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	16	0,108448	1,716E-14	6,453E-16	0,04235	0,75955	0,78184	0,50873	7,922E-15	1,537E-15	1,96E-16	0,71386	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	17	0,10043	9,22E-16	4,996E-07	1,002E-14	0,75955	0,78184	0,50873	0,02254	1,213E-13	3,637E-16	0,7364	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	18	0,100429	1,784E-16	4,782E-14	5,599E-14	0,75955	0,78184	0,50873	2,628E-14	7,464E-13	1,59E-06	0,7364	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	19	0,096242	8,295E-14	0,1655	1,866E-13	0,75955	0,94734	0,50873	0,05686	1,838E-14	1,196E-15	0,79326	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	20	0,090059	0,00033	5,626E-16	2,146E-17	0,75988	0,94734	0,50873	3,33E-16	0,24123	5,077E-17	0,79326	0,79228	0,96958
MODAL	Mode	21	0,090055	2,665E-15	6,28E-16	0,12375	0,75988	0,94734	0,63248	2,93E-16	1,144E-15	2,603E-15	0,79326	0,79228	0,96958
MODAL	Mode	22	0,088618	0,00033	1,838E-15	1,337E-15	0,7602	0,94734	0,63248	2,596E-15	0,00386	3,264E-15	0,79326	0,79614	0,96958
MODAL	Mode	23	0,088616	1,68E-14	1,275E-15	0,00602	0,7602	0,94734	0,6385	3,841E-17	7,121E-15	2,343E-16	0,79326	0,79614	0,96958
MODAL	Mode	24	0,08773	0,17807	7,427E-17	1,031E-16	0,93827	0,94734	0,6385	1,126E-15	0,06101	5,055E-17	0,79326	0,85715	0,96958

Παρατηρούμε ότι επιτυγχάνεται το επιθυμητό ποσοστό άνω του 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας κατά x και κατά y. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού.

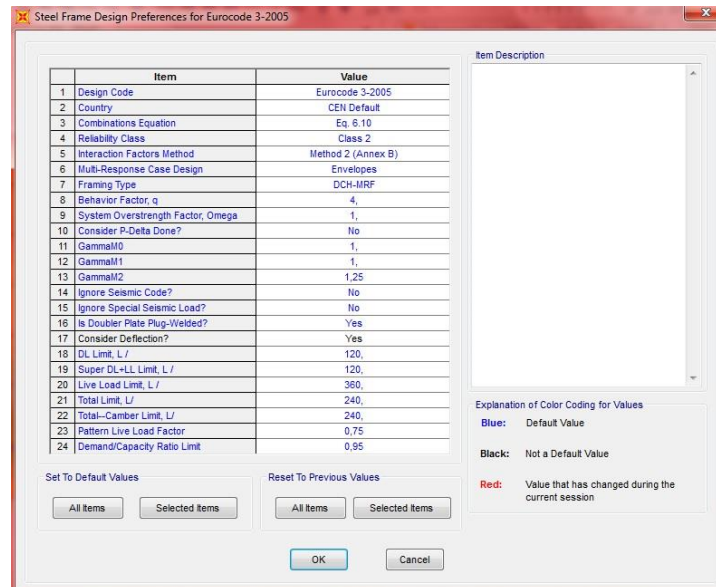
Πρέπει να παρατηρήσουμε ότι η κύρια ιδιομορφή είναι η στρεπτική με $T=0,34s$ το οποίο μας δείχνει ότι το κτίριο είναι στροφικά πιο εύκαμπτο σε σχέση με τις δυσκαμψίες κατά x και κατά y. Η δεύτερη και η τρίτη κυριότερη ιδιομορφή είναι η $T=0,32s$ και $T=0,31s$ κατά x και y αντίστοιχα.

Είναι βασικό να τονίσουμε ότι, εμπειρικά αλλά και όπως προτείνεται από τον Ευρωκώδικα 8, είναι απαραίτητο η πρώτη ιδιομορφή να μην είναι στρεπτική (λόγω ανομοιόμορφης καταπόνησης μελών). Γι αυτό το λόγο πρέπει να αυξήσουμε τη δυσκαμψία του κτιρίου κατά x και κατά y είτε αλλάζοντας τον προσανατολισμό κάποιων περιμετρικών υποστυλωμάτων είτε τοποθετώντας κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας όπου κριθεί απαραίτητο (όπως στην δεύτερη παραλλαγή).

Όλα τα παραπάνω αφορούν το αρχικό κτίριο που εισάγαμε στο πρόγραμμα με τις αρχικές διατομές, που όμως δεν γνωρίζουμε αν είναι ικανές να παραλάβουν όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων του Ευρωκώδικα.

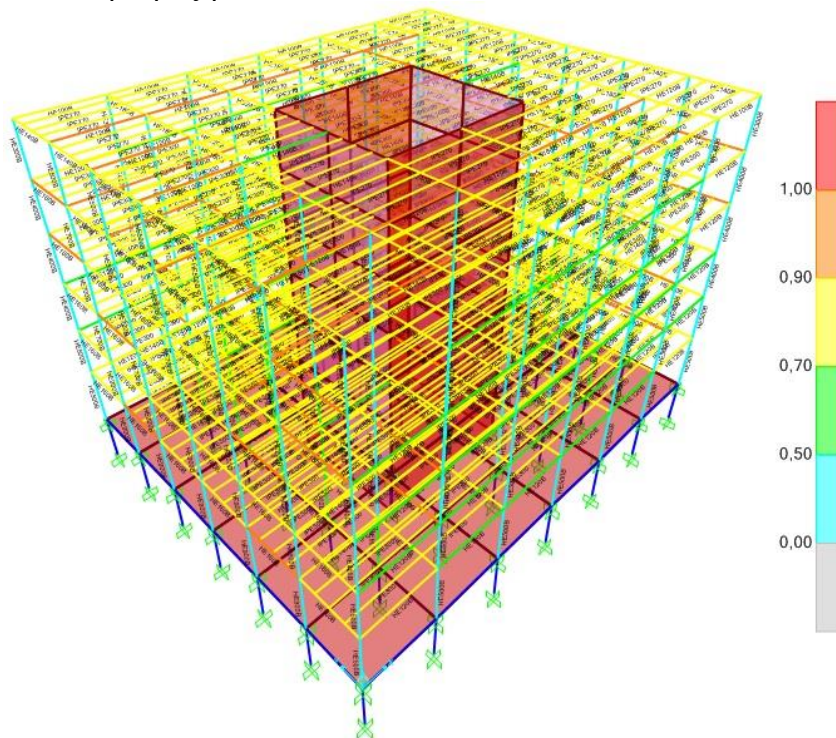
Ο έλεγχος αυτός και η επαναδιαστασιολόγηση του κτιρίου με διατομές που επαρκούν πλήρως γίνεται στο SAP2000 με την εντολή Design. Συγκεκριμένα:

Design → **steel frame design** → **view/revise preferences** και επιλέγω τα στοιχεία όπως στην εικόνα



Εικόνα 5.8 Εισαγωγή δεδομένων για σχεδίαση

Στη συνέχεια επιλέγω και πάλι **Design** → **steel frame design** → **start design/check of structure**, απ' όπου θα προκύψει ο «προτεινόμενος» από το πρόγραμμα φορέας με διαφορετικές, όπου χρειαστεί, διατομές στα μέλη του. Αυτά είναι τα αποτελέσματα μετά τον πρώτο σχεδιασμό που κάναμε. Επαναλαμβάνουμε την διαδικασία *Analysis – Design* μέχρι να βρεθούν οι βέλτιστες διατομές που ταυτόχρονα είναι και εύκολες να κατασκευαστούν στην πράξη.



Εικόνα 5.9 Αποτελέσματα σχεδιασμού για το 1^ο κτίριο

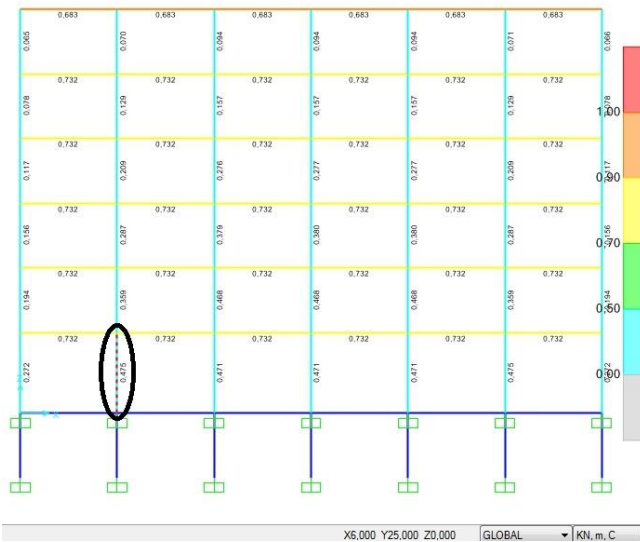
Από το σχεδιασμό του φορέα από το SAP2000 προκύπτουν υποστυλώματα ισογείου HEB500 ενώ κάποια που βρίσκονται στο εσωτερικό του κτιρίου που είναι διατομής HEB900. Οι κύριες δοκοί προέκυψαν τελικά HEB220 στους ορόφους και HEB180 στην οροφή.

Στη συνέχεια μετά το σχεδιασμό του φορέα, παρατίθενται τα μέλη με το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης ανάλογα το συντελεστή ratio του SAP, που είναι ο λόγος “Δράση /Αντοχή” και πρέπει να είναι επαρκώς μικρότερος της μονάδας για την επάρκεια της διατομής.

5.1 Έλεγχος στην Ο.Κ.Α.

5.1.1 Έλεγχος Υποστυλώματος

Το δυσμενέστερο υποστύλωμα είναι το υποστύλωμα με αριθμό στοιχείου 161 που βρίσκεται στο ισόγειο, ενώ ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης είναι ο ΟΚΑ 16. Το συγκεκριμένο υποστύλωμα είναι διατομής HEB500 και ο συντελεστής ratio είναι 0,475. Τα χαρακτηριστικά της φαίνονται στην επόμενη εικόνα. Αυτό με βάση τους πίνακες 4.8, 4.9 προκύπτει ότι είναι κατηγορίας 1.



Σχήμα 5.10 Θέση δυσμενέστερου υποστυλώματος

Section Name: HE500B Display Color: ■

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

Open File: c:\program files (x86)\computers and structures\sap2000 Import...

Dimensions

Outside height (t3) : 0,5

Top flange width (t2) : 0,3

Top flange thickness (tf) : 0,028

Web thickness (tw) : 0,0145

Bottom flange width (t2b) : 0,3

Bottom flange thickness (tfb) : 0,028

Section

Property Data

Section Name			
Properties			
Cross-section (axial) area	0,0239	Section modulus about 3 axis	4,288E-03
Moment of Inertia about 3 axis	1,072E-03	Section modulus about 2 axis	8,413E-04
Moment of Inertia about 2 axis	1,262E-04	Plastic modulus about 3 axis	4,815E-03
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1,292E-03
Shear area in 2 direction	7,250E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,2118
Shear area in 3 direction	0,014	Radius of Gyration about 2 axis	0,0727
Torsional constant	5,480E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Σχήμα 5.11 Χαρακτηριστικά διατομής HEB500

Τα εντατικά μεγέθη αυτού του υποστυλώματος με τα οποία θα ελέγξουμε την διατομή είναι:

- $N_{Ed} = 1126 \text{ kN}$
- $M_{Ed,y} = 19,26 \text{ kNm}$
- $V_{Ed,y} = 2,34 \text{ kN}$

A) Έλεγχος σε καθαρή θλίψη

Πρέπει $N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{254 \text{ cm}^2 \cdot 23,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 5964 \text{ kN} > N_{Ed}$ άρα επαρκεί σε θλίψη

Οι έλεγχοι σε κάμψη και διάτμηση λόγω των πολύ μικρών δράσεων μπορούν να παραλειφθούν.

B) Κάμψη και αξονική δύναμη

- περί τον ισχυρό άξονα είναι:
έλεγχος απομείωσης ροπής αντοχής λόγω αξονικής
πρέπει $N_{Ed} = 1126 \text{ kN} < 0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 1491 \text{ kN}$ που ισχύει άρα δεν απαιτείται απομείωση
- περί τον ασθενή άξονα είναι:
 $N_{Ed} = 1126 \text{ kN} < h_w \cdot t_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1,5 \cdot 43,8 \cdot 23,5 / 1,00 = 1543,9$ που ισχύει άρα δεν απαιτείται ούτε εδώ απομείωση,

Γ) Έλεγχος διατομής σε διαξονική κάμψη

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{\beta} \leq 1$$

Όπου με βάση το κεφάλαιο 4.5, έχω $\alpha=2$ και $\beta=5n=1,78$ άρα προκύπτει η παραπάνω σχέση είναι πολύ μικρότερη της μονάδας άρα επαρκεί.

Δ) Έλεγχος λυγισμού υποστυλώματος

Αρχικά πρέπει να βρούμε το μήκος λυγισμού κατά τους δύο άξονες y-y και z-z.

Το πρόγραμμα, λαμβάνοντας υπ' όψιν τη σύνδεση του υποστυλώματος στα άκρα του, με το έδαφος αλλά και τις δοκούς και στις δύο διευθύνσεις, δίνει τα εξής μήκη λυγισμού (διαιρεμένα με την ακτίνα αδράνειας κατά y και z)

BASIC FACTORS			
Buckling Mode	K Factor	L Factor	Lcr/i
Major (y-y)	2,059	1,000	44,376
Major Braced	0,867	1,000	18,682
Minor (z-z)	1,000	1,000	69,676
Minor Braced	1,000	1,000	69,676
LTB	1,000	1,000	69,676

Σχήμα 5.12 Λόγος L_{cr}/i του υπό μελέτη υποστυλώματος υπολογισμένα από το SAP

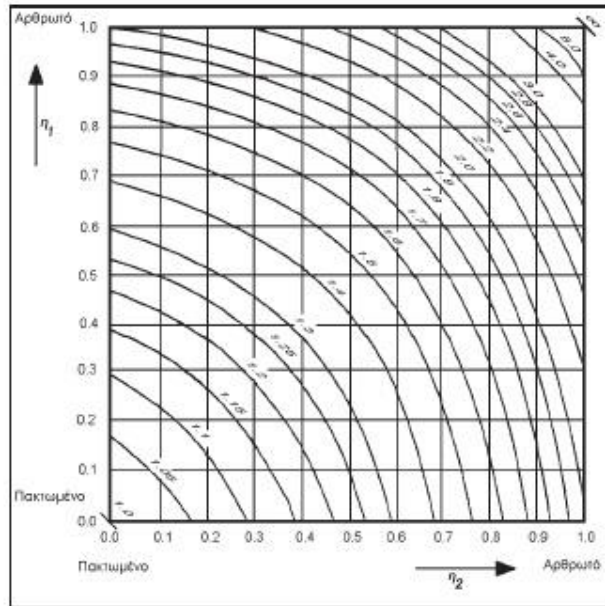
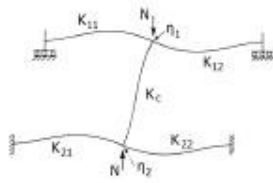
Το μήκος λυγισμού υπολογίζεται από το εξής σχήμα.

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

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

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

όπου $K_i = I_i/L_i$



Σχήμα 5.13 Συντελεστής K για μεταθετά πλαίσια

Συγκεκριμένα έχω:

- κατά x (ενεργοποίηση ασθενούς άξονα υπ/τος) έχω, $\eta_2=0$ (θεώρηση πάκτωσης στην βάση) $I_c=I_{yHEB500}= 136700 \text{ cm}^4$, $L_c=5 \text{ m}$, $K_c=I_c/L_c=2,734 \times 10^4$, $I_{11}= I_{12}=I_{yHEB140}= 8090 \text{ cm}^4$, $L_{11}=L_{12}= 6 \text{ m}$, $K_{12}=K_{22}=1,518 \times 10^5$
Άρα $\eta_1=0,9$. Με αυτά τα στοιχεία στον παραπάνω πίνακα έχω $k=2,05$ και επομένως $L_{cr,x}=10,3\text{m}$
- Όμοια δουλεύω και κατά y και προκύπτει $K=0,8$, $L_{cr,y}=4\text{m}$ (ο πυρήνας συμβάλει στη μικρή μεταθετότητα του πλαισίου κατά y)

Οι καμπύλες λυγισμού προκύπτουν από τον πίνακα 4.8, ενώ ο μειωτικός συντελεστής χ για κάθε περίπτωση προκύπτει από τη σχέση του κεφαλαίου 4.8. Οι αντοχές του υποστυλώματος από τη σχέση σε λυγισμό φαίνονται παρακάτω.

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	a	0,210	26733,110	0,473	0,640	0,933	5566,634
MajorB (y-y)	a	0,210	150837,770	0,199	0,520	1,000	5969,000
Minor (z-z)	b	0,340	10843,932	0,742	0,867	0,760	4533,559
MinorB (z-z)	b	0,340	10843,932	0,742	0,867	0,760	4533,559
Torsional TF	b	0,340	20834,244	0,535	0,700	0,868	5182,633

Σχήμα 5.14 Αντοχή υποστυλώματος σε λυγισμό

Οι οποίες παρατηρούμε ότι είναι μεγαλύτερες από τις αξονικές σχεδιασμού.

