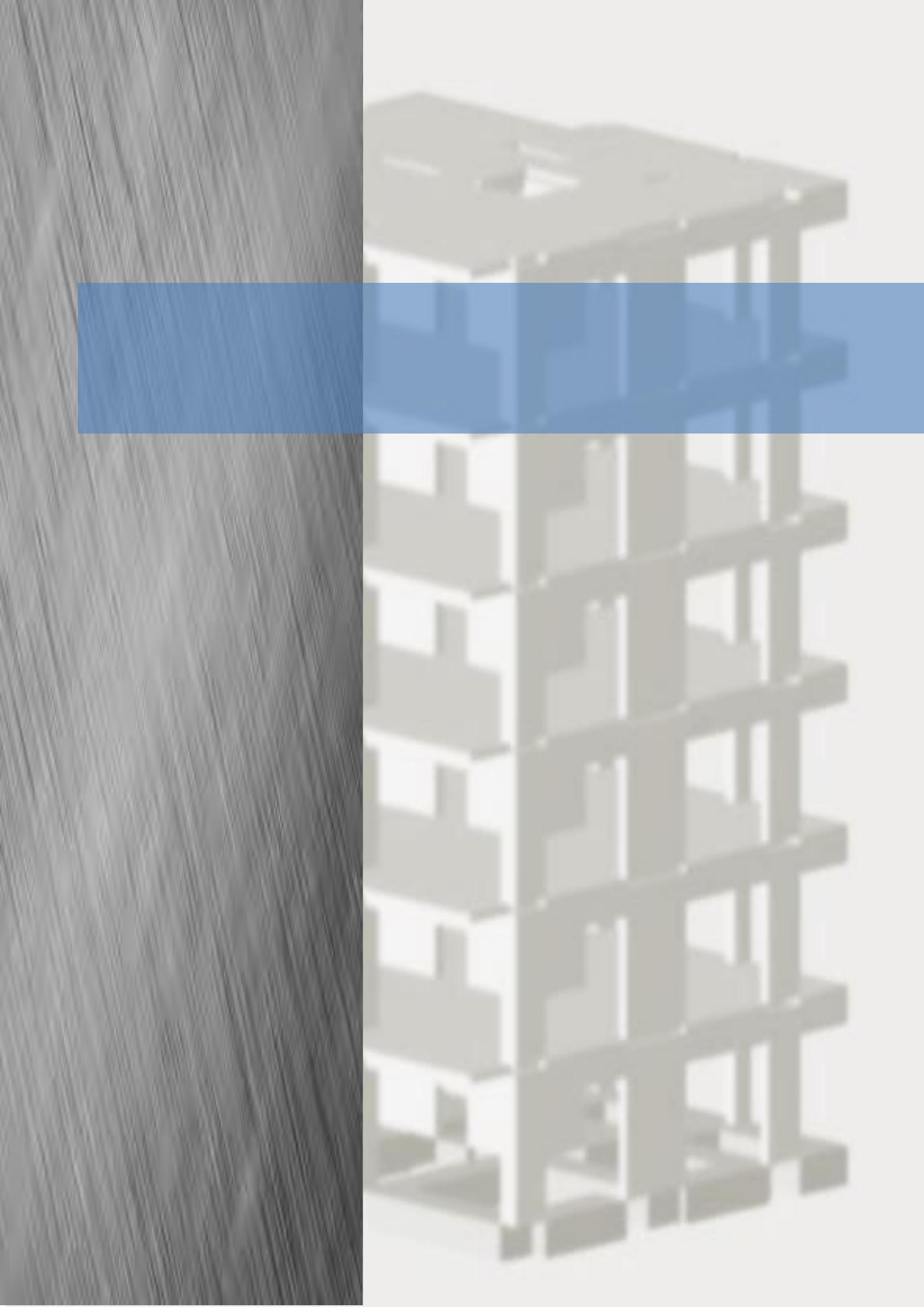


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΠΡΟΣΘΗΚΗΣ ΟΡΟΦΩΝ ΣΕ ΥΠΑΡΧΟΝ ΚΤΙΡΙΟ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΚΑΙ ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΥΤΩΝ

Θωμάς Παρασκευάς

Ευάγγελος Κούκουρας

Επιβλέπων καθηγητής : Ι. Ραυτογιάννης Επ. Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Αθήνα,Μάιος 2014