Ε) Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μέλους

Η κρίσιμη ελαστική ροπή και οι παράμετροι που φαίνονται παρακάτω υπολογίζονται από το κεφάλαιο 4.8 τους πίνακες 4.15.

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr	
LTB	a	0,210	0,414	0,608	0,949	2,104	7679,143	
Factors		C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
		0,539	0,400	0,539	0,539	0,339	0,880	0,566

Σχήμα 5.15 Κρίσιμη ελαστική ροπή υποστυλώματος

$$\text{Προκύπτει αντοχή } M_{b,Rd,y} = \frac{\chi_{LT} f_y W_y}{\gamma_{M1}} = 110838,5 \text{ kNcm} \gg M_{Ed,y}$$

Επίσης χρησιμοποιώντας τα στοιχεία του από πάνω πίνακα 5.15, που εξήγαγε το πρόγραμμα, κάνω και έλεγχο σε θλίψη και διαξονική κάμψη, που συνήθως είναι και ο κρισιμότερος για τα υποστυλώματα.

Τα c_{my} , c_{mz} , c_{mLT} , k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} τα υπολογίζουμε από τους πίνακες 4.14 και 4.15.

Ζ) Έλεγχος σε θλίψη και διαξονική κάμψη

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0$$

Όπου ο δεύτερος και κρισιμότερος ικανοποιείται και ισούται με 0,475, άρα και οι δύο ικανοποιούνται.

Το δυσμενέστερο υποστύλωμα περνάει, όπως παρουσιάστηκε παραπάνω, όλους τους απαραίτητους ελέγχους, άρα είναι ευσταθές.

Η) Ικανοτικός έλεγχος σε πλαίσια παραλαβής ροπών

Ικανοτικός έλεγχος κόμβων

Απαιτείται επιπλέον, με βάση τον Ευρωκώδικα 8, ικανοτικός έλεγχος κόμβων του κτιρίου, για την αποφυγή δημιουργίας «μαλακού» ορόφου, και την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς ή στις συνδέσεις αυτών με τα υποστυλώματα ή ακόμη και στη βάση των υποστυλωμάτων, όχι όμως στα υποστυλώματα. Επίσης λόγω ταυτόχρονης ύπαρξης τοιχείου με τα μεταλλικά γραμμικά στοιχεία, ο Ευρωκώδικας απαιτεί στροφή της θεμελίωσης και σε καμία περίπτωση αστοχία του τοιχείου.

Η συνθήκη που 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:

ΣM_{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.

ΣM_{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 ΣM_{Rb} .

Πραγματοποιείται ενδεικτικός έλεγχος, για τον κόμβο του παραπάνω υποστυλώματος που ελέγξαμε προηγουμένως.

Οι αντοχές των υποστυλωμάτων κάτω και πάνω από τον κόμβο είναι αντίστοιχα:

$$M_{PL,Rd,κάτω} = 315,135 \text{ kNm} \quad M_{PL,Rd,άνω} = 315,135 \text{ kNm}$$

Ενώ οι αντοχές των δοκών HEB140 που συντρέχουν στον κόμβο είναι:

$$M_{Pl,Rd,αριστ} = M_{Pl,Rd,δεξιά} = 113,035 \text{ kNm}$$

$$\text{Άρα } \Sigma M_{Rc} = 2 * M_{Pl,Rd,κάτω} = 630,27 \text{ kNm} > 1,3 \Sigma M_{Rb} = 1,3 * 2 * 113,035 = 293,891 \text{ kNm}$$

Επίσης απαιτούνται από τον Ευρωκώδικα ικανοτικοί έλεγχοι για τις δοκούς που πρόκειται να εμφανίσουν πλαστική άρθρωση καθώς και για τα υποστυλώματα.

Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα ελέγχονται με τις εξής σεισμικές δυνάμεις:

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

Όπου

- $N_{Ed,G}$ είναι η θλιπτική δύναμη στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στις μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (G+0,3Q)
- $N_{Ed,E}$ είναι η θλιπτική δύναμη στο υποστύλωμα, οφειλόμενη στη σεισμική δράση σχεδιασμού.
- γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής (=1,25)
- Ω 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.

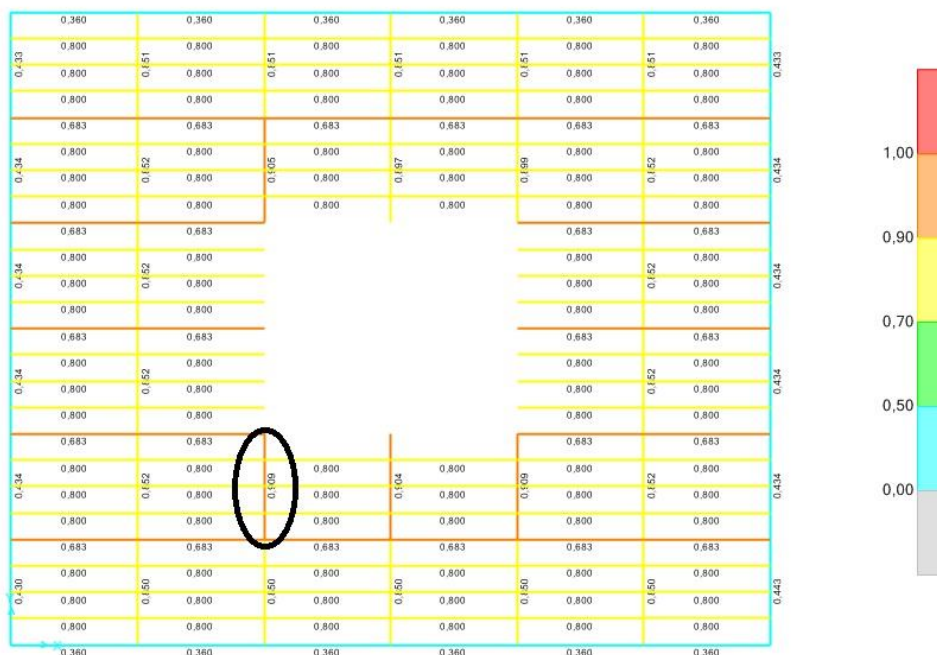
Ο έλεγχος αυτός γίνεται στο SAP2000 αυξάνοντας την σεισμική δύναμη κατά x κατά $1,1 * 1,25 * \Omega_x$ και κατά y κατά $1,1 * 1,25 * \Omega_y$ ελεγχοντας αν όλα τα υποστυλώματα διαθέτουν επαρκή αντοχή έπειτα από την επαύξηση αυτήν.

5.1.2 Έλεγχος Κύριας Δοκού

Οι δυσμενέστερες κύριες δοκοί σύμφωνα με το πρόγραμμα εντοπίζονται στην οροφή του κτιρίου, επειδή αυτές διαστασιολογήθηκαν με μικρότερες διατομές από το πρόγραμμα (HEB180 έναντι HEB220 των υπόλοιπων ορόφων) και όχι απαραίτητα επειδή τα εντατικά μεγέθη είναι μεγαλύτερα.

Εμείς θα ελέγξουμε την κύρια δοκό με αριθμό μέλους 770 που βρίσκεται στην οροφή και ο συντελεστής ratio είναι 0,909.

Η δοκός HEB180 κατατάσσεται στην κατηγορία 1 , τόσο το πέλμα της όσο και ο κορμός της.



Εικόνα 5.16 Θέση δυσμενέστερης κύριας δοκού

The figure shows the software interface for the properties of an HEB180 beam section. The interface includes a "Section Name" field with the value "HE180B", a "Display Color" checkbox, and a "Section Notes" field. Below this, there is an "Extract Data from Section Property File" section with an "Open File..." button and a file path "c:\program files (x86)\computers and structures\sap2000". The "Dimensions" section lists the following values: Outside height (t3) = 0,18; Top flange width (t2) = 0,18; Top flange thickness (tf) = 0,014; Web thickness (tw) = 8,500E-03; Bottom flange width (t2b) = 0,18; Bottom flange thickness (tfb) = 0,014. A "Section" diagram shows the cross-section of the beam with dimensions t2, t3, and t2b. The "Property Data" section lists the following values: Cross-section (axial) area = 6,530E-03; Moment of Inertia about 3 axis = 3,831E-05; Moment of Inertia about 2 axis = 1,363E-05; Product of Inertia about 2-3 = 0; Shear area in 2 direction = 1,530E-03; Shear area in 3 direction = 4,200E-03; Torsional constant = 4,220E-07; Section modulus about 3 axis = 4,257E-04; Section modulus about 2 axis = 1,514E-04; Plastic modulus about 3 axis = 4,810E-04; Plastic modulus about 2 axis = 2,310E-04; Radius of Gyration about 3 axis = 0,0766; Radius of Gyration about 2 axis = 0,0457; Shear Center Eccentricity (x3) = 0.

Εικόνα 5.17 Χαρακτηριστικά διατομής HEB180

Τα εντατικά μεγέθη αυτού του υποστυλώματος με τα οποία θα ελέγξουμε την διατομή είναι:

- $M_{Ed} = 102,762$
- $V_{Ed} = 95,314$

A) Έλεγχος σε απλή μονοαξονική κάμψη

$$\text{Πρέπει } M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{plfy}}{\gamma_{M0}} = \frac{426 \times 23,5}{1} = 113,035 \text{ kNm που ικανοποιείται}$$

B) Έλεγχος σε διάτμηση

$$\text{Πρέπει } V_{pl,Rd} > V_{Ed} \text{ όπου } V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 257,289 \text{ kN} > V_{Ed} \text{ άρα ικανοποιείται.}$$

Επίσης οριακά $V_{Ed,z} = 95,314 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 128,65 \text{ kN}$ άρα δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

	Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)	-102,762	-102,762	113,035	113,035	113,035	111,836
Minor (z-z)	0,000	0,000	54,285	54,285	54,285	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	McR
LTB	a	0,210	0,248	0,536	0,989	1,086	1838,665

Σχήμα 5.18 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό κύριας δοκού

Από τα παραπάνω στοιχεία που μας δίνει το πρόγραμμα προκύπτει $M_{cr} = 1838,665 \text{ kNm}$ και $M_{b,Rd,y} = 111,83 \text{ kN}$ που είναι οριακά μεγαλύτερο από το M_{Ed} άρα επαρκεί και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό άρα συνολικά επαρκεί η διατομή. (θα μπορούσε να μην γίνει ο συγκεκριμένος έλεγχος επειδή η δοκός είναι πλευρικά εξασφαλισμένη από την πλάκα)

5.1.3 Έλεγχος Δευτερεύουσας Δοκού

Τα δοκάρια αυτά εξασφαλίζονται πλευρικά από τη σύμμικτη πλάκα οπότε θα ελεγχθούν μόνο σε κάμψη και διάτμηση.

Παρατηρούμε ότι όλες οι δευτερεύουσες εσωτερικές δοκοί, εκτός αυτές της οροφής, έχουν ίδιο συντελεστή ratio, ίσο με 0,732 για το δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης Ο.Κ.Α.2. Επιλέγουμε τυχαία την δοκό με αριθμό μέλους 233 που βρίσκεται στον 1^ο όροφο. Τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού είναι:

- $M_{Ed} = 67,484 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = 44,99 \text{ kN}$

A) Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{plfy}}{\gamma_{M0}} = \frac{426 \times 23,5}{1} = 113,035 \text{ kNm} > M_{Ed} \text{ άρα ικανοποιείται}$$

B) Έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 257,289 \text{ kN} > V_{Ed}$$

και επίσης ισχύει $V_{Ed,z} = 44,99 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 128,65 \text{ kN}$ επομένως δεν απαιτείται απομείωση της πλαστικής αντοχής της ροπής λόγω τέμνουσας.

5.1.4 Έλεγχος Διαδοκίδας

Όμοια με τις δευτερεύουσες δοκούς, οι διαδοκίδες λόγω πλευρικής εξασφάλισης, θα ελεγχθούν σε κάμψη και διάτμηση.

Όπως και οι δευτερεύουσες δοκοί, όλες οι διαδοκίδες, εκτός από αυτές της οροφής, έχουν ίδια ένταση στην δυσμενέστερη φόρτιση, και παρουσιάζουν ίδιο συντελεστή ratio ίσο με 0,843. Οι διαδοκίδες αυτές είναι διατομής IPE300, που κατατάσσεται στην κατηγορία 1.

- $M_{Ed} = 67,484 \text{ kNm}$
- $V_{Ed} = 44,99 \text{ kN}$

A) Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = 147,58 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

B) Έλεγχος σε διάτμηση

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = 248,28 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Άρα επαρκεί

5.2) Έλεγχος στην Ο.Κ.Λ.

Εμείς με βάση τον πίνακα 4.16, θεωρούμε ως όριο των κατακόρυφων βελών το $\delta < L/250$. Θα ελέγξουμε τις δυσμενέστερες δοκούς της κατασκευής μας, με κριτήριο το συντελεστή ratio για τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας που έχουμε εισάγει.

5.2.1 Έλεγχος διαδοκίδας

Παρατηρούμε ότι όλες οι διαδοκίδες στους ορόφους έχουν ίδιο συντελεστή ratio ίσο με 0,398 για το συνδυασμό Ο.Κ.Λ.2. Αυτές είναι διατομής IPE300 και έχουν μήκος ίσο με $L=6,00\text{m}$. Το πρόγραμμα από την ανάλυση δίνει τα εξής αποτελέσματα:

DEFLECTION CHECK (Combo OKL2)						
Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status	
Dead Load	Yes	0,004	0,050	0,080	OK	
Super DL+LL	Yes	0,006	0,050	0,120	OK	
Live Load	Yes	0,006	0,017	0,359	OK	
Total Load	Yes	0,010	0,025	0,398	OK	
Total-Camber	Yes	0,010	0,025	0,398	OK	

Σχήμα 5.19 Αποτελέσματα ανάλυσης σε ΟΚΑ για την κύρια δοκό

Τα παραπάνω μας δείχνει ότι οι διαδοκίδες επαρκούν και σε Ο.Κ.Λ.

Αναλυτικά, μπορούμε να υπολογίσουμε το αν επαρκεί σε Ο.Κ.Λ ως εξής:

Βρίσκω το max deflection για τις διαδοκίδες, όπου εδώ είναι ίσο με 0,011m και το συγκρίνω με το $\delta_{\max} = L/250 = 6/250 = 0,025\text{m} > 0,011$, άρα ικανοποιείται

5.2.2 Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού

Όμοια με τις διαδοκίδες, το ratio της δυσμενέστερης δευτερεύουσας δοκού είναι 0,923 και αφορά αυτές της οροφής. Αυτές είναι δοκοί διατομής HEB160 και έχουν μήκος 6,00m.

DEFLECTION CHECK (Combo OKL2)						
Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status	
Dead Load	Yes	0,013	0,050	0,267	OK	
Super DL+LL	Yes	0,008	0,050	0,160	OK	
Live Load	Yes	0,008	0,017	0,481	OK	
Total Load	Yes	0,023	0,025	0,923	OK	
Total-Camber	Yes	0,023	0,025	0,923	OK	

Σχήμα 5.20 Αποτελέσματα ανάλυσης σε ΟΚΑ για την κ.δοκό

Παρατηρούμε ότι η διατομή HEB160 επαρκεί οριακά, και γι αυτό θα μπορούσαμε να χρησιμοποιήσουμε κάποια μεγαλύτερη διατομή.

Το max deflection είναι 0,023m ενώ το όριο μας είναι $L/250=0,025m$, άρα επαρκεί.

5.2.3 Έλεγχος κύριας δοκού

Με μήκος κυρίων δοκών $L=5m$, παρατηρούμε ότι οι δυσμενέστερες βρίσκονται στην οροφή του κτιρίου, είναι διατομής HEB180 και το μέγιστο ratio είναι 0,43 για το συνδυασμό Ο.Κ.Α.1. Τα χαρακτηριστικά σε έλεγχο σε Ο.Κ.Α. φαίνονται παρακάτω.

COMBO ID	STATION LOC	DEFLECTION RATIO
OKL1	0,83	0,126
OKL1	1,25	0,230
OKL1	1,25	0,230
OKL1	1,67	0,325
OKL1	2,08	0,395
OKL1	2,50	0,430
OKL1	2,50	0,430

Σχήμα 5.21 Συντελεστές ratio κυρίων δοκών για Ο.Κ.Α.

DEFLECTION CHECK (Combo OKL1)						
Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status	
Dead Load	Yes	0,005	0,042	0,125	OK	
Super DL+LL	Yes	0,003	0,042	0,071	OK	
Live Load	Yes	0,003	0,014	0,214	OK	
Total Load	Yes	0,009	0,021	0,430	OK	
Total-Camber	Yes	0,009	0,021	0,430	OK	

Σχήμα 5.22 Αποτελέσματα ανάλυσης σε ΟΚΑ για την κύρια δοκό

5.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

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 οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

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

όπου,

- γ η γωνιακή παραμόρφωση του ορόφου
- δ_0 η μετακίνηση της πλάκας του υπερκείμενου προς τον εξεταζόμενο όροφο
- δ_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 5.2 Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά x του κτιρίου Α

Story	δx	$\delta\theta-\delta u$	$h(m)$	γ	Limit
0	0	0,0019	5	0,0008	0,0075
1	0,0019	0,0023	4	0,0012	0,0075
2	0,0042	0,0025	4	0,0013	0,0075
3	0,0067	0,0026	4	0,0013	0,0075
4	0,0093	0,0025	4	0,0013	0,0075
5	0,0118	0,0023	4	0,0012	0,0075
6	0,0141				

Όπου είναι εντός ορίων σε κάθε όροφο, άρα δεν υπάρχει πρόβλημα βλαβών κατά τον άξονα x σε ενδεχόμενα διαχωριστικά που μπορεί να τοποθετηθούν στους ορόφους.

Πίνακας 5.3 Αποτελέσματα για σεισμική διέγερση κατά y του κτιρίου Α

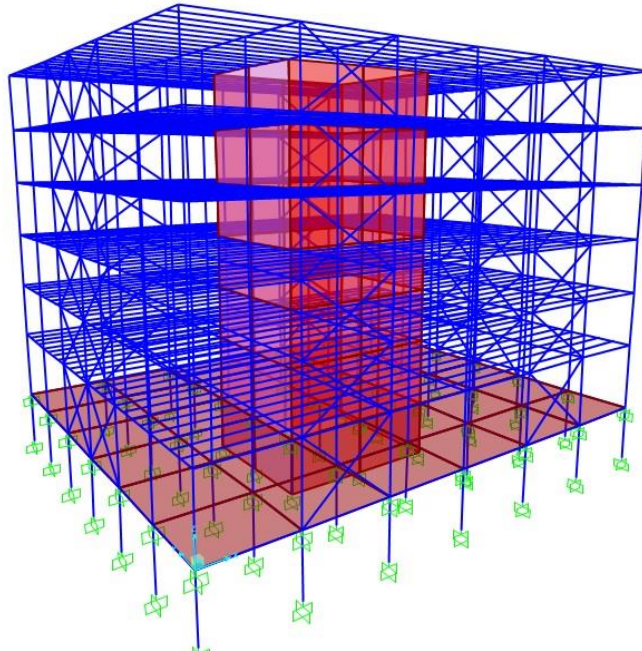
Story	δy	$\delta\theta-\delta u$	$h(m)$	γ	Limit
0	0	0,0021	5	0,0008	0,0075
1	0,0021	0,0026	4	0,0013	0,0075
2	0,0047	0,0028	4	0,0014	0,0075
3	0,0075	0,0029	4	0,0015	0,0075
4	0,0104	0,0027	4	0,0014	0,0075
5	0,0131	0,0025	4	0,0013	0,0075
6	0,0156				

Τα ίδιο με παραπάνω ισχύουν και για τον άξονα y , για το σεισμικό συνδυασμό κατά y .

Κεφάλαιο 6: Ανάλυση Φορέα Με Συνδέσμους Δυσκαμψίας

Το δεύτερο κτίριο είναι πανομοιότυπο με το κτίριο 1, με μόνη διαφορά ότι έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι αρχικής διατομής δυσκαμψίας σε συγκεκριμένα τμήματα που καθορίζονται από τον μελετητή.

Η μορφή του κτιρίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, καθώς και η θέση αυτών, φαίνεται στην παρακάτω εικόνα



Σχήμα 6.1 Μορφή κτιρίου 2 και θέσεις τοποθέτησης κατακόρυφων συνδέσμων
δυσκαμψίας

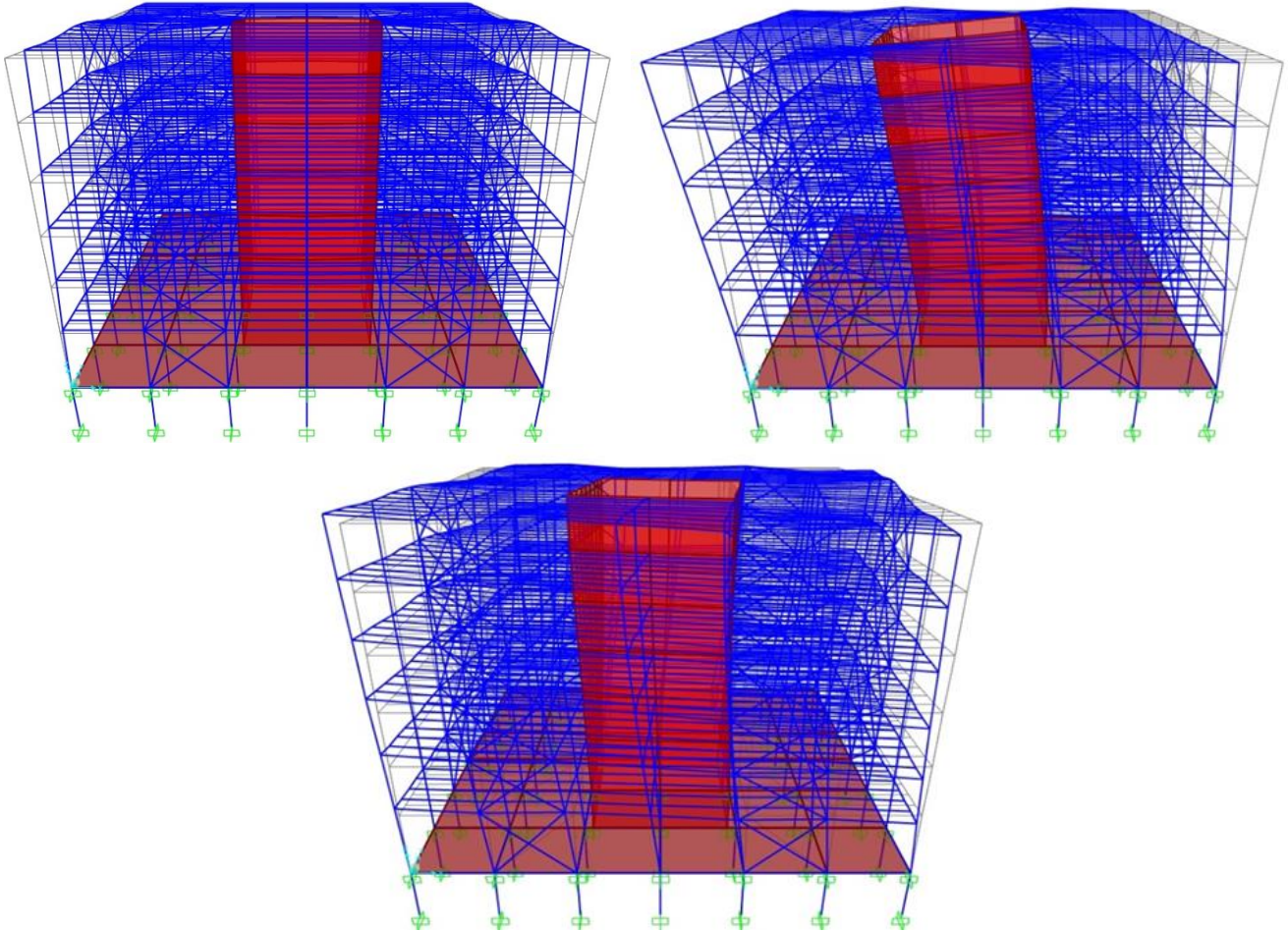
Όμοια με πριν εξάγονται και οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές του δεύτερου αυτού κτιρίου. Ο πίνακας με τις ιδιομορφές του φορέα και τη συμμετοχή των δρώσων ιδιομορφικών μαζών, όπως εξάγεται από το SAP φαίνεται παρακάτω.

Πίνακας 6.1 Ιδιομορφές του κτιρίου 2

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,342396	2,142E-20	0,77719	3,951E-15	2,142E-20	0,77719	3,951E-15	0,36863	2,479E-14	3,229E-16	0,36863	2,479E-14	3,229E-16
MODAL	Mode	2	0,339965	0,75599	1,875E-17	1,996E-15	0,75599	0,77719	5,947E-15	1,501E-15	0,29602	8,961E-18	0,36863	0,29602	3,319E-16
MODAL	Mode	3	0,336053	8,578E-20	5,88E-20	9,667E-18	0,75599	0,77719	5,957E-15	1,297E-20	1,334E-17	0,86798	0,36863	0,29602	0,86798
MODAL	Mode	4	0,123426	0,00019	6,324E-16	7,635E-18	0,75619	0,77719	5,964E-15	3,015E-16	0,197	8,826E-18	0,36863	0,49303	0,86798
MODAL	Mode	5	0,123418	1,127E-16	2,877E-15	0,24372	0,75619	0,77719	0,24372	1,312E-15	9,305E-19	0	0,36863	0,49303	0,86798
MODAL	Mode	6	0,122356	1,091E-16	5,795E-16	1,158E-19	0,75619	0,77719	0,24372	2,744E-16	2,575E-17	0,09028	0,36863	0,49303	0,95826
MODAL	Mode	7	0,118454	3,634E-15	4,582E-05	7,337E-18	0,75619	0,77723	0,24372	0,13895	8,709E-15	2,168E-17	0,50758	0,49303	0,95826
MODAL	Mode	8	0,118341	3,427E-15	3,414E-14	2,004E-17	0,75619	0,77723	0,24372	1,539E-14	7,516E-19	0,00228	0,50758	0,49303	0,96054
MODAL	Mode	9	0,112405	0,13889	1,602E-16	1,417E-14	0,89508	0,77723	0,24372	7,411E-15	0,10482	3,267E-15	0,50758	0,59785	0,96054
MODAL	Mode	10	0,110728	1,557E-14	9,278E-15	0,10896	0,89508	0,77723	0,35268	4,013E-14	5,365E-13	2,208E-16	0,50758	0,59785	0,96054
MODAL	Mode	11	0,110249	0,03208	9,174E-17	2,657E-15	0,92716	0,77723	0,35268	4,318E-15	0,00388	1,723E-16	0,50758	0,60173	0,96054
MODAL	Mode	12	0,110031	4,24E-18	0,00882	2,356E-15	0,92716	0,78605	0,35268	0,11437	2,718E-14	1,522E-17	0,62195	0,60173	0,96054
MODAL	Mode	13	0,109848	1,032E-17	2,29E-14	0,08294	0,92716	0,78605	0,43562	8,928E-18	2,496E-15	3E-17	0,62195	0,60173	0,96054
MODAL	Mode	14	0,107573	2,027E-15	0,02565	1,835E-16	0,92716	0,8117	0,43562	0,15854	4,376E-13	4,288E-16	0,78049	0,60173	0,96054
MODAL	Mode	15	0,106582	4,974E-15	6,505E-15	1,445E-14	0,92716	0,8117	0,43562	9,533E-14	4,325E-13	0,00037	0,78049	0,60173	0,96091
MODAL	Mode	16	0,105271	1,092E-14	4,509E-15	0,07809	0,92716	0,8117	0,51371	2,224E-13	7,398E-13	1,469E-15	0,78049	0,60173	0,96091
MODAL	Mode	17	0,105022	0,00012	2,115E-14	1,013E-15	0,92728	0,8117	0,51371	6,959E-14	0,00628	8,143E-17	0,78049	0,608	0,96091
MODAL	Mode	18	0,101818	1,993E-15	0,1336	7,56E-16	0,92728	0,9453	0,51371	0,01429	6,926E-16	1,123E-16	0,79478	0,608	0,96091
MODAL	Mode	19	0,097106	1,661E-14	6,964E-15	1,251E-13	0,92728	0,9453	0,51371	6,941E-14	3,081E-17	0,00027	0,79478	0,608	0,96119
MODAL	Mode	20	0,09701	8,749E-15	0,00441	2,161E-14	0,92728	0,94971	0,51371	0,01202	1,64E-14	2,223E-17	0,8068	0,608	0,96119
MODAL	Mode	21	0,089886	6,462E-16	4,483E-14	1,475E-12	0,92728	0,94971	0,51371	8,655E-12	2,386E-13	0,01295	0,8068	0,608	0,97414
MODAL	Mode	22	0,088734	7,237E-13	1,339E-13	0,00222	0,92728	0,94971	0,51594	1,74E-13	0,24894	5,112E-15	0,8068	0,85694	0,97414

Παρατηρούμε ότι η κύρια ιδιομορφή του κτιρίου είναι κατά τον άξονα y , με $T=0,33s$, ενώ δεύτερη πιο σημαντική είναι η ιδιομορφή κατά x με $T=0,31s$. Τρίτη κυριότερη ιδιομορφή του φορέα μας είναι η στρεπτική ιδιομορφή με $T=0,30s$. Το γεγονός ότι πλέον το κτίριο δεν είναι στροφικά εύκαμπτο (κάτι που περιμέναμε μετά την τοποθέτηση των χιαστί συνδέσμων) είναι πολύ θετικό κάτι που κάνει αυτή την παραλλαγή αμέσως καταλληλότερη απ' ό,τι την πρώτη, στρεπτικά εύκαμπτη, παραλλαγή.

Σχηματικά τα παραπάνω απεικονίζονται ως εξής:

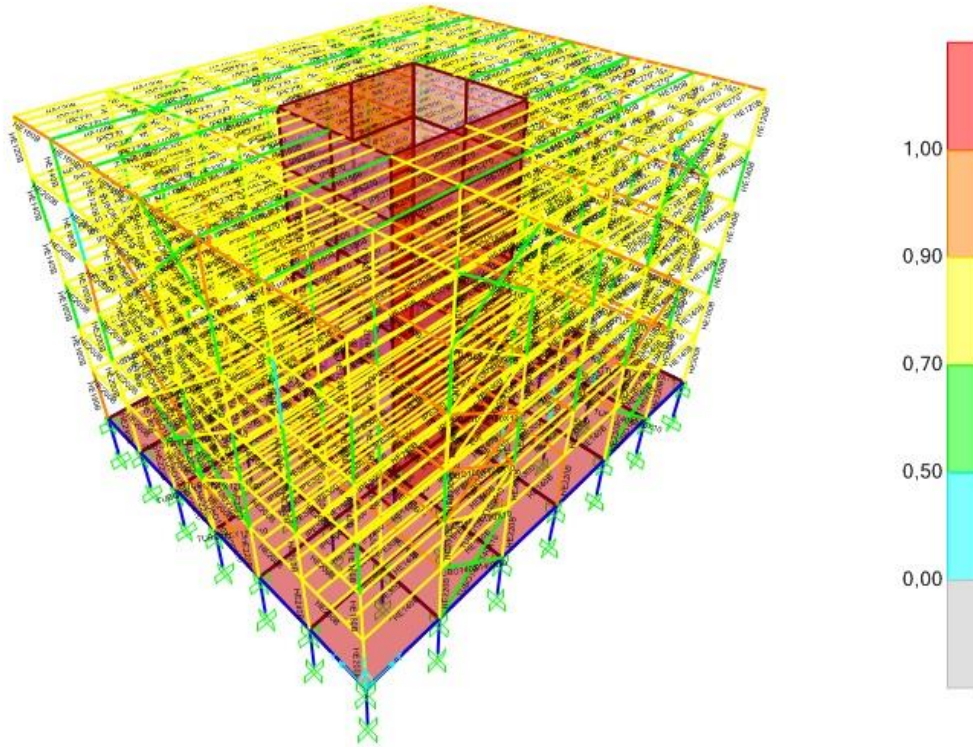


Σχήμα 6.2 Οι τρεις κυριότερες ιδιομορφές του φορέα με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

Όπως και στο πρώτο κτίριο, θα πρέπει να αναλύσουμε το φορέα μας για τους συνδυασμούς δράσεων που έχουμε εισάγει, και στη συνέχεια να σχεδιάσουμε το κτίριο με τις κατάλληλες διατομές που θα επαρκούν σε αυτούς τους συνδυασμούς, ενώ ταυτόχρονα θα είναι και οι βέλτιστες τόσο οικονομικά, όσο και από κατασκευαστικής και πρακτικής απόψεως.

Αυτό επιτυγχάνεται με τις εντολές Analyze και Design, όπως παρουσιάστηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο για το πρώτο κτίριο. Αφού αυτές οι εντολές πραγματοποιηθούν κατάλληλο αριθμό φορών μέχρι να βρεθούν οι βέλτιστες διατομές, καταλλήγουμε στον τελικό μας φορέα, ο οποίος παρουσιάζεται παρακάτω.

Με μια πρώτη ματιά παρατηρούμε την μείωση των διατομών στα υποστυλώματα λόγω της ανακούφισης που προσφέρουν πλέον οι χιαστοί σύνδεσμοι. Έτσι πλέον παρατηρούμε να χρησιμοποιούνται κυρίως διατομές HEB300 αλλά και μικρότερες, ανάλογα το ύψος που βρίσκεται το υποστύλωμα και τη θέση του γενικότερα στο κτίριο (γωνιακό υποστύλωμα, στο εξωτερικό του κτιρίου, στο εσωτερικό κτλ), οι οποίες είναι διαμορφωμένες κατάλληλα όσον αφορά στα μήκη, ώστε να είναι εύκολη η παραγγελία και η κατασκευή τους.



Σχήμα 6.3 Αποτελέσματα σχεδιασμού για το 2ο κτίριο

6.1 Έλεγχος σε Ο.Κ.Α.

6.1.1 Έλεγχος Υποστυλώματος

Το δυσμενέστερο υποστύλωμα του φορέα με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, με βάση το ratio, παρατηρούμε ότι είναι το υποστύλωμα με αριθμό μέλους 137 και διατομής HEB220, που βρίσκεται στο ισόγειο και συνδέεται με κατακόρυφο χιαστί σύνδεσμο. Ο συντελεστής ratio είναι 0,917 και ο δυσμενέστερος συνδυασμός φόρτισης ο Ο.Κ.Α.16.