ΕΜΚ ΔΕ 2014/04

Περιεχόμενα

Περίληψη 5
Κεφαλαιο 1: Παρουσίαση του Έργου 6
1.1 Αντικείμενο της Διπλωματικής 6
1.2 Χαρακτηριστικά προγράμματος Fespa 6
1.2.1 Ελευθερίες κίνησης 7
1.2.2 Προσομοίωση μαζών 7
1.2.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων 7
1.2.4 Φορτίσεις 8
1.2.5 Συμβάσεις των αξόνων 8
1.2.6 Δυνατότητες ανάλυσης 8
1.2.7 Στατική ανάλυση 8
1.2.8 Δυναμική φασματική ανάλυση σεισμικής απόκρισης 9
1.2.9 Λογική σχεδίασης μοντέλου στον Η/Υ 11
1.3 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής 12
1.4 Φορτία 12
1.4.1 Κατηγορίες των Φορτίων 12
1.4.2 Μόνιμα Φορτία 13
1.4.3 Κινητά Φορτία 13
1.4.4 Φορτίο Χιονιού 14
1.4.5 Ανεμοπίεση 14
1.4.6 Σεισμικές δράσεις 14
1.5 Συνδυασμοί Φορτίσεων 20
1.5.1 Οριακές Καταστάσεις 20
1.5.2 Συνδυασμοί Δράσεων 22
Κεφαλαιο 2: Προσθήκη 2 Ορόφων με Οπλισμένο Σκυρόδεμα 32
Κεφαλαιο 3: Προσθήκη 2 Ορόφων με Μεταλλική Κατασκευή 42
Σύμμικτη πλάκα 51
Έλεγχος διαδοκίδων 53
Διαδοκίδα IPE120 για προβόλους 53
Διαδοκίδα IPE160 για πλάκες 54
Διατμητικοί Σύνδεσμοι 55
Συνδέσεις 59

Σύνδεση Δοκού σε Υποστύλωμα 60
Έδραση Υποστυλώματος 66
Σύνδεση Δοκος επί Δοκού 72
Κεφάλαιο 4: Συμπεράσματα 81
Εισαγωγή 85
Σύγκριση Προτάσεων 85
Βάρος κατασκευών 85
Μετακινήσεις οροφής 87
Ιδιομορφές 88
Ταχύτητα κατασκευής 88
Οικονομικοτεχνική μελέτη 89
Συμπεράσματα 89
Βιβλιογραφία 91

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μας εργασίας , θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη , ο οποίος με την ιδιότητα του επιβλέποντα καθηγητή , μας προσέφερε με προθυμία και υπομονή όλες τις απαραίτητες επιστημονικές γνώσεις για την περάτωση αυτής.

Επίσης θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τις οικογένειες μας για την αμέριστη συμπαράσταση και βοήθεια που μας προσφέρανε, ώστε να ολοκληρωθεί η παρούσα εργασία.

Αθήνα Μάιος 2014

Ευάγγελος Κούκουρας

Θωμάς Παρασκευάς

Περίληψη

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η στατική και δυναμική ανάλυση μιας προσθήκης δύο ορόφων σε υπάρχον τριώροφο κτίριο απο σκυρόδεμα, με δύο διαφορετικές προτάσεις κατασκευής. Η πρώτη λύση , εξετάζει την προσθήκη των δύο ορόφων από ωπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ η δεύτερη την προσθήκη των δύο ορόφων με μεταλλική κατασκευή. Η εργασία αποτελείται απο 4 κεφάλαια , η περιγραφή των οποίων δίνεται στη συνέχεια.

Στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 παρουσιάζεται το πρόγραμμα το οποίο χρησιμοποιήθηκε στην ανάλυση , η γεωμετρία του φορέα και οι ιδιότητες των χρησιμοποιούμενων υλικών. Τέλος, γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των δράσεων που επενεργούν στην κατασκευή καθώς και ο τρόπος με τον οποίο συνδυάζονται για να εισαχθούν στην ανάλυση.

Στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 και 3 παρουσιάζοναι τα αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης του φορέα για κατασκευή από σκυρόδεμα και του φορέα από χάλυβα αντίστοιχα και η διαστασιολόγηση τους, μαζί με τις απαραίτητες ενισχύσεις για το υπάρχον κτίριο.

Στο ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 γίνεται η σύγκριση των δύο προτεινόμενων λύσεων που μελετήθηκαν , τόσο ως προς τη δυναμική συμπεριφορά όσο και ως προς το κόστος, και εξάγονται κάποια συμπεράσματα για αυτές.