Section Name: HEB220B Display Color: ■

Section Notes:

Extract Data from Section Property File

Open File: c:\program files (x86)\computers and structures\sap2000 Import...

Dimensions

Outside height (t3)	0,22
Top flange width (t2)	0,22
Top flange thickness (tf)	0,016
Web thickness (tw)	9,500E-03
Bottom flange width (t2b)	0,22
Bottom flange thickness (tfb)	0,016

Section

Property Data

Section Name			
Properties			
Cross-section (axial) area	9,100E-03	Section modulus about 3 axis	7,355E-04
Moment of Inertia about 3 axis	8,091E-05	Section modulus about 2 axis	2,585E-04
Moment of Inertia about 2 axis	2,843E-05	Plastic modulus about 3 axis	8,270E-04
Product of inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	3,940E-04
Shear area in 2 direction	2,090E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,0943
Shear area in 3 direction	5,867E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0559
Torsional constant	7,700E-07	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Σχήμα 6.4 Χαρακτηριστικά διατομής HEB220

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του SAP όσον αφορά την Ο.Κ.Α.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)				Units KN, m, C			
Frame : 137	X Mid: 18,000	Combo: UDSTL16	Design Type: Column				
Length: 5,000	Y Mid: 0,000	Shape: HE220B	Frame Type: DCH-CBF				
Loc : 0,000	Z Mid: 2,500	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2				
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No				
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes				
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950				
Aeff=0,009	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,009	Iyy=8,091E-05	iyy=0,094	Wel,yy=7,355E-04	Weff,yy=7,355E-04			
It=0,000	Izz=2,843E-05	izz=0,056	Wel,zz=2,585E-04	Weff,zz=2,585E-04			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,220	Wpl,yy=8,270E-04	Av,z=0,007			
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=3,940E-04	Av,y=0,003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0,000	-1059,330	-12,732	0,000	-14,434	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							
D/C Ratio:	0,917 = 0,872 + 0,045 + 0,000 <			0,950	OK		
	= NEd / (Chi_z NRk / GammaM1) + kzy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk / GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz,Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)						
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-1059,330	2138,500	2138,500				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	2138,500	2358,720	7216,941	7216,941	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	6707,817	0,565	0,721	0,854	1827,174
MajorB(y-y)	b	0,340	6707,817	0,565	0,721	0,854	1827,174
Minor (z-z)	c	0,490	2356,980	0,953	1,138	0,568	1214,541
MinorB(z-z)	c	0,490	2356,980	0,953	1,138	0,568	1214,541
Torsional TF	c	0,490	7216,941	0,544	0,733	0,818	1748,995
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	-12,732	-12,732	194,345	194,345	110,592	183,142	
Minor (z-z)	0,000	0,000	92,590	92,590	81,397		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,439	0,621	0,942	2,236	1010,706
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,588	1,283	0,648	2,138			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	14,434	378,268	0,038	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	992,343	0,000	OK	0,000		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	378,268	1,200	0,229				

Σχήμα 6.5 Αποτελέσματα δυσμενέστερου υποστυλώματος σε Ο.Κ.Α.

6.1.2 Έλεγχος κύριας δοκού

Παρατηρούμε ότι η δυσμενέστερη κύρια δοκός με βάση το συντελεστή ratio, είναι η δοκός του 1^{ου} ορόφου με αριθμό μέλους 197 με ratio 0,92, για το συνδυασμό Ο.Κ.Α.16. Η διατομή της συγκεκριμένης δοκού είναι HEB240.

The screenshot shows a software interface for defining the properties of an HEB240B section. It includes a 'Section Name' field with 'HE240B', a 'Section Notes' field with a 'Modify/Show Notes...' button, and an 'Extract Data from Section Property File' section with an 'Open File...' button and a file path 'c:\program files (x86)\computers and structures\sap2000'. The 'Dimensions' section lists various parameters with input fields: Outside height (t3) = 0,24, Top flange width (t2) = 0,24, Top flange thickness (tf) = 0,017, Web thickness (tw) = 0,01, Bottom flange width (t2b) = 0,24, and Bottom flange thickness (tfb) = 0,017. A 'Section' diagram shows a cross-section of an I-beam on a grid with axes 2 and 3. The 'Property Data' section contains a table of properties:

Property Data			
Section Name			
Properties			
Cross-section (axial) area	0,0106	Section modulus about 3 axis	9,383E-04
Moment of Inertia about 3 axis	1,126E-04	Section modulus about 2 axis	3,269E-04
Moment of Inertia about 2 axis	3,923E-05	Plastic modulus about 3 axis	1,053E-03
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	4,980E-04
Shear area in 2 direction	2,400E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,1031
Shear area in 3 direction	6,800E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0608
Torsional constant	1,040E-06	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

An 'OK' button is located at the bottom of the dialog.

Σχήμα 6.6 Χαρακτηριστικά διατομής HEB240

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)				Units KN, m, C			
Frame : 197	X Mid: 6,000	Combo: UDSL16	Design Type: Beam				
Length: 5,000	Y Mid: 2,500	Shape: HE240B	Frame Type: DCH-CBF				
Loc : 2,500	Z Mid: 5,000	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25	D/C Lim=0,950				
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750					
Aeff=0,011	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,011	Iyy=1,126E-04	iyy=0,103	Wel,yy=9,383E-04	Weff,yy=9,383E-04			
It=1,040E-06	Izz=3,923E-05	izz=0,061	Wel,zz=3,269E-04	Weff,zz=3,269E-04			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,240	Wpl,yy=0,001	Av,z=0,009			
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=4,980E-04	Av,y=0,003			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
2,500	0,000	228,390	0,000	-44,990	0,000	0,000	
BMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))							
D/C Ratio: 0,923 = 0,923 < 0,950 OK							
= (My,Ed/Mn,y,Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	0,000	2491,000	2491,000				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	2491,000	2747,520	51030,838	51030,838	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	9335,067	0,517	0,687	0,877	2184,115
MajorB(y-y)	b	0,340	9335,067	0,517	0,687	0,877	2184,115
Minor (z-z)	c	0,490	52037,608	0,219	0,529	0,990	2467,154
MinorB(z-z)	c	0,490	52037,608	0,219	0,529	0,990	2467,154
Torsional TF	c	0,490	51030,838	0,221	0,530	0,989	2464,433
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	228,390	228,390	247,455	247,455	247,455	247,455	
Minor (z-z)	0,000	0,000	117,030	117,030	117,030		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,197	0,519	1,000	1,031	6356,151
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	0,900	0,600	0,819	1,000			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	44,990	450,991	0,100	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	1158,684	0,000	OK	0,000		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	450,991	1,200	0,238				
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
	VMajor	VMajor					
	Left	Right					
Major (V2)	137,723	137,723					

Σχήμα 6.7 Αποτελέσματα δυσμενέστερης κύριας δοκού σε Ο.Κ.Α.

Οι έλεγχοι των δευτερευούσων δοκών όπως και των διαδοκίδων είναι όμοιοι με του πρώτου κτιρίου και γι αυτό δεν παρατίθενται. Επίσης και οι μετακινήσεις είναι περίπου ίδιες και μικρότερες με το πρώτο κτίριο άρα παραλείπεται και ο έλεγχος περιορισμού βλαβών.

6.1.3 Έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Παρατηρούμε από την ανάλυση των συγκεκριμένων στοιχείων, ότι αυτά δεν συμβάλλουν στη συμπεριφορά του κτιρίου όπως ακριβώς περιμέναμε αρχικά. Αυτό το βλέπουμε από το γεγονός ότι κυριαρχεί η θλίψη αυτών ακόμα και στους σεισμικούς συνδυασμούς), ενώ οι εφελκυστικές δυνάμεις κυμαίνονται σε πολύ μικρές τιμές (20-30 kN οι δυσμενέστερες περιπτώσεις). Επίσης παρατηρούμε ότι δυσμενέστεροι συνδυασμοί για τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι στατικοί κάτι που δείχνει ότι ο σεισμός έχει μικρή επίδραση σε αυτούς.

Αυτό συμβαίνει επειδή ο πυρήνας από σκυρόδεμα, λόγω της πολύ μεγάλης δυσκαμψίας του, αναλαμβάνει σχεδόν ολοκληρωτικά τα φορτία του σεισμού ως τέμνουσες δυνάμεις, που διαφορετικά θα κατέληγαν ως εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις στους κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας. Η συμπεριφορά των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας και η συμβολή τους σε ένα μεταλλικό κτίριο θα φανεί καλύτερα στην επόμενη παραλλαγή του κεφαλαίου 7, όπου αφαιρείται ο πυρήνας από σκυρόδεμα.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται ο έλεγχος για την δυσμενέστερη ράβδο TUBO120x120x10 με αριθμό μέλους 1430 που βρίσκεται στο ισόγειο, υπό το συνδυασμό O.K.A6(στατικός συνδυασμός) και ratio 0,913.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)				Units			
Units : KN, m, C				KN, m, C			
Frame : 1430	X Mid: 0,000	Combo: UDS1L6	Design Type: Brace				
Length: 7,071	Y Mid: 12,500	Shape: TUBO120X120X10	Frame Type: DCH-MRF				
Loc : 0,000	Z Mid: 2,500	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2				
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No				
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes				
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750	D/C Lim=0,950				
Aeff=0,004	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,004	Iyy=8,947E-06	Iyy=0,045	Wel,yy=1,491E-04	Weff,yy=1,491E-04			
It=1,331E-05	Izz=8,947E-06	izz=0,045	Wel,zz=1,491E-04	Weff,zz=1,491E-04			
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,120	Wpl,yy=1,820E-04	Av,z=0,002			
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000	Wpl,zz=1,820E-04	Av,y=0,002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted	
0,000	-263,386	0,000	0,000	-1,351	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.61)							
D/C Ratio: 0,914 = 0,824 + 0,090 + 0,000 < 0,950 OK							
= Ned / (Chi_y NRk / GammaM1) + kyy (My,Ed+NEd eNy) / (Chi_LT My,Rk / GammaM1) + kyz (Mz,Ed+NEd eNz) / (Mz,Rk / GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.61)							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Med	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-263,386	1034,000	1034,000				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1034,000	1140,480	264343,871	370,874	1,000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	a	0,210	370,874	1,670	2,048	0,309	319,653
MajorB(y-y)	a	0,210	370,874	1,670	2,048	0,309	319,653
Minor (z-z)	a	0,210	370,874	1,670	2,048	0,309	319,653
MinorB(z-z)	a	0,210	370,874	1,670	2,048	0,309	319,653
Torsional TF	a	0,210	370,874	1,670	2,048	0,309	319,653
MOMENT DESIGN							
	Med	Med,span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Major (y-y)	0,000	2,388	42,770	42,770	41,250	41,869	
Minor (z-z)	0,000	0,000	42,770	42,770	41,250		
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	d	0,760	0,227	0,536	0,979	1,316	830,829
	kyy	kyz	kzy	kzz			
Factors	1,576	0,996	0,946	1,659			
SHEAR DESIGN							
	Ved	Vc,Rd	Stress	Status	Ted		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major (z)	1,351	298,490	0,005	OK	0,000		
Minor (y)	0,000	298,490	0,000	OK	0,000		
	Vpl,Rd	Eta	LambdaBarW				
Reduction	298,490	1,200	0,116				
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
	P	P					
	Comp	Tens					
Axial	-263,386	N/C					

Σχήμα 6.8 Αποτελέσματα δυσμενέστερης δοκού χιαστί συνδέσμων

Ο ικανοτικός έλεγχος για τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας ικανοποιείται εδώ, αλλά η διαδικασία παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 7 λόγω πιο ξεκάθαρης συμμετοχής αυτών στη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

6.2 Έλεγχος σε Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

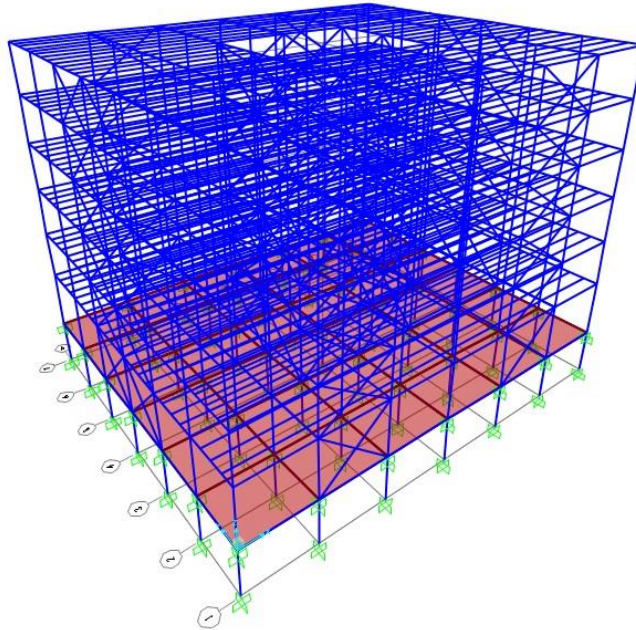
Τόσο οι συνδυασμοί φορτίσεων όσο και οι διατομές των κύριων και δευτερεύουσων δοκών και διαδοκίδων είναι αν όχι ίδιες, παρόμοιες με αυτές του πρώτου κτιρίου μιας και η τοποθέτηση των χιαστί δεν τις επηρεάζει άμεσα.. Επομένως οι έλεγχοι των μελών στους συνδυασμούς της Ο.Κ.Λ. δεν παρουσιάζουν κάτι διαφορετικό και γι αυτό δεν παρατίθενται.

6.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Όπως και παραπάνω, ο έλεγχος περιορισμού βλαβών παραλείπεται, μιας και οι μετατοπίσεις του φορέα είναι ίδιες και μικρότερες από αυτές του πρώτου κτιρίου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι κύρια συμβολή στην δυσκαμψία του κτιρίου και στην απορρόφηση του σεισμού, έχει ο πυρήνας από σκυρόδεμα.

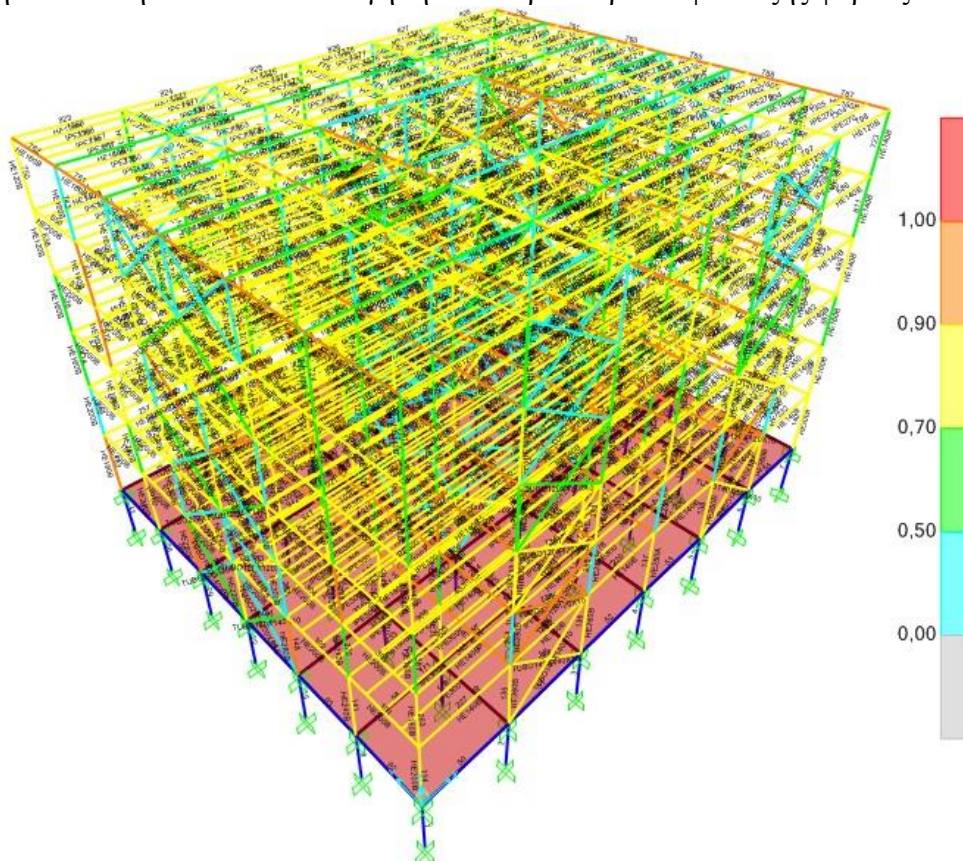
Κεφάλαιο 7 Ανάλυση φορέα με συνδέσμους δυσκαμψίας χωρίς πυρήνα

Η τρίτη και τελευταία παραλλαγή που θα μελετήσουμε αφορά το ίδιο κτίριο με τα παραπάνω, με τη μόνη διαφορά ότι ο πυρήνας από σκυρόδεμα έχει αφαιρεθεί πλήρως και στη θέση τους έχουν τοποθετηθεί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας. Εδώ περιμένουμε μεγαλύτερη συμμετοχή των χιαστί συνδέσμων λόγω της έλλειψης του πυρήνα. Το κτίριο παρουσιάζεται παρακάτω.



Σχήμα 7.1 Μορφή κτιρίου χωρίς πυρήνα από σκυρόδεμα με συνδέσμους δυσκαμψίας

Μετά την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτιρίου προέκυψε ο εξής φορέας.



Σχήμα 7.2 Αποτελέσματα σχεδιασμού για το 2^ο κτίριο

Ο πίνακας ιδιομορφών που προκύπτει από το SAP είναι ο εξής:

Πίνακας 7.1 Ιδιομορφές κτιρίου χωρίς πυρήνα

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,776228	1,451E-18	0,80881	1,579E-17	1,451E-18	0,80881	1,579E-17	0,32285	2,355E-18	1,773E-20	0,32285	2,355E-18	1,773E-20
MODAL	Mode	2	0,789039	0,80987	5,034E-20	1,539E-17	0,80987	0,80881	3,118E-17	5,738E-19	0,24814	0	0,32285	0,24814	2,656E-20
MODAL	Mode	3	0,859125	0	2,277E-20	3,59E-20	0,80987	0,80881	3,121E-17	2,393E-19	1,006E-18	0,80643	0,32285	0,24814	0,80643
MODAL	Mode	4	0,24074	3,197E-16	0,15262	2,837E-16	0,80987	0,96143	3,149E-16	0,11491	7,05E-15	3,272E-16	0,43776	0,24814	0,80643
MODAL	Mode	5	0,239937	0,15116	6,054E-17	2,896E-16	0,96103	0,96143	6,045E-16	9,593E-16	0,08821	7,834E-19	0,43776	0,33636	0,80643
MODAL	Mode	6	0,20406	2,723E-17	7,87E-17	1,354E-15	0,96103	0,96143	1,959E-15	2,152E-17	1,281E-15	0,15486	0,43776	0,33636	0,96128
MODAL	Mode	7	0,143116	1,263E-16	4,206E-16	0,29289	0,96103	0,96143	0,29289	1,188E-16	7,634E-16	7,474E-18	0,43776	0,33636	0,96128
MODAL	Mode	8	0,143113	1,816E-05	2,691E-18	9,621E-17	0,96105	0,96143	0,29289	1,039E-16	0,20143	3,979E-17	0,43776	0,53778	0,96128
MODAL	Mode	9	0,137451	8,444E-16	5,632E-06	1,835E-17	0,96105	0,96144	0,29289	0,15773	3,23E-14	2,162E-16	0,59549	0,53778	0,96128
MODAL	Mode	10	0,13743	3,124E-16	6,013E-19	1,598E-15	0,96105	0,96144	0,29289	1,615E-16	5,032E-16	2,392E-05	0,59549	0,53778	0,96131
MODAL	Mode	11	0,133552	3,135E-15	2,354E-16	0,31156	0,96105	0,96144	0,60445	1,233E-15	1,195E-15	9,506E-18	0,59549	0,53778	0,96131
MODAL	Mode	12	0,13255	8,925E-15	0,00087	5,077E-15	0,96105	0,96231	0,60445	0,09129	8,078E-14	4,845E-16	0,68678	0,53778	0,96131
MODAL	Mode	13	0,131623	0,00284	4,733E-15	5,096E-15	0,96389	0,96231	0,60445	8,922E-18	0,03166	1,034E-15	0,68678	0,56944	0,96131
MODAL	Mode	14	0,13145	1,216E-15	1,739E-14	0,02936	0,96389	0,96231	0,63381	2,269E-14	9,833E-14	9,263E-18	0,68678	0,56944	0,96131
MODAL	Mode	15	0,130607	2,344E-16	0,00379	4,327E-15	0,96389	0,9661	0,63381	0,0246	1,336E-13	3,985E-15	0,71138	0,56944	0,96131
MODAL	Mode	16	0,130141	4,605E-16	3,541E-15	1,332E-15	0,96389	0,9661	0,63381	1,547E-15	6,105E-14	0,00011	0,71138	0,56944	0,96142
MODAL	Mode	17	0,129894	0,0234	3,323E-16	2,311E-17	0,98729	0,9661	0,63381	3,273E-17	0,02484	1,604E-16	0,71138	0,59428	0,96142
MODAL	Mode	18	0,128341	4,294E-15	0,02172	1,028E-14	0,98729	0,98782	0,63381	0,06173	6,473E-13	1,344E-15	0,77311	0,59428	0,96142
MODAL	Mode	19	0,127942	1,842E-15	3,857E-14	0,00082	0,98729	0,98782	0,63462	1,23E-14	5,827E-13	2,043E-15	0,77311	0,59428	0,96142
MODAL	Mode	20	0,127686	0,00067	2,826E-15	9,975E-17	0,98795	0,98782	0,63462	6,204E-15	0,00417	6,989E-16	0,77311	0,59846	0,96142

7.1 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

7.1.1 Έλεγχος Υποστυλώματος

Δυσμενέστερο υποστύλωμα προκύπτει το υποστύλωμα του ισογείου, με αριθμό μέλους 141, διατομής HEB240 και ratio 0,86 με δυσμενέστερη φόρτιση την Ο.Κ.Α.16. Τα χαρακτηριστικά παρουσιάζονται παρακάτω.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station) Units: KN, m, C

Frame : 141 X Mid: 0,000 Combo: UDSTL16 Design Type: Column
 Length: 5,000 Y Mid: 5,000 Shape: HE240B Frame Type: DCH-CBF
 Loc : 0,000 Z Mid: 2,500 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1,00 GammaM1=1,00 GammaM2=1,25
 q=4,00 Omega=1,00 GammaOV=1,10
 An/Ag=1,00 RLLF=1,000 PLLF=0,750 D/C Lim=0,950

Aeff=0,011 eNy=0,000 eNz=0,000
 A=0,011 Iyy=1,126E-04 iyy=0,103 Wel,yy=9,383E-04 Weff,yy=9,383E-04
 It=1,040E-06 Izz=3,923E-05 izz=0,061 Wel,zz=3,269E-04 Weff,zz=3,269E-04
 Iw=0,000 Iyz=0,000 h=0,240 Wpl,yy=0,001 Av,z=0,009
 E=210000000,0 fy=235000,000 fu=360000,000 Wpl,zz=4,980E-04 Av,y=0,003

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
0,000	-1100,165	-11,219	-13,492	-2,746	-15,558	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)
 D/C Ratio: 0,860 = 0,718 + 0,036 + 0,105 < 0,950 OK
 = NED/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1) + kzz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	-1100,165	2491,000	2491,000

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	2491,000	2747,520	8687,353	8687,353	1,000

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0,340	9335,067	0,517	0,687	0,877	2184,115
MajorB(y-y)	b	0,340	9335,067	0,517	0,687	0,877	2184,115
Minor (z-z)	c	0,490	3252,350	0,875	1,048	0,615	1532,380
MinorB(z-z)	c	0,490	3252,350	0,875	1,048	0,615	1532,380
Torsional TF	c	0,490	8687,353	0,535	0,726	0,823	2049,944

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med, span Moment	Mc, Rd Capacity	Mv, Rd Capacity	Mn, Rd Capacity	Mb, Rd Capacity
Major (y-y)	-11,219	-11,219	247,455	247,455	156,135	234,542
Minor (z-z)	-13,492	-13,492	117,030	117,030	108,199	

LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
	a	0,210	0,419	0,611	0,948	2,220	1412,082

Factors	kyy	kyz	kzy	kzz
	0,592	0,548	0,759	0,914

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc, Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major (z)	2,746	450,991	0,006	OK	0,000
Minor (y)	15,558	1158,684	0,013	OK	0,000

Reduction	Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
	450,991	1,200	0,238

Σχήμα 7.3 Αποτελέσματα ανάλυσης δυσμενέστερου υποστυλώματος

7.1.2 Έλεγχος κύριας δοκού

Δυσμενέστερη κύρια δοκός είναι αυτή της οροφής ισογείου με αριθμό μέλους 197, διατομή HE240, ratio 0,911 για το στατικό συνδυασμό O.K.A.3.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						Units	KN, m, C
Units : KN, m, C							
Frame : 197	X Mid: 6,000	Combo: UDSTL15	Design Type: Beam				
Length: 5,000	Y Mid: 2,500	Shape: HE240B	Frame Type: DCH-CBF				
Loc : 2,500	Z Mid: 5,000	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10			Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes			P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No			D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1,00	GammaM1=1,00	GammaM2=1,25					
q=4,00	Omega=1,00	GammaOV=1,10					
An/Ag=1,00	RLLF=1,000	PLLF=0,750		D/C Lim=0,950			
Aeff=0,011	eNy=0,000	eNz=0,000					
A=0,011	Iyy=1,126E-04	iyy=0,103		Wel, yy=9,383E-04		Weff, yy=9,383E-04	
It=1,040E-06	Izz=3,923E-05	izz=0,061		Wel, zz=3,269E-04		Weff, zz=3,269E-04	
Iw=0,000	Iyz=0,000	h=0,240		Wpl, yy=0,001		Av, z=0,009	
E=210000000,0	fy=235000,000	fu=360000,000		Wpl, zz=4,980E-04		Av, y=0,003	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med, yy	Med, zz	Ved, z	Ved, y	Ted	
2,500	0,000	225,573	0,000	43,939	0,000	0,000	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.9.1(6y))							
D/C Ratio: 0,912 = 0,912 < 0,950 OK							
= (My, Ed/Mn, y, Rd) (EC3 6.2.9.1(6y))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc, Rd Capacity	Nt, Rd Capacity				
Axial	0,000	2491,000	2491,000				
	Npl, Rd	Nu, Rd	Ncr, T	Ncr, TF	An/Ag		
	2491,000	2747,520	51030,838	51030,838	1,000		

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb, Rd
Major (y-y)	b	0,340	9335,067	0,517	0,687	0,877	2184,115
MajorB(y-y)	b	0,340	9335,067	0,517	0,687	0,877	2184,115
Minor (z-z)	c	0,490	52037,608	0,219	0,529	0,990	2467,154
MinorB(z-z)	c	0,490	52037,608	0,219	0,529	0,990	2467,154
Torsional TF	c	0,490	51030,838	0,221	0,530	0,989	2464,433

MOMENT DESIGN							
		Med	Med, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd
		Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity
Major (y-y)		225,573	225,573	247,455	247,455	247,455	247,455
Minor (z-z)		0,000	0,000	117,030	117,030	117,030	

	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
LTB	a	0,210	0,197	0,519	1,000	1,030	6354,712

		kyy	kyz	kzy	kzz
Factors		0,900	0,600	0,819	1,000

SHEAR DESIGN						
		Ved	Vc, Rd	Stress	Status	Ted
		Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion
Major (z)		43,939	450,991	0,097	OK	0,000
Minor (y)		0,000	1158,684	0,000	OK	0,000

		Vpl, Rd	Eta	LambdaBarW
Reduction		450,991	1,200	0,238

CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS			
	VMajor	VMajor	
	Left	Right	
Major (V2)	136,519	136,519	

Σχήμα 7.4 Αποτελέσματα δυσμενέστερης κύριας δοκού

Όμοια ελέγχονται και οι λιγότερο δυσμενείς σε Ο.Κ.Α., δευτερεύουσες δοκοί και διαδοκίδες.

7.1.3 Ικανοτικός έλεγχος κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας

Ο ικανοτικός έλεγχος θα γίνει για την δυσμενέστερη ράβδο των χιαστί συνδέσμων τόσο κατά x όσο και κατά y. Πρέπει εδώ να τονιστεί ότι ο έλεγχος που κάνουμε εδώ είναι μία απλοποίηση αυτού που προτείνει ο Ευρωκώδικας. Συγκεκριμένα ο Ευρωκώδικας 8, στην περίπτωση πλαισίων με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, προτείνει να λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εφελκόμενες διαγώνιοι στην παραλλαγή σεισμικών φορτίων. Το SAP όμως δεν δίνει τη δυνατότητα αυτή, με την έννοια ότι λαμβάνει πάντα υπ όψιν τη συμμετοχή της θλιβόμενης ράβδου στο σεισμό, με αποτέλεσμα να οδηγούμαστε σε υπερδιαστασιολόγηση των χιαστί συνδέσμων σε θλίψη(λυγισμό).

Έτσι εμείς θα θεωρήσουμε μικρότερη διατομή από αυτή που προκύπτει από το σχεδιασμό στο SAP(με δοκίμες καταλήγοντας στην βέλτιστη), ενώ σαν αξονική δύναμη σχεδιασμού θα θεωρήσουμε το άθροισμα των δυνάμεων της εφελκόμενης και θλιβόμενης διαγωνίου, όπως προκύπτει από το πρόγραμμα.

Ένας άλλος τρόπος που μπορούμε να το αντιμετωπίσουμε αυτό είναι η δημιουργία προσομοιωμάτων στα οποία αφαιρούμε τις θλιβόμενες διαγώνιες δοκούς κρατώντας μόνο τις εφελκόμενες στην εκάστοτε διεύθυνση του σεισμικού συνδυασμού (δημιουργούμε δηλαδή 2 προσομοιώματα μιας και ο φορέας μας είναι συμμετρικός).

Στην περίπτωσή μας δυσμενέστερη προκύπτει η ράβδος με αριθμό μέλους 168 του ισογείου, για το σεισμικό συνδυασμό Ο.Κ.Α.21 κατά x. Η διατομή που προκύπτει είναι η TUBO200x200x10 άρα με βάση τα παραπάνω θα ελέγξω, τελικά μετά από δοκίμες, με την διατομή TUBO120x120x10. Η εφελκυστική αξονική δρώσα δύναμη θα είναι:

$$N_{Ed} = 184 + 262 = 446 \text{ kN.}$$

Η παραπάνω διατομή που ελέγχουμε είναι κατηγορίας 1, όπως απαιτεί ο Ευρωκώδικας.

- **Μήκος λυγισμού**

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.

Εδώ έχω $L=7,81/2= 3,905\text{m}$

- **Έλεγχος διατομής σε εφελκυσμό**

Η τιμή σχεδιασμού για την εφελκόμενη διαγώνιο, πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση $N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1,0$

Όπου $N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_M = 820,15 \text{ kN} > N_{Ed} = 446 \text{ kN}$

- **Περιορισμός λυγηρότητας**

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, πρέπει η ανηγμένη λυγηρότητα να είναι μεταξύ των δύο εξής τιμών, $1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2,0$. Το κατώτερο όριο του 1,3 τίθεται έτσι ώστε να αποφεύγεται η προ του λυγισμού (με ενεργή θλιβόμενη και εφελκόμενη ράβδο) υπερφόρτωση των υποστύλων πέρα από τα εντατικά μεγέθη που θεωρούμε στο οριακό στάδιο αστοχίας με ενεργή μόνο την εφελκόμενη διαγώνιο.

Εμείς έχουμε $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{\pi} \sqrt{\frac{A f_y}{EI}}$, $\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z = 1,55$ άρα είμαστε καλυμμένοι.

- **Έλεγχος υπεραντοχής Ω κατά x (όμοια και κατά y)**

Η υπεραντοχή $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ των διαγώνιων ράβδων κατά x, με βάση τον Ευρωκώδικα, και για να έχω ομοιογενή πλαστική συμπεριφορά των διαγωνίων, δεν θα πρέπει να διαφέρει από την ελάχιστη τιμή Ω (που αφορά τον δυσμενέστερο σύνδεσμο δυσκαμψίας κατά x, δηλαδή εδώ της ράβδου που μελετάμε πιο πάνω) περισσότερο από 25%.

Εδώ το $\Omega_{min,x} = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i} = 1,86$

Έτσι όλες οι διαγώνιες ράβδοι κατά x θα πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση $\Omega / \Omega_{min} < 1,25$. Η δυσμενέστερη ράβδος κατά x που θα ελέγξουμε είναι αυτή με το χαμηλότερο ratio, δηλαδή εδώ η ράβδος 1417 του 5^{ου} ορόφου με $N_{pl,Rd} / N_{Ed} = 0,44$, άρα $\Omega = 1 / \text{ratio} = 2,27$ που οριακά ικανοποιείται αφού $\Omega / \Omega_{min} = 1,22$. Άρα ο έλεγχος υπεραντοχής ικανοποιείται κατά x.

Όμοια ελέγχο τους χιαστί συνδέσμους κατά y με $\Omega_{min,y} = 1,53$.

➤ **Υποστύλωμα**

Το υποστύλωμα που συνδέεται με κατακόρυφο σύνδεσμο δυσκαμψίας θα πρέπει να ελέγχεται σε λυγισμό με νέα αξονική δύναμη που περιλαμβάνει και την επίδραση του σεισμού. Συγκεκριμένα:

$$N_{pl,Rd}(MEd) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_{min} \cdot N_{Ed,E}$$

Όπου:

$N_{pl,Rd}$ (MEd) είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό του υποστυλώματος σύμφωνα με τον EN1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με τη ροπή κάμψης MEd, τη ροπή σχεδιασμού στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

$N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στο υποστύλωμα που οφείλεται σε μη σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (G+0,3Q)

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

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

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

$N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i

$N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής

Ο ικανοτικός έλεγχος των υποστυλωμάτων στο SAP2000 γίνεται αυξάνοντας την σεισμική δύναμη DYNAMICX και DYNAMICY κατά $1,1*1,25*\Omega_{min,x}$ (=2,5) και $1,1*1,25*\Omega_{min,y}$ (=2,1) αντίστοιχα, και διαστασιολογούμε πάλι τα υποστυλώματα.