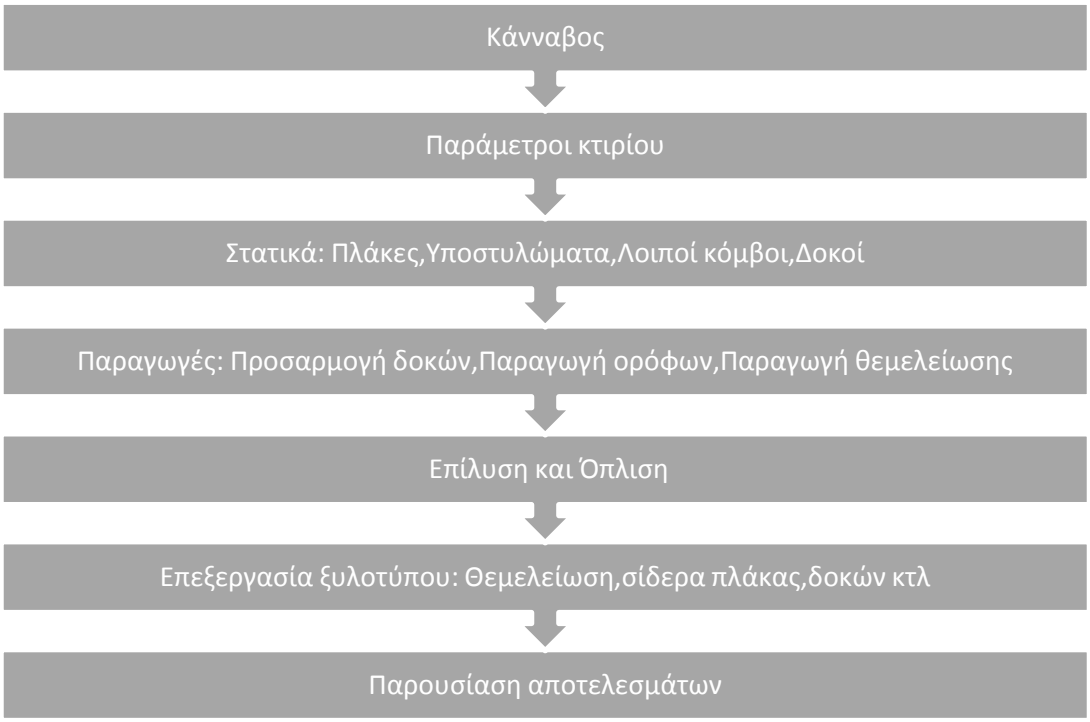
Κεφαλαιο 1: Παρουσίαση του Έργου

1.1 Αντικείμενο της Διπλωματικής

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η μελέτη μιας προσθήκης δύο ορόφων σε υπάρχουσα τριώροφη οικοδομή , καθώς και η σύγκριση δύο εναλλακτικών τρόπων σχεδιασμού και κατασκευής , μια με σκυρόδεμα και μια με μεταλλική κατασκευή. Θα προσδιοριστούν οι δράσεις που επενεργούν στον φορέα και θα γίνει όπλιση ή επιλογή των επιμέρους στοιχείων της κατασκευής , ανάλογα με την περίπτωση . Τέλος θα πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι συνδέσεων σε χαρακτηριστικές θέσεις για την μεταλλική κατασκευή , αλλά και μια σύγκριση των ευρημάτων μας , των πλεονεκτημάτων και μειονεκτημάτων του κάθε σεναρίου προσθήκης.

1.2 Χαρακτηριστικά προγράμματος Fespa

Οι αναλύσεις και οι διαστασιολογήσεις των δομικών στοιχείων έγιναν στο πρόγραμμα Fespa ώστε να είναι δυνατός ο έλεγχος των αποτελεσμάτων.ο έγκαιρος εντοπισμός τυχόν λαθών και η άμεση και εύκολη διόρθωσή τους. Στο πρόγραμμα Fespa η διαδικασία εισαγωγής και επεξεργασίας των δεδομένων, επίλυσης ,όπλισης, αλλαγών και σχεδίασης γίνεται μέσα σε ένα ενοποιημένο περιβάλλον εργασίας, η πορεία της οποίας είναι η εξής:



Το Fespa είναι ένα πρόγραμμα που βασίζεται στη λογική των «οντοτήτων» .Αυτό σημαίνει ότι το μοντέλο του φορέα αποτελείται από οντότητες όπως πλάκες, δοκοί, σίδερα πλακών κ.λ.π. Κάθε μια από τις οντότητες αυτές έχει το δικό της σύνολο από Παραμέτρους από τις οποίες ο μελετητής έχει τη δυνατότητα να ορίσει για παράδειγμα το πάχος της πλάκας, το ύψος της δοκού, την ποιότητα του σκυροδέματος, τα επιμέρους φορτία κ.α. Διαθέτει επίσης ένα σύνολο εντολών βάση των οποίων γίνεται η περιγραφή της υπό μελέτη κατασκευής, δηλαδή εντολές είναι οι λειτουργίες που δύναται να εκτελέσει το πρόγραμμα για τη συγκεκριμένη οντότητα και παράμετροι, είναι οι ιδιότητες που χαρακτηρίζουν κάθε οντότητα ή καθορίζουν την εμφάνισή της.

Από τις παραδοχές που χρησιμοποιεί το Fespa είναι εκείνη της γραμμικής σχέσης μεταξύ τάσεων παραμορφώσεων και αντιλαμβάνεται σα πεπερασμένα στοιχεία-μέλη το στοιχείο δοκού στύλου και αυτό της δοκού επί ελαστικού εδάφους. Η τελική σύνθεση των πεπερασμένων στοιχείων σε ένα σύνολο αναπαριστά το προσομοίωμα της κατασκευής. Στο στάδιο αυτό καθορίζονται επίσης οι δεσμεύσεις που προκύπτουν από τις στηρίξεις καθώς και το μέγεθος και η φύση των φορτίσεων.

1.2.1 Ελευθερίες κίνησης

Σε κάθε κόμβο αντιστοιχούν έξι βαθμοί ελευθερίας κίνησης (τρείς μεταφορικοί και τρείς στροφικοί σύμφωνα με τους καθολικούς άξονες X,Y,Z), ενώ οι κόμβοι που αντιστοιχούν στη θεμελίωση θεωρούνται οριζόντια παγιωμένοι και έχουν τέσσερεις βαθμούς ελευθερίας.

1.2.2 Προσομοίωση μαζών

Σημεία συγκέντρωσης μάζας ορίζονται γενικά οι κόμβοι του προσομοιώματος. Παραλείπονται οι μάζες που αντιστοιχούν στη θεμελίωση και απαλείφονται οι αντίστοιχοι βαθμοί ελευθερίας του συστήματος μιας και οι κόμβοι αυτοί είναι παγιωμένοι.

1.2.3 Προσομοίωση δυσκαμψίας φερόντων στοιχείων

Το προσομοίωμα του δομήματος είναι πλαίσιο τριών διαστάσεων, εδραζόμενο επί ελαστικού εδάφους. Κατά συνέπεια η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής εισέρχεται εξ’αρχής στους υπολογισμούς και δεν απαιτείται εκ νέου διανομή των δράσεων λόγω εκκεντρωτήτων των στοιχείων θεμελίωσης. Λαμβάνονται έργα από αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης και ροπές στρέψης. Η δυσκαμψία της γεωμετρικής διατομής για τα υποστυλώματα είναι ίση με τα 2/3 της αντίστοιχης

τιμής για τα τοιχώματα, για τα οριζόντια στοιχεία (δοκούς) ίση με το ½ της αντίστοιχης τιμής ενώ η στρεπτική δυσκαμψία των δοκώ λαμβάνεται ίση με το 1/10 αυτής.

1.2.4 Φορτίσεις

Τα είδη των φορτίσεων που μπορούν να μελετηθούν από το Fespa είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα, συγκεντρωμένα ή επικόμβια φορτία, διαφορά θερμοκρασίας, μετακινήσεις ή στροφές στηρίξεων, συνδυασμοί των πιο πάνω φορτίσεων καθώς και σεισμικά φορτία. Επίσης το πρόγραμμα μπορεί να υπολογίσει αυτόματα το ίδιο βάρος της κατασκευής βάσει των διατομών των μελών, και να το λάβει υπόψη του κατά την ανάλυση της κατασκευής ως ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο σε κάθε μέλος. Η γεννήτρια σεισμικών φορτίσεων που είναι ενσωματωμένη στο πρόγραμμα, είναι ικανή να υπολογίσει τα στατικά σεισμικά φορτία σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική ανάλυση. Θεωρείται ότι τα φορτία ενεργούν στο επίπεδο X,Z του καθολικού συστήματος συντεταγμένων της κάτοψης της κατασκευής, ενώ τα φορτία βαρύτητας δρουν αντίθετα προς τον άξονα Y.