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος για το παραπάνω υποστύλωμα με αριθμό μέλους 135 (HEB 240) που συνδέεται με την παραπάνω ράβδο.

Έχω $N_{pl,Rd}$ (MEd) = 1532 kN

$N_{Ed,G}$ = 417,3 kN

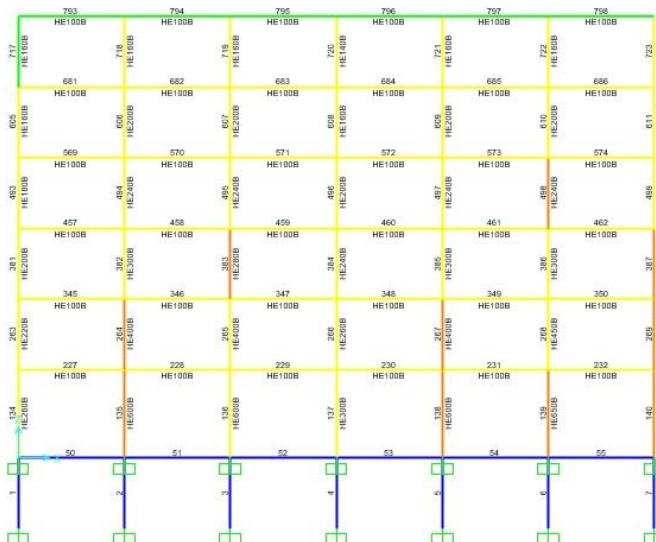
$N_{Ed,E}$ = 493,8 kN

$\Omega_{min,x}$ = 1,86

Άρα προκύπτει $N_{pl,Rd}(MEd) = 1532 < N_{Ed,G} + 1.1*\gamma_{ov}*\Omega*N_{Ed,E} = 494,3+1,1*1,25*1,86*493,8= 1680,77$ kN που δεν ικανοποιείται, άρα απαιτείται αύξηση διατομής υποστυλώματος. Τοποθετώ HEB280 με $N_{pl,Rd}(MEd) = 1908.67$ kN σε λυγισμό.

Όμοια γίνεται η διαστασιολόγηση και των άλλων υποστυλωμάτων από το SAP όπως περιγράψαμε παραπάνω. Έτσι έχουμε εξασφαλίσει διαρροή των χιαστί πριν διαρρεύσουν τα υποστυλώματα. Οι διατομές που προκύπτουν είναι κατά κύριο λόγο HEB280, HEB300 και HEB600.

Παρατηρείται μείωση των μετακινήσεων και γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων μετά τον ικανοτικό σχεδιασμό των υποστυλωμάτων.



Σχήμα 7.4(α) Ενδεικτικές διατομές μετά από ικανοτικό έλεγχο υποστυλωμάτων

7.2 Έλεγχος στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

Παρακάτω παρατίθενται η δυσμενέστερη κύρια δοκός, δευτερεύουσα δοκός και διαδοκίδα, αντίστοιχα, για τους συνδυασμούς της Ο.Κ.Λ. Προκύπτει ότι όλες επαρκούν με τις διατομές που είχαν προκύψει από την Ο.Κ.Α.

Frame ID: 429
Design Code: Eurocode 3-2005
Analysis Section: HE240B
Design Section: HE240B

COMBO ID	STATION LOC	DEFLECTION RATIO
OKL2	0,83	0,401
OKL2	1,25	0,567
OKL2	1,25	0,567
OKL2	1,67	0,692
OKL2	2,08	0,771
OKL2	2,50	0,798
OKL2	2,50	0,798

Buttons: Overwrites, Details, Envelope, Tabular Data, Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Σχήμα 7.5 Δυσμενέστερη κύρια δοκός σε Ο.Κ.Λ

Frame ID: 464
Design Code: Eurocode 3-2005
Analysis Section: HE180B
Design Section: HE180B

COMBO ID	STATION LOC	DEFLECTION RATIO
OKL2	0,00	0,000
OKL2	0,50	0,230
OKL2	1,00	0,443
OKL2	1,50	0,624
OKL2	2,00	0,762
OKL2	2,50	0,847
OKL2	3,00	0,876

Buttons: Overwrites, Details, Envelope, Tabular Data, Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Σχήμα 7.6 Δυσμενέστερη δευτερεύουσα δοκός σε Ο.Κ.Λ

Frame ID: 1040
Design Code: Eurocode 3-2005
Analysis Section: IPE300
Design Section: IPE300

COMBO ID	STATION LOC	DEFLECTION RATIO
OKL2	0,00	0,000
OKL2	0,50	0,105
OKL2	1,00	0,202
OKL2	1,50	0,284
OKL2	2,00	0,346
OKL2	2,50	0,385
OKL2	3,00	0,398

Buttons: Overwrites, Details, Envelope, Tabular Data, Strength, Deflection, OK, Cancel, Table Format File

Σχήμα 7.7 Δυσμενέστερη διαδοκίδα σε Ο.Κ.Λ

7.3 Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Όπως και στο 1^ο κτίριο, έτσι κι εδώ με τον ίδιο τρόπο πραγματοποιείται έλεγχος περιορισμού των βλαβών. Τα αποτελέσματα κατά x και κατά y φαίνονται παρακάτω.

Πίνακας 7.2 Αποτελέσματα ελέγχου περιορισμού βλαβών κατά x

Story	δx	$\delta\theta-\delta u$	h(m)	γ	όριο
0	0	0,0119	5	0,0048	0,0075
1	0,0119	0,0074	4	0,0037	0,0075
2	0,0193	0,0089	4	0,0045	0,0075
3	0,0282	0,0093	4	0,0047	0,0075
4	0,0375	0,0114	4	0,0057	0,0075
5	0,0489	0,0117	4	0,0059	0,0075
6	0,0606				

Πίνακας 7.3 Αποτελέσματα ελέγχου περιορισμού βλαβών κατά y

Story	δy	$\delta\theta-\delta u$	h(m)	γ	Limit
0	0	0,0126	5	0,0050	0,0075
1	0,0126	0,0081	4	0,0041	0,0075
2	0,0207	0,009	4	0,0045	0,0075
3	0,0297	0,0101	4	0,0051	0,0075
4	0,0398	0,0108	4	0,0054	0,0075
5	0,0506	0,0128	4	0,0064	0,0075
6	0,0634				

Παρατηρούμε ότι στον 4^ο και 5^ο όροφο αντιμετωπίζουμε κάποια προβλήματα όσον αφορά τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων τόσο κατά x όσο και κατά y με την έννοια ότι η γωνιακή μετατόπιση γ είναι πολύ κοντά στα όρια του Ευρωκώδικα(4.4.3.2.). Προκύπτει επομένως η ανάγκη προσεκτικής επιλογής των διαχωριστικών που θα τοποθετηθούν στους ορόφους αυτούς ώστε να μην έχουμε λειτουργικά και αισθητικά προβλήματα σε αυτά. Η μεγάλη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων είναι ένας παράγοντας που πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπ' όψιν κατά επιλογή της βέλτιστης λύσης για το φορέα μας. Ο ικανοτικός έλεγχος οδηγεί σε σχετική μείωση των παραπάνω μετακινήσεων ορόφων, οι οποίες όμως και πάλι είναι αρκετά μεγαλύτερες από αυτές που δίνουν οι δύο πρώτες παραλλαγές.

Κεφάλαιο 8 Συνδέσεις

8.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστεί ο σχεδιασμός κάποιων χαρακτηριστικών κόμβων του κτιρίου με το πρόγραμμα συνδέσεων PowerConnect, με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 και τη θεωρία που αναπτύσσεται στο κεφάλαιο 4.12.

Συγκεκριμένα θα μελετηθεί η σύνδεση κύριας δοκού σε υποστύλωμα (σύνδεση ροπής), διαδοκίδας σε κύρια δοκό (σύνδεση τέμνουσας) καθώς και η έδραση του υποστυλώματος στην κολώνα από σκυρόδεμα του υπογείου.

Οι δυνάμεις που εισήχθησαν στο πρόβλημα προήλθαν από τις δυσμενέστερες φορτίσεις του SAP, ενώ εισάγαμε και όλα τα χαρακτηριστικά των μελών που συμμετέχουν.

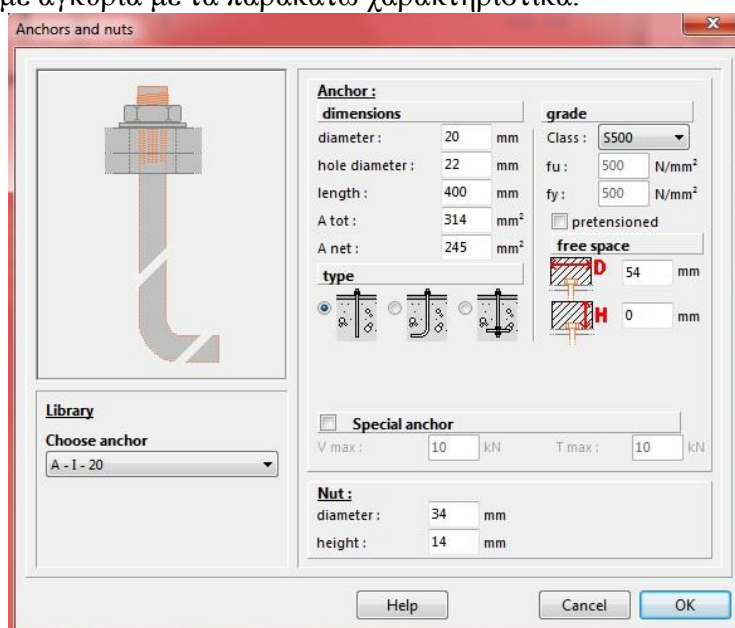
Οι κοχλίες που επιλέγονται είναι διατομής M20 και ποιότητας 8.8.

8.2 Έδραση υποστυλώματος

Οι δυνάμεις και οι ροπές με τις οποίες γίνεται ο έλεγχος και ο σχεδιασμός είναι οι μέγιστες τιμές που προκύπτουν από τους συνδυασμούς φορτίσεων. Εδώ είναι:

- $M_{Ed} = 20 \text{ kNm}$
- $N_{Ed} = 2105 \text{ kN}$
- $V_{Ed} = 7 \text{ kN}$ (Αμελητέα διάτμηση)

Οι δυνάμεις αυτές αφορούν εσωτερικό υποστύλωμα του 3^{ου} κτιρίου, διατομής HEB300. Χρησιμοποιήσαμε αγκυρία με τα παρακάτω χαρακτηριστικά.



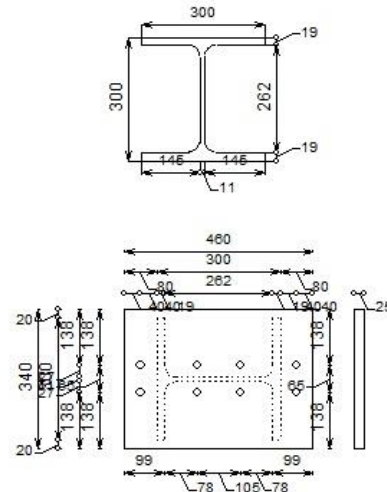
Σχήμα 8.1 Χαρακτηριστικά αγκυρίων

Η μεταλλική πλάκα που εδράζεται το υποστύλωμα και βοηθάει στην διατήρηση των αποστάσεων των αγκυρίων κατά τη φάση σκυροδέτησης, είναι διαστάσεων 620x380x20 mm και ποιότητας S235. Ως πλάκα έδρασης από σκυρόδεμα θεωρήσαμε το υποστύλωμα στη στάθμη του υπογείου με διαστάσεις 800x800x4000 mm και ποιότητα C25/30.

Μετά από επαναλήψεις, προσπαθώντας να βρούμε την βέλτιστη οικονομικά αλλά και από άποψη υλικών, λύση που να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα, καταλήξαμε στην εξής διάταξη:

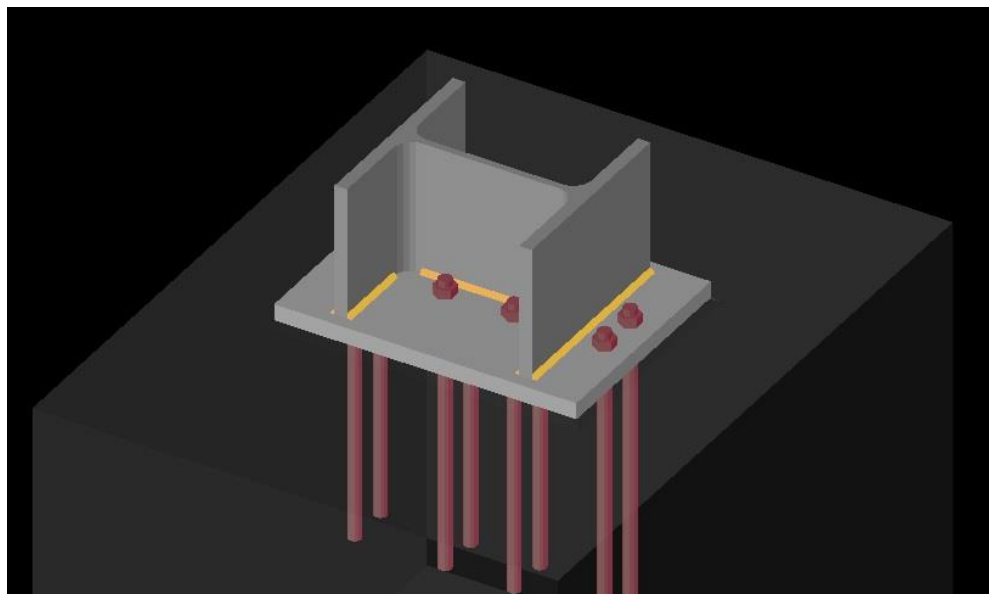
Column :HEB 300

Base plate



Σχήμα 8.2 Διαστάσεις πλάκας και αποστάσεις αγκυρίων σε κάτοψη

Ενώ το τρισδιάστατο μοντέλο είναι:



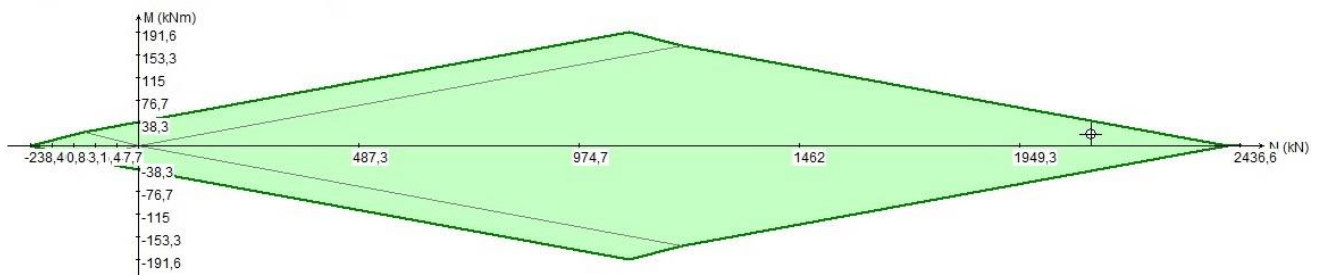
Σχήμα 8.3 Τρισδιάστατη μορφή έδρασης μεταλλικού υποστυλώματος

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τα παραπάνω δεδομένα με βάση το πρόγραμμα PowerConnect φαίνονται παρακάτω.

Graph of valid region

Applied moment (MEd) = 20 kNm

Applied normal force (NEd) (> 0 for compression) = 2105 kN



Moment and normal force inside valid region

Moment allowed by welds = 191,3 kNm >= Applied moment (MEd) = 20 kNm

Σχήμα 8.4 Αποτέλεσμα ανάλυσης για ροπή και αξονική

Moment and normal force

Compression resistance at left-hand side 1202,8kN

Restrictive component - compression at left-hand side: left-hand side of concrete block in compression

Compression resistance at right-hand side 1202,8kN

Restrictive component - compression at right-hand side: right-hand side of concrete block in compression

Compression resistance at center 31,1kN

Restrictive component - compression at center : concrete in compression under column web

Tension resistance at left-hand side 119,2kN

Restrictive component - tension at left-hand side: left-hand anchors in tension

Tension resistance at right-hand side 119,2kN

Restrictive component - tension at right-hand side: right-hand anchors in tension

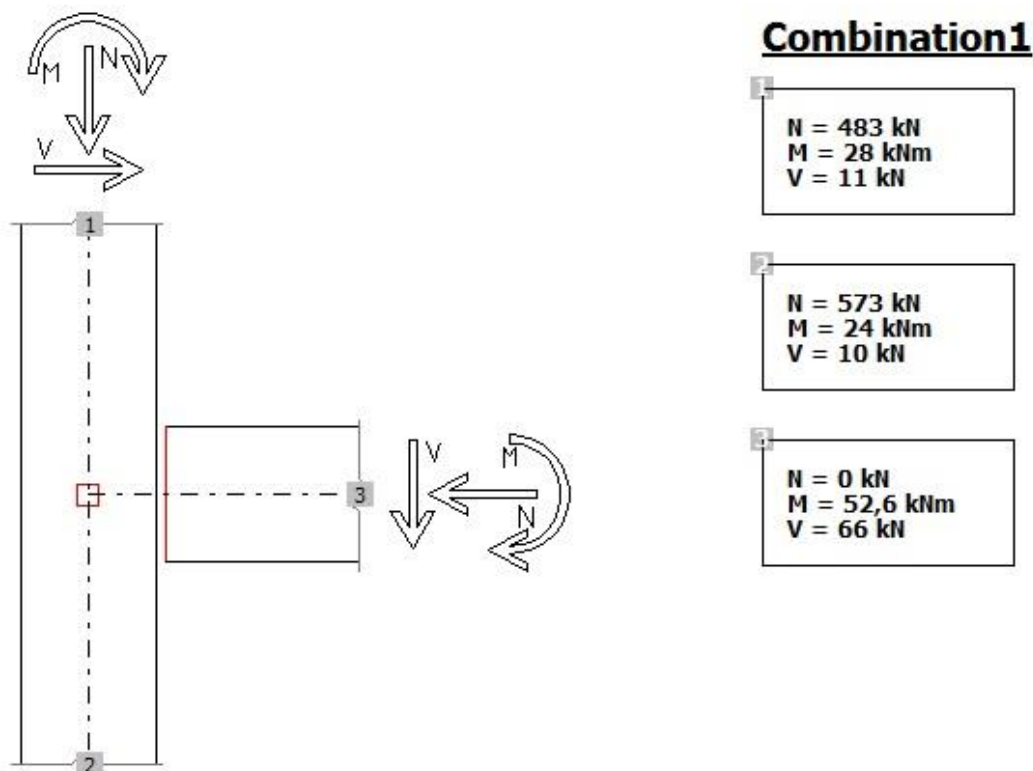
Σχήμα 8.5 Αξονική και ροπή αντοχής στην βάση από σκυρόδεμα

8.3 Σύνδεση δοκού υποστυλώματος

Θα μελετηθεί η σύνδεση κύριας δοκού-υποστυλώματος του 1^{ου} ορόφου για το 1^ο κτίριο όπου έχουμε θεωρήσει σύνδεση ροής. Το υποστύλωμα είναι διατομής HEB500 ενώ η κύρια δοκός είναι διατομής HEB160.