1.2.5 Συμβάσεις των αξόνων

Το τοπικό σύστημα των μελών είναι (σε μεταλλική κατασκευή για καλύτερη κατανόηση)

- X-X άξονας κατά μήκος του μέλους
- Y-Y άξονας διατομής παράλληλος στον κορμό

Z-Z άξονας διατομής παράλληλος στο πέλμα

1.2.6 Δυνατότητες ανάλυσης

- Ανάλυση με τη μέθοδο της ακαμψίας, η οποία βασίζεται στη μητρωική μέθοδο των παραμορφώσεων.

Ανάλυση με τη δυναμική μέθοδο, η οποία περιλαμβάνει ανάλυση ιδιοτιμών και φασματική ανάλυση αποκρίσεων.

1.2.7 Στατική ανάλυση

Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή η κατασκευή νοείται ως σύνθεση από διακριτά στοιχεία καθένα από τα οποία εξαναγκάζεται σε συγκεκριμένη μορφή παραμόρφωσης, που πρέπει να ικανοποιεί την ισορροπία των δυνάμεων και τη

συμβατότητα των παραμορφώσεων στους κόμβους. Για την πλήρη ανάλυση του δομήματος είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός του καθολικού μητρώου ακαμψίας K της κατασκευής, όσο και των μητρώων των φορτίων R και των μαζών M. Εδώ σημειώνεται ότι οι εξωτερικές φορτίσεις εξομοιώνονται με συγκεντρωμένα φορτία που δρουν στους κόμβους της κατασκευής.

Το μητρώο ακαμψίας συσχετίζει τα φορτία αυτά με τις παραμορφώσεις μέσω της εξίσωσης:

K•U=R ,

Όπου το U είναι το διάνυσμα των παραμορφώσεων.

Το μητρώο ακαμψίας ή δυσκαμψίας K είναι συμμετρικό, ορισμένο θετικά και προκύπτει από συστηματική άθροιση των στοιχείων ακαμψίας των μελών της κατασκευής. Η μέθοδος επίλυσης για την ανάλυση φορέων με τέτοιο καθολικό μητρώο που χρησιμοποιεί το Fespa είναι η LDU που έχει σαν βάση της την αναγωγή του Gauss. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης προκύπτουν τα εντατικά μεγέθη (M.Q,N) στα άκρα κάθε μέλους σύμφωνα με το τοπικό σύστημα συντεταγμένων τους.

1.2.8 Δυναμική φασματική ανάλυση σεισμικής απόκρισης

Γίνεται η θεώρηση δυναμικών βαθμών ελευθερίας σε κάθε κόμβο ενώ η συγκέντρωση της μάζας κάθε ορόφου και η ροπή αδράνειας της γύρω από τον κατακόρυφο άξονα γίνεται στο κέντρο του ορόφου. Εν συντομία, η μεθοδολογία που ακολουθείται είναι, να υπολογίζονται οι ανεξάρτητες ιδιομορφές μιας σειράς ανεξάρτητων μονοβάθμιων συστημάτων και η τελική απόκριση του συστήματος να προκύπτει από επαλληλία των μέγιστων τιμών των αποκρίσεων για κάθε μια από τις ιδιομορφές που υπολογίστηκαν. Επειδή οι μέγιστες αυτές αποκρίσεις δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα, για την επαλληλία τους χρησιμοποιείται η πλέον διαδεδομένη μέθοδος της πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας CQC για ιδιοπεριόδους που απέχουν λίγο μεταξύ τους. Η μαθηματική έκφραση αυτής της μεθόδου έχει ως εξής:

$R2 = \Sigma Ri2 + \Sigma \Sigma \varepsilon ij Rj RI$

Όπου Ri η τιμή της απόκρισης της i ιδιομορφής και εij ο συντελεστής συσχέτισης.

Πιο συγκεκριμένα, το Fespa κατά την εφαρμογή της δυναμικής φασματικής ανάλυσης ακολουθεί τα εξής βήματα:

1. Καθορισμός-επιλογή φάσματος σχεδιασμού που εξαρτάται από την τοποθεσία, την σπουδαιότητα του κτιρίου κ.λ.π.

2. Εκτίμηση ποσοστού ιδιομορφικών αποσβέσεων.

3. Εξιδανίκευση του κτιρίου και καθορισμός προσομοιώματος.

4. Προκύπτουν τέσσερεις φορείς από την μετάθεση του κέντρου μάζας κατά την τυχηματική εκκεντρώτητα (+x, -x, +z, -z) για καθέναν από τους οποίους γίνεται:

5. Υπολογισμός μητρώων μάζας [M] και δυσκαμψίας [K].

6. Λύση του προβλήματος των ιδιομορφών για τον προσδιορισμό των υψηλότερων ιδιοπεριόδων Ti και των αντίστοιχων ιδιομορφών.

7. Υπολογισμός μέγιστης ιδιομορφικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ως εξής :

- Για κάθε ιδιοπερίοδο Ti και ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ζ ,ανάγνωση από το φάσμα σχεδιασμού των τεταγμένων επιτάχυνσης Sai
- Με βάση τα Sai υπολογίζονται οι ιδιομορφικές αποκρίσεις
- Υπολογισμός των ιδιομορφικών εντατικών μεγεθών

8. Υπολογισμός των μεγίστων εντατικών μεγεθών από τις ιδιομορφικές τους συνιστώσες (μέθοδος CQC).

9. Χωρική επαλληλία. Υπολογισμός των μεγίστων μετατοπίσεων για τις τρεις συνιστώσες του σεισμικού κραδασμού (κανόνας του 30% ή απλή τετραγωνική επαλληλία ή SRSS).

10. Υπολογισμός των ταυτόχρονων με τις μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών (έλλειψη Gupta)

11. Ανακατανομή των ροπών, ώστε να προκύπτουν ελάχιστοι οπλισμοί με την προϋπόθεση διατήρησης της ισορροπίας δυνάμεων κόμβων και πλαισίων.

12. Υπολογισμός των αναγκαίων οπλισμών, ώστε να προκύψει ανθεκτική και πλάστιμη κατασκευή σε δύο φάσεις:

Φάση α. Ανθεκτική κατασκευή. Υπολογισμός οπλισμών που να καλύπτουν τις εφελκυστικές τάσεις του φορέα.

Φάση β. Ικανοτικός σχεδιασμός (πλάστιμη κατασκευή) . Σχεδιασμός πλαστικών αρθρώσεων. Υπολογισμός και διάταξη οπλισμών σε κάθε θέση όπου μπορεί να προκύψει ψαθυρή θραύση ή αστοχία σε δομικό υλικό.

13. Έλεγχος αποτελεσμάτων.

1.2.9 Λογική σχεδίασης μοντέλου στον Η/Υ

Για την περαίωση της συγκεκριμένης διπλωματικής κρίθηκε απαραίτητη η δημιουργία προσομοιωμάτων του κτιρίου στο λογισμικό του Fespa. Έγιναν τρεις επιλύσεις:

- Μία επίλυση έγινε με το υπάρχον κτίριο έχοντας προσθέσει τους δύο επιπλέον ορόφους. Η επίλυση αυτή έγινε σύμφωνα με τον Παλαιό Κανονισμό Σκυροδέματος του ’54 και ο αντισεισμικός έλεγχος έγινε σύμφωνα με τον κανονισμό του ’85. Σκοπός της επίλυσης αυτής ήταν να διαπιστώσουμε εάν έχει γίνει πρόβλεψη της προσθήκης.

- Μία άλλη επίλυση έγινε στην κατασκευή σύμφωνα με τους EC2 και ΕΚΩΣ και η οποία στόχευε στην υπολογισμό των διατομών και του οπλισμού των πρόσθετων δύο ορόφων. Ακόμα, σε περίπτωση που δεν έχει γίνει πρόβλεψη της προσθήκης, η επίλυση αυτή μας δίνει την δυνατότητα υπολογισμού των νέων διατομών που προκύπτουν στους κατώτερους τρείς ορόφους και το ισόγειο λόγω των επιπλέων φορτίων της προσθήκης. Κατ’ αυτόν τον τρόπο είναι δυνατός ο υπολογισμός των ενισχύσεων που απαιτούνται αφαιρώντας από τις προκύπτουσες διατομές τις υφιστάμενες.

- Μία τρίτη επίλυση έγινε θεωρώντας την κατασκευή του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα κατά EC2 εξαιρουμένων των πρόσθετων ορόφων οι οποίοι σχεδιάστηκαν από δομικό χάλυβα κατά EC3. Ο αντισεισμικός έλεγχος πραγματοποιήθηκε ακολουθώντας τον ΕΑΚ2003. Μέσω της διαδικασίας αυτής διαστασιολογήσαμε τον φέροντα οργανισμό των μεταλλικών ορόφων και , αντίστοιχα με τη δεύτερη επίλυση , υπολογίσαμε τις τυχούσες απαραίτητες ενισχύσεις.

Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει την μελέτη της προσθήκης δύο ορόφων σε υπάρχον τριώροφο κτίριο τετραγωνικής σχεδόν κάτοψης , με διαστάσεις 13,15 x 13,45 m και ύψους 3,00 m ανά όροφο (συνολικό ύψος 12,00 m). Στην πρώτη επίλυση οι διατομές των υποστυλωμάτων και των δοκών παρέμειναν ίδιες με τις υπάρχουσες λόγω του υλικού κατασκευής (σκυρόδεμα) , ενώ στη δεύτερη επίλυση έγινε επιλογή των διατομών αλλά και του πλήθους και της θέσης αυτών. Τέλος στην περίπτωση του μεταλλικού φορέα , υπάρχουν διαδοκίδες οι οποίες στηρίζονται αρθρωτά στις κύριες δοκούς .

1.3 Ποιότητα Υλικών Κατασκευής

Στην υπο μελέτη κατασκευή επιλέχθηκε να χρησημοποιηθεί δομικός χάλυβας ποιότητας *S235*, σκυρόδεμα *C20/25* και χάλυβας οπλισμού *B500C*. Ακολουθεί αναλυτική περιγραφή των υλικών.

Δομικός Χάλυβας S235

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του χάλυβα όπως αυτές δίνονται στον Ευρωκώδικα 3 και όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- Ειδικό βάρος $\gamma = 78,5\ kN/m^3$
- Ονομαστική τιμή της αντοχής διαρροής για κοιλοδοκούς $f_y = 235$ Mpa
- Ονομαστική τιμή της οριακής εφελκυστικής αντοχής $f_u = 360$ Mpa
- Μέτρο Ελαστικότητας E = 210 Gpa
- Μέτρο διάτμησης G = E/(2*(ν+1)) = 81 Gpa
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή ν = 0,3
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 12*10^{-6}$

Σκυρόδεμα C20/25

Παρουσιάζονται οι ιδιότητες του σκυροδέματος όπως αυτές δίνονται στον Ευρωκώδικα 2 και όπως ελήφθησαν υπόψη στην ανάλυση.

- Ειδικό βάρος $\gamma = 25\ kN/m^3$
- Θλιπτική αντοχή $f_{ck} = 20$ Mpa
- Μέτρο Ελαστικότητας E = 29 Gpa
- Λόγος Poisson ν = 0,2
- Γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha = 10*10^{-6}$

Χάλυβας οπλισμών B500C

- Ειδικό βάρος γ = 78,5 kN/m3
- Χαρακτηριστική αντοχή διαρροής $f_{yk} = 500$ Mpa
- Μέτρο Ελαστικότητας E = 210 Gpa
- Μέτρο διάτμησης G = E/(2*(ν+1)) = 81 Gpa
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή ν = 0,3
- Συντελεστής θερμικής διαστολής α = 12*10-6

1.4 Φορτία

1.4.1 Κατηγορίες των Φορτίων

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με

παραδοχές και προσεγγίσεις ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή . Τα φορτία που δρούν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρείς κατηγορίες ανάλογα με τις διακυμάνσεις τους στο χρόνο :

- Τα μόνιμα φορτία (dead loads)
- Τα κινητά φορτία (live loads)
- Τα τυχηματικά φορτία (accidental loads) τα οποία δεν αποτελούν αντικείμενο μελέτης στην συγκεκριμένη εργασία.
-

Τα παραπάνω μπορούν να δρούν σε συνδυασμό , οι συνδυασμοί αυτοί των φορτίσεων και η ακριβής τιμή τους σε αυτές λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με την μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

1.4.2 Μόνιμα Φορτία

Το μόνιμο ή νεκρό φορτίο είναι ένα φορτίο σταθερής διεύθυνσης , γιατί ενεργεί συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γής , δηλαδή είναι στατικό φορτίο. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνονται όλα τα φορτία που αναμένεται να επενεργήσουν καθ'όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και για τα οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Σ'αυτά ανήκουν το σύνολο του ιδίου βάρους της κατασκευής και τα φορτία από τα μόνιμα προσταρτημένα στοιχεία (επικαλύψεις , μόνωση , υλικό στέγασης , ηλεκτρομηχανικός εξοπλισμός κ.λ.π.). Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν μόνιμα φορτία της κατασκευής :