Η αρχική λύση με το υποστύλωμα, την δοκό, τη συγκόλληση, τους κοχλίες και τη μεταλλική πλάκα, δεν επαρκεί σε ροπή. Γι αυτό το λόγο προσθέτουμε μία κάτω δοκό ενίσχυσης IPE270 και 2 επιπλέον κοχλίες.

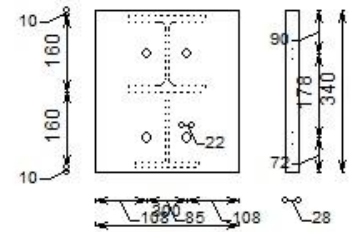
Τα φορτία που προκύπτουν είναι:



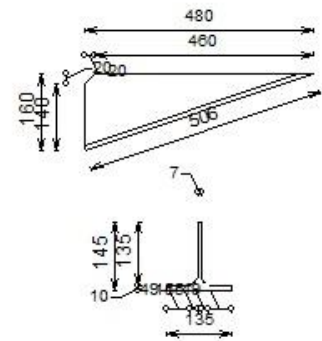
Σχήμα 8.6 Επιβαλλόμενα φορτία

Η διάταξη και οι διαστάσεις που υπολογίστηκαν είναι οι εξής:

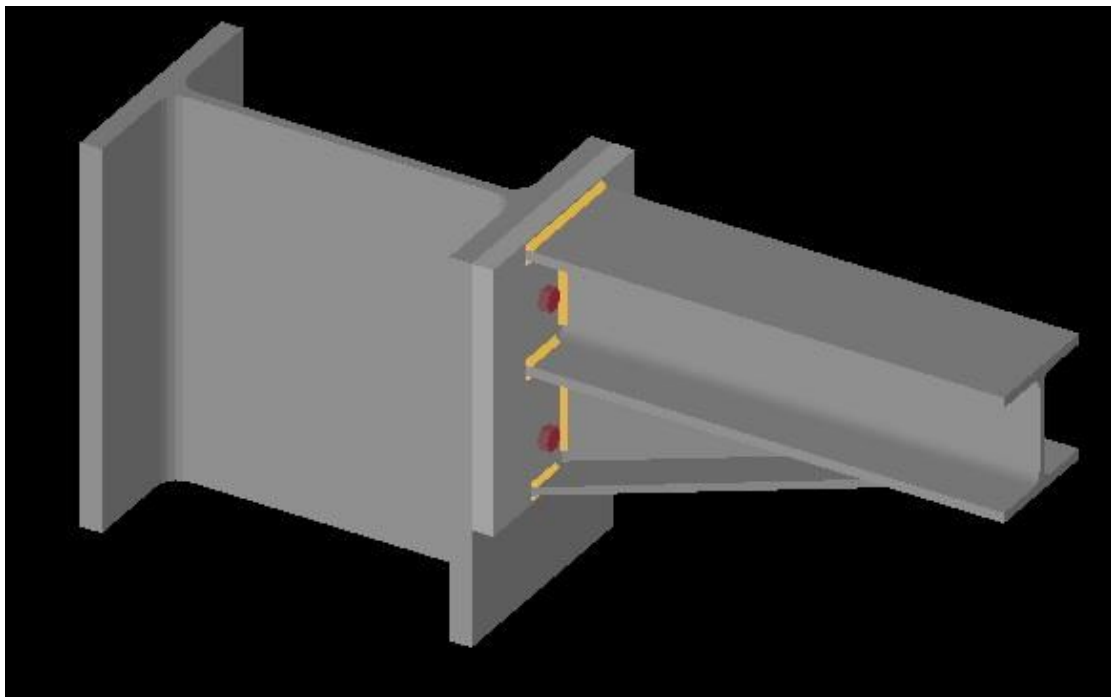
End plate



Lower haunch : IPE 270



Σχήμα 8.7 Διαστάσεις στοιχείων σύνδεσης



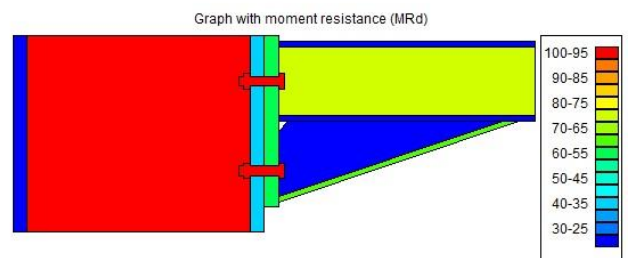
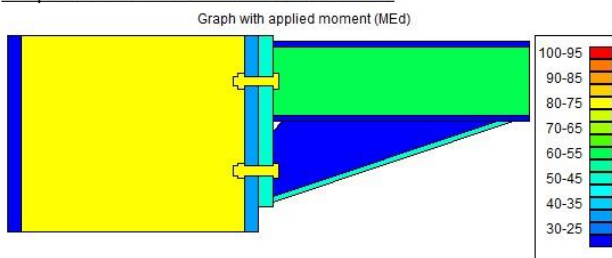
Σχήμα 8.8 Τρισδιάστατη μορφή σύνδεσης κύριας δοκού-υποστύλωματος

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται παρακάτω.

Moment

Maximum positive moment (MRd+) = 68 kNm >= Applied moment (MEd) = 52,6 kNm
 Most critical combination : - Combination1 -
 Max positive moment allowed by welds = 164,6 kNm >= Applied moment (MEd) = 52,6 kNm
 Most critical combination : - Combination1 -

Graph with work level for all combinations



Normal force

Maximum tension in the beam (TRd) = 564,5 kN >= Applied tensile force (TEd) = 0 kN
 Most critical combination : - Combination1 -
 Maximum compression in beam (CRd) = 1589,2 kN >= Applied compression force (CED) = 0 kN

Moment combined with normal force

Combination name	MEd	MRd	NEd	NRd	$\frac{MEd}{MRd} + \frac{NEd}{NRd}$	< 1
Combination1	52,6	68,0	0,0	564,5	0,77	V

Shear

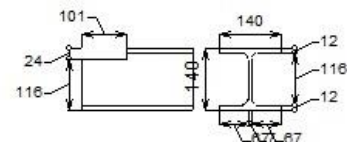
Maximum shear force (VRd) = 211,6 kN >= Applied shear force (VEd) = 66 kN
 Most critical combination : - Combination1 -
 Maximum shear allowed in the column web = 1096,9 kN >= Applied shear in the column web = 361,2 kN

Σχήμα 8.9 Αποτελέσματα ανάλυσης σύνδεσης δοκού υποστυλώματος

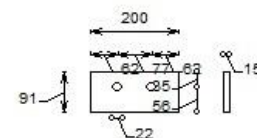
8.4 Σύνδεση κύριας - δευτερεύουσας δοκού

Θα μελετήσουμε τη σύνδεση τέμνουσας, της κύριας δοκού με την δευτερεύουσα δοκό του 1^{ου} ορόφου που συνδέεται στον κορμό της 1^{ης}. Οι διατομές που συμβάλλουν είναι HEB200 και HEB140 αντίστοιχα, και αφορούν το 3^ο κτίριο. Η μέγιστη τέμνουσα σχεδιασμού που θα εισάγουμε είναι $V=45,3\text{kN}$ ενώ δεν έχουμε αξονική δύναμη και ροπή. Η διάταξη και οι αποστάσεις που επιλέχθηκαν φαίνονται στην παρακάτω εικόνα.

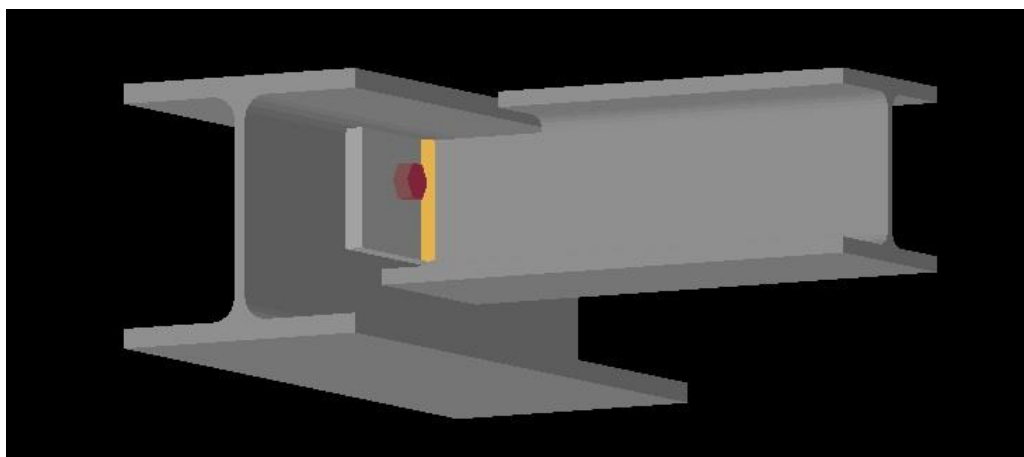
Beam :HEB 140



End plate



Σχήμα 8.10 Διαστάσεις μελών σύνδεσης



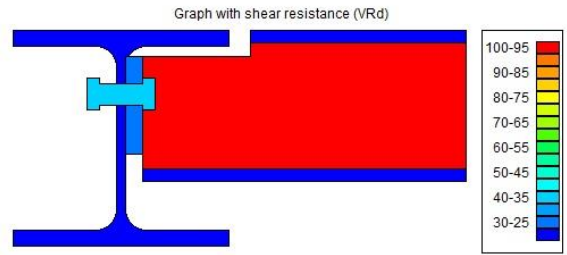
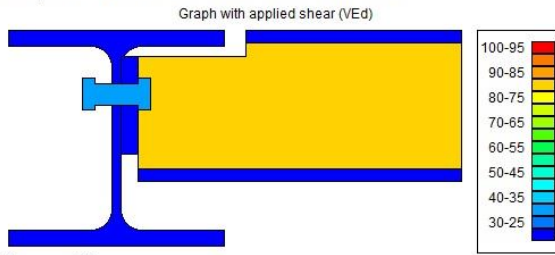
Σχήμα 8.11 Μορφή σύνδεσης κύριας-δευτερεύουσας δοκού

Shear

Maximum shear force (VRd) = 54,3 kN >= Applied shear force (VEd) = 45,3 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Graph with work level for all combinations



Normal force

Maximum tension (TRd) = 115,8 kN >= Applied tension (TEd) = 0 kN

Most critical combination : - Combination1 -

Maximum compression (CRd) = 149,7 kN >= Applied compression (CEd) = 0 kN

Most critical combination : - -

Shear force and normal force

Combination name	VEd	VRd	NEd	NRd	$\left[\frac{VEd}{VRd} \right]^2 + \left[\frac{NEd}{NRd} \right]^2$	< 1
Combination1	45,3	54,3	0,0	115,8	0,70	V

Σχήμα 8.12 Αποτελέσματα ανάλυσης σύνδεσης κύριας-δευτερεύουσας δοκού

Κεφάλαιο 9 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Αφού αναλύσαμε, διαστασιολογήσαμε και ελέγξαμε και τις τρεις παραλλαγές του κτιρίου που μελετάμε, σε αυτό το κεφάλαιο θα προβούμε σε σύγκριση των αποτελεσμάτων που μας έδωσε το πρόγραμμα SAP. Η σύγκριση αυτή θα αφορά το ίδιο βάρος της κατασκευής και το αντίστοιχο κόστος, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται σε διάφορα μέλη, τις ιδιομορφές και αντίστοιχες ιδιοπεριόδους και τις μετακινήσεις των ορόφων.

9.1 Σύγκριση ιδίου βάρους και κόστους κατασκευής

Στα ίδια βάρη των δύο πρώτων παραλλαγών του κτιρίου θα συνυπολογίσουμε όλα τα μεταλλικά στοιχεία της ανωδομής, καθώς και τον πυρήνα τοιχείων από σκυρόδεμα, ενώ στην τρίτη παραλλαγή χωρίς τον πυρήνα, μόνο το βάρος της μεταλλικής κατασκευής. Τα αποτελέσματα φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 9.1 Ίδιο βάρος μεταλλικής κατασκευής και πυρήνα

	Παραλλαγή 1(tn)	Παραλλαγή 2(tn)	Παραλλαγή 3(tn)
Μεταλλική κατασκευή	391,2	367,5	476,8
Πυρήνας τοιχείων	812,7	812,7	-

Συγκρίνοντας τα στοιχεία του παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι η δεύτερη παραλλαγή με το τοιχείο και τον πυρήνα από σκυρόδεμα, έχει μικρότερο βάρος μεταλλικών στοιχείων από την 1^η παραλλαγή παρόλο που έχουμε τοποθετήσει τους συνδέσμους δυσκαμψίας, Αυτό συμβαίνει επειδή οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ανακουφίζουν σε μεγάλο βαθμό τα υπόλοιπα μέλη του φορέα και ιδιαίτερα τα υποστυλώματα, κάτι που φαίνεται από το γεγονός ότι στην 1^η παραλλαγή οι διατομές των υποστυλωμάτων είναι κυρίως HEB500 και HEB900 ενώ στην 2^η παραλλαγή είναι HEB300 και HEB500.

Στην 3^η παραλλαγή έχουμε μεγαλύτερο βάρος μεταλλικών στοιχείων επειδή έχουμε αντικαταστήσει τον πυρήνα από σκυρόδεμα με μεταλλικούς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας. Βέβαια αυτή η παραλλαγή έχει το πλεονέκτημα του ότι λείπει το μεγάλο βάρος και κόστος του πυρήνα από σκυρόδεμα.

9.2 Σύγκριση εντατικών μεγεθών

Θα συγκριθούν χαρακτηριστικά εντατικά μεγέθη σε συγκεκριμένα μέλη, Συγκεκριμένα θα συγκρίνουμε την αξονική δύναμη ενός υποστυλώματος που συνδέεται με σύνδεσμο δυσκαμψίας, καθώς και τη ροπή κάμψης και την τέμνουσα των κυρίων δοκών.

9.2.1 Αξονική δύναμη υποστυλωμάτων

Θα συγκρίνουμε την αξονική δύναμη του υποστυλώματος του ισογείου με αριθμό μέλους 135. Αυτό στην 2^η και 3^η παραλλαγή συνδέεται με χιαστί σύνδεσμο δυσκαμψίας. Ο συνδυασμός με τον οποίον τα ελέγξαμε είναι ο Ο.Κ.Α.15 .

Πίνακας 9.2 Σύγκριση αξονικών δυνάμεων υποστυλώματος

	Παραλλαγή 1 (HEB500)	Παραλλαγή 2 (HEB220)	Παραλλαγή 3 (HEB280)
Αξονική Δύναμη (kN)	1097,4	940,25	964,02

Παρατηρούμε μια μικρή μείωση της αξονικής δύναμης που καταπονεί το υποστύλωμα στην 2^η και 3^η παραλλαγή κάτι που οφείλεται στο ότι οι χιαστοί σύνδεσμοι αναλαμβάνουν ένα μέρος των στατικών φορτίων από τα υποστυλώματα.

9.2.2 Τέμνουσα δύναμη και καμπτική ροπή κύριων δοκών

Εδώ θα συγκρίνουμε τη μέγιστη τέμνουσα δύναμη της κύριας δοκού του 1^{ου} ορόφου με αριθμό μέλους 192. Και πάλι ο δυσμενέστερος συνδυασμός είναι ο Ο.Κ.Α.16.

Πίνακας 9.3 Σύγκριση τεμνουσών και ροπών των κυρίων δοκών

	Παραλλαγή 1 (HEB220)	Παραλλαγή 2 (HEB200)	Παραλλαγή 3 (HEB400)
Τέμνουσα Δύναμη (kN)	71,180	69,51	69,51
Ροπή κάμψης (kNm)	-74,06	115,01	115,01

Όσον αφορά την τέμνουσα δύναμη των κύριων δοκών παρατηρούμε ότι δεν υπάρχει μεγάλη διαφορά στις 3 παραλλαγές μιας τόσο ο τρόπος σύνδεσης των δοκών με το υποστύλωμα όσο και η ύπαρξη ή όχι χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας δεν επηρεάζει την τέμνουσα δύναμη.

Αντίθετα παρατηρούμε μεγάλη αλλαγή τόσο ως προς τον τρόπο φόρτισης, όσο και στην ένταση της ροπής στην πρώτη παραλλαγή σε σχέση με τις άλλες δύο. Αυτή η διαφορά οφείλεται στο ότι οι κύριες δοκοί στην 1^η παραλλαγή είναι πακτωμένες στα υποστυλώματα με αποτέλεσμα να έχω μέγιστες αρνητικές ροπές στα άκρα της ράβδου, ενώ στις άλλες δύο παραλλαγές που είναι αρθρωμένες, οι μέγιστες ροπές εμφανίζονται στο άνοιγμα.

9.3 Σύγκριση ιδιομορφών

Θα γίνει σύγκριση των ιδιομορφών και ιδιοπεριοδών, όπως αυτές προέκυψαν από το SAP. Παρατίθενται παρακάτω οι πίνακες.

Πίνακας 9.4 Ιδιομορφές 1^{ης} παραλλαγής

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	0,348796	1,291E-17	7,378E-18	8,192E-16	1,291E-17	7,378E-18	8,192E-16	7,133E-17	1,643E-16	0,88847	7,133E-17	1,643E-16	0,88847
MODAL	Mode	2	0,32795	8,302E-18	0,77401	2,656E-17	2,121E-17	0,77401	8,458E-16	0,36673	4,878E-16	1,886E-20	0,36673	6,521E-16	0,88847
MODAL	Mode	3	0,313754	0,75719	1,121E-16	9,532E-16	0,75719	0,77401	1,799E-15	7,325E-16	0,29568	2,362E-16	0,36673	0,29568	0,88847
MODAL	Mode	4	0,122616	7,127E-16	3,431E-17	0,2489	0,75719	0,77401	0,2489	1,975E-17	2,945E-20	1,398E-17	0,36673	0,29568	0,88847
MODAL	Mode	5	0,122616	6,438E-06	6,797E-18	7,043E-17	0,7572	0,77401	0,2489	4,041E-17	0,20393	2,164E-16	0,36673	0,49961	0,88847
MODAL	Mode	6	0,118326	2,592E-15	1,234E-16	2,188E-15	0,7572	0,77401	0,2489	4,08E-16	1,286E-15	0,0002	0,36673	0,49961	0,88866
MODAL	Mode	7	0,118325	1,166E-15	1,364E-05	2,906E-16	0,7572	0,77403	0,2489	0,12639	5,077E-17	2,962E-16	0,49312	0,49961	0,88866
MODAL	Mode	8	0,117562	7,521E-18	1,674E-19	1,205E-17	0,7572	0,77403	0,2489	1,565E-18	1,059E-18	0,08089	0,49312	0,49961	0,96955
MODAL	Mode	9	0,11085	8,044E-15	1,833E-16	0,05388	0,7572	0,77403	0,30278	9,057E-16	2,574E-15	1,246E-16	0,49312	0,49961	0,96955
MODAL	Mode	10	0,110847	3,999E-05	7,938E-16	6,609E-16	0,75724	0,77403	0,30278	9,557E-16	0,0286	8,09E-16	0,49312	0,52821	0,96955
MODAL	Mode	11	0,109966	1,259E-14	0,00596	3,695E-17	0,75724	0,77998	0,30278	0,18299	1,539E-14	1,087E-16	0,67611	0,52821	0,96955
MODAL	Mode	12	0,109816	6,74E-16	2,944E-16	0,16361	0,75724	0,77998	0,46639	1,205E-19	2,2E-15	8,14E-17	0,67611	0,52821	0,96955
MODAL	Mode	13	0,108719	0,00231	1,444E-15	2,866E-15	0,75955	0,77998	0,46639	1,462E-14	0,02284	1,182E-16	0,67611	0,55105	0,96955
MODAL	Mode	14	0,108626	1,64E-16	2,757E-17	1,675E-15	0,75955	0,77998	0,46639	2,22E-17	4,491E-14	3,007E-05	0,67611	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	15	0,108547	5,866E-16	0,00186	2,592E-15	0,75955	0,78184	0,46639	0,03774	3,916E-14	1,839E-16	0,71386	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	16	0,108448	1,716E-14	6,453E-16	0,04235	0,75955	0,78184	0,50873	7,922E-15	1,537E-15	1,96E-16	0,71386	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	17	0,10043	9,22E-16	4,996E-07	1,002E-14	0,75955	0,78184	0,50873	0,02254	1,213E-13	3,637E-16	0,7364	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	18	0,100429	1,784E-16	4,792E-14	5,599E-14	0,75955	0,78184	0,50873	2,626E-14	7,464E-13	1,59E-06	0,7364	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	19	0,096242	8,295E-14	0,1655	1,866E-13	0,75955	0,94734	0,50873	0,05686	1,838E-14	1,196E-15	0,79326	0,55105	0,96958
MODAL	Mode	20	0,090059	0,00033	5,626E-16	2,146E-17	0,75988	0,94734	0,50873	3,33E-16	0,24123	5,077E-17	0,79326	0,79228	0,96958
MODAL	Mode	21	0,090055	2,685E-15	6,28E-16	0,12375	0,75988	0,94734	0,63248	2,93E-16	1,144E-15	2,603E-15	0,79326	0,79228	0,96958
MODAL	Mode	22	0,088618	0,00033	1,838E-15	1,337E-15	0,7602	0,94734	0,63248	2,596E-15	0,00386	3,264E-15	0,79326	0,79614	0,96958
MODAL	Mode	23	0,088616	1,68E-14	1,275E-15	0,00602	0,7602	0,94734	0,6385	3,841E-17	7,121E-15	2,343E-16	0,79326	0,79614	0,96958
MODAL	Mode	24	0,08773	0,17807	7,427E-17	1,031E-16	0,93827	0,94734	0,6385	1,126E-15	0,06101	5,055E-17	0,79326	0,85715	0,96958

9.4 Σύγκριση μεγίστων μετακινήσεων ορόφων

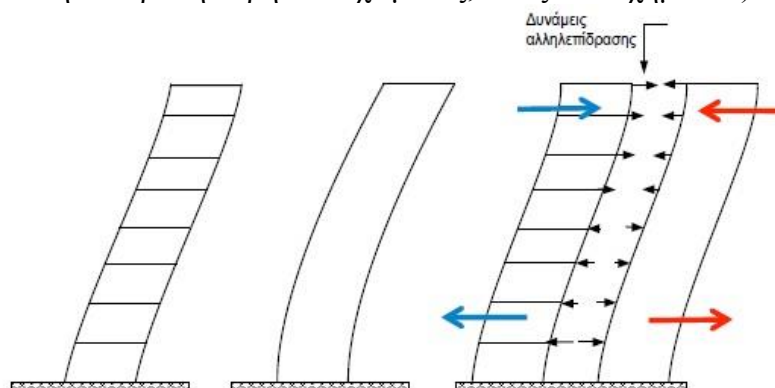
Πίνακας 9.7 Σεισμικές μετακινήσεις ορόφων κατά x

Όροφος	Παραλλαγή 1(m)	Παραλλαγή 2(m)	Παραλλαγή 3(m)
1ος	0,0019	0,0011	0,0119
2ος	0,0042	0,0024	0,0193
3ος	0,0067	0,0039	0,0282
4ος	0,0093	0,0056	0,0375
5ος	0,0118	0,0067	0,0489
οροφή	0,0141	0,0088	0,0606

Πίνακας 9.8 Σεισμικές μετακινήσεις ορόφων κατά y

Όροφος	Παραλλαγή 1(m)	Παραλλαγή 2(m)	Παραλλαγή 3(m)
1ος	0,0021	0,0015	0,0126
2ος	0,0047	0,0028	0,0207
3ος	0,0075	0,0044	0,0297
4ος	0,0104	0,0062	0,0398
5ος	0,0131	0,0074	0,0506
οροφή	0,0156	0,0093	0,0634

Παρατηρούμε ότι οι μετακινήσεις λόγω σεισμού κατά x και κατά y στις δύο πρώτες παραλλαγές είναι σχεδόν όμοιες. Αυτό οφείλεται στην πολύ μεγάλη δυσκαμψία που προσφέρει ο πυρήνας από σκυρόδεμα, κάτι που καθιστά τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ουσιαστικά περιττούς όσον αφορά την παραλλαγή των σεισμικών φορτίων και τον περιορισμό των οριζόντιων μετακινήσεων. Οι μετακινήσεις χαρακτηρίζονται ως αρκετά μικρές και σίγουρα ικανοποιητικές όσον αφορά τη λειτουργικότητα και τη αντοχή των 2 κτιρίων. (Αλληλεπίδραση πυρήνα τοιχώματος, όπως στο σχήμα 9.1)



Σχήμα 9.1 Τρόπος αλληλεπίδρασης τοιχώματος – πλαισίου

Αντίθετα παρατηρούμε πολύ μεγαλύτερες μετακινήσεις στο 3^ο κτίριο χωρίς πυρήνα από σκυρόδεμα και με επιπλέον συνδέσμους δυσκαμψίας. Οι μετακινήσεις αυτές είναι σχεδόν τετραπλάσιες σε σχέση με τις δύο άλλες παραλλαγές, και απ' ότι αποδείχθηκε παραπάνω είναι οριακά ανεκτές για τη λειτουργικότητα και την ασφάλεια του κτιρίου και των χρηστών.

Κεφάλαιο 10 Συμπεράσματα

Με βάση τη σύγκριση των αποτελεσμάτων των τριών παραλλαγών, που παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 9, και με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα, καταλήγουμε σε κάποια συμπεράσματα και μέσω αυτών σε μία βέλτιστη λύση που αφορά τόσο οικονομικά όσο και κατασκευαστικά κριτήρια καθώς και θέματα ασφάλειας και λειτουργικότητας.

Όσον αφορά την *πρώτη παραλλαγή* του κτιρίου μας, με τον πυρήνα από σκυρόδεμα χωρίς τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, παρατηρούμε μικρές μετατοπίσεις ορόφων και καλή συμπεριφορά του κτιρίου στο σεισμό, με τον πυρήνα να αναλαμβάνει εξ'ολοκλήρου τα φορτία του, ως τέμνουσες δυνάμεις και να βοηθά καθοριστικά στην αποφυγή δημιουργίας «μαλακού ορόφου» με την απαίτηση βέβαια ικανοτικού σχεδιασμού των τοιχείων. Η στρεπτική, ως κύρια ιδιομορφή του κτιρίου, αποτελεί ένα βασικό πρόβλημα της συγκεκριμένης παραλλαγής που απαιτεί λύση προκειμένου να αποτελέσει η συγκεκριμένη παραλλαγή την βέλτιστη επιλογή. Αυτό ξεπερνάται όπως τονίστηκε είτε με αλλαγή προσανατολισμού κάποιων περιμετρικών υποστυλωμάτων κατά 90° και αύξηση της δυσκαμψίας του κτιρίου, είτε με την τοποθέτηση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας, όπως γίνεται στην δεύτερη παραλλαγή που μελετάμε.

Η μείωση των διατομών των υποστυλωμάτων (λόγω ανάληψης μέρους του φορτίου από τα χιαστί αλλά και λόγω μείωσης του μήκους λυγισμού εξαιτίας των αμετάθετων πλαισίων που δημιουργούνται) στην *δεύτερη παραλλαγή*, με τον πυρήνα και τους χιαστί συνδέσμους δυσκαμψίας, και η ταυτόχρονη διατήρηση των μικρών μετακινήσεων ορόφων, δείχνει ότι η λύση αυτή θα μπορούσε να αποτελέσει την βέλτιστη επιλογή για το συγκεκριμένο κτίριο. Επίσης κύριες ιδιομορφές αυτής της παραλλαγής είναι πλέον οι δύο μεταμορφικές ενώ η στρεπτική είναι τρίτη κατά σειρά, κάτι που συμβάλει ακόμα περισσότερο στην προτίμηση αυτής της λύσης έναντι της πρώτης, μιας και μας δίνει μεγαλύτερη στρεπτική δυσκαμψία στο κτίριο. Δύο από τα αρνητικά αυτής της παραλλαγής είναι η όχι και τόσο μεγάλη μείωση του βάρους του μεταλλικού σκελετού όσο αναμενόταν (367,5 τόνοι έναντι 391,2 τόνων) και η σχετική αύξηση του κόστους (χρονικού και οικονομικού) λόγω δημιουργίας συνδέσεων των χιαστί συνδέσμων. Αυτό βέβαια το αρνητικό αντισταθμίζεται από το ήδη μεγάλο κόστος συνδέσεων δοκών και υποστυλωμάτων (ως συνδέσεις ροπής) του πρώτου κτιρίου.

Στην *τρίτη και τελευταία παραλλαγή*, με το κτίριο χωρίς τον πυρήνα από σκυρόδεμα αλλά με επιπλέον κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, έχουμε το μεγάλο πλεονέκτημα, όσον αφορά οικονομικούς λόγους, της έλλειψης του πυρήνα μάζας 812,7 τόνων. Από την άλλη δεν πρέπει να αμελήσουμε τον μεγάλο αριθμό συνδέσεων και τον αυξημένο αριθμό κοχλιών και ελασμάτων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν, που αυξάνουν σημαντικά το κόστος και το χρόνο κατασκευής. Το μεγαλύτερο βάρος του (ακριβότερου από το σκυρόδεμα ανά τόνο) χαλύβδινου σκελετού (κατά 60 και 80 τόνους αντίστοιχα από τις δύο άλλες παραλλαγές) συμβάλλει κι αυτό με τη σειρά του στην σχετική αύξηση του κόστους της τρίτης παραλλαγής. Συνολικά το κόστος αλλά και ο χρόνος (λόγω έλλειψης πυρήνα που θα χρειαζόταν μεγάλο χρονικό διάστημα να κατασκευαστεί) αυτής είναι πιθανόν να είναι αρκετά μικρότερο από τις δύο προηγούμενες παραλλαγές, αλλά οι μεγάλες γωνιακές παραμορφώσεις των ορόφων, όσον αφορά τη συγκεκριμένη διάταξη και αριθμό συνδέσμων δυσκαμψίας, έχει ως αποτέλεσμα η συγκεκριμένη λύση να μην είναι η προτιμότερη από τις τρεις.

Τελικώς καταλήγουμε ότι η βέλτιστη λύση από τις τρεις παραλλαγές, για την κατασκευή ενός πολυόροφου μεταλλικού κτιρίου γραφείων, είναι η λύση με το συνδυασμό των κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων και του πυρήνα από σκυρόδεμα όπως παρουσιάζεται στην δεύτερη παραλλαγή. Εξίσου ικανοποιητική λύση είναι η απλή χρήση πυρήνα τοιχείων όπως της πρώτης παραλλαγής, αφού όμως έχουμε εξασφαλίσει ότι το κτίριο δεν είναι στρεπτικά εύκαμπτο, με την αλλαγή προσανατολισμού των περιμετρικών υποστυλωμάτων και την δημιουργία πλαισίων ροπής κατά x και κατά y .

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). 'Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων', Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2005). 'Σιδηρές κατασκευές –Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2004). 'Σιδηρές κατασκευές –Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3', Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Chopra A. (2007) 'Δυναμική των κατασκευών : Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική' Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
5. CSI, Manuals for SAP2000
6. Eurocode 0 'Eurocode - Basis of Structural Design', European Standard EN1990
7. Eurocode 1 'Basis of Design and Actions on Structures', European Standard EN 1991
8. Eurocode 3 'Design of Steel Structures', European Standard EN 1993
9. Eurocode 8 'Design provisions for earthquake resistance of structures', European Standard EN 1990
10. Γιάννης Ψυχάρης, Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας, Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2016
11. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε, Εγχειρίδιο σχεδιασμού σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 και Ευρωκώδικα 4 'ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΟ SYMDECK 73'.
12. Έλαστρον Α.Ε.Β.Ε. - 'Εγχειρίδιο χρήσης SymDeck Designer'.
13. Builtsoft, 'PowerConnect reference manual'
14. Ν. Μαλακάτας, Κ. Τρέζος «Σημειώσεις για τη χρήση Ευρωκωδίκων», Εκπαιδευτικές σημειώσεις του ΤΕΕ
15. Ι. Βάγιας - Χ. Γαντές – Γ. Ιωαννίδης (Ιούνιος 2009) «Ευρωκώδικας EN 1993 Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών Δομή - Βασικές Αρχές» Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο,
16. Ε.Μπούσιας, "Τοιχώματα – Σχεδιασμός Επίπεδων Στοιχείων Οπλισμένου Σκυροδέματος", Πανεπιστήμιο Πατρών, Ιούλιος 2015