- Μόνιμα φορτία πλακών 1,5 kN/m^2
- Μόνιμα φορτία προβόλων 1,2 kN/m^2 και γραμμικά μόνιμα 3,0 kN/m
- Ειδικό βάρος χάλυβα 78,5 kN/m^2

Ακόμα τέθηκαν επιπλέον μόνιμα φορτία στις δοκούς λόγω ύπαρξης τοιχοποιίας . Τα φορτία αυτά είναι 5 kN/m για τις δοκούς του 4^{ου} ορόφου και 3 kN/m για τις δοκούς του 5^{ου} ορόφου , μείωμένα σε σχέση με τα 9 kN/m των δοκών των παρακάτω ορόφων αφού θα γίνει χρήση YTONG στην τοιχοποιία , το οποίο παρέχει σημαντική μείωση του βάρους και συνεπώς οικονομία στις διατομές.

1.4.3 Κινητά Φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρούν όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μεγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα και λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία περιλαμβάνονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων , επίπλων , κινητού εξοπλισμού , οχημάτων , αποθηκευμένων αγαθών κ.λ.π.

Το κτίριο που μελετάται ανήκει στην κατηγορία Α (χώροι διαμονής). Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν κινητά φορτία κατασκευής 2,0 kN/m^2 για τις πλάκες και 5,0 kN/m^2 για τους προβόλους.

1.4.4 Φορτίο Χιονιού

Το φορτίο χιονιού κατατάσσεται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις. Προκαλείτα από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερα σημαντικό για περιοχές όπου επικρατεί κρύος καιρός και είναι συνήθεις μεγάλες χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μία στέγη εξαρτάται από την κλίση της στέγης και την τοποθεσία (υψόμετρο , προσανατολισμός κ.λ.π.) του έργου, ενώ η πυκνότητα του μέσω της οποία προσδιορίζεται το αντίστοιχο φορτίο λόγω χιονιού δεν είναι σταθερή και εξαρτάται από το βαθμό συμπύκνωσης του στη συγκεκριμένη θέση. Τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται παραδοσιακά , ορίζοντας μία συγκεκριμένη απλή τιμή φορτίου, με πιθανές μειώσεις για απότομες κλισεις στεγών. Η προσέγγιση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη περιπτώσεις όπως αυξανόμενη χιονόπτωση σε μεγαλύτερα υψόμετρα ή τοπικά υψηλότερα φορτία λόγω κίνησης της μάζας του χιονιού , γεγονός που μπορεί να προκαλέσει πλήρη ή μερική κατάρρευση. Στην παρούσα εργασία το φορτίο χιονιού για την οροφή (πλάκες οροφής 5^{ου} ορόφου) τέθηκε σε 2,0 kN/m^2 μόνιμα και 2,0 kN/m^2 κινητά , όπως δηλαδή στις πλάκες των ορόφων που θα είναι προς χρήση, νούμερα τα οποία υπερκαλύπτουν τις ανάγκες του κανονισμού για ζώνη Β (0,8 kN/m^2).

1.4.5 Ανεμοπίεση

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις. Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Η βάση σχεδιασμού είναι η μέγιστη ταχύτητα (ριπή) που προβλέπεται για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της μεταλλικής κατασκευής. Οι παράγοντες που επιρρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι η γεωγραφική θέση, η φυσική θέση , η τοπογραφία , οι διαστάσεις των κτηρίων , η μέση ταχύτητα του ανέμου , το σχήμα της κατασκευής , η κλίση της στέγης και η διεύθυνση του ανέμου. Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ότι η κατασκευή καταπονείται απο φορτίο ανέμου 100 kg/m^2.

1.4.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά την 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 δεν μπορεί να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες.

Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντευτικές κινήσεις του εδάφους, για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Οι κινήσεις αυτές ονομάζονται σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις του εδάφους. Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται συμβατικά με μία μόνη παράμετρο, την επιτάχυνση σχεδιασμού A , ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της χώρας στην οποία βρίσκεται το έργο. Η εδαφική επιτάχυνση A κλιμακώνεται περαιτέρω μέσα στην ίδια ζώνη (τιμές A, γ_1) , ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας των έργων «κανονικού κινδύνου».

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στο χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια των δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (σεισμός κατα χ και ψ αντίστοιχα , με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας (σεισμός κατα ζ).

Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό προβλέπεται η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης :

- <u>Δυναμική Φασματική Μέθοδος</u>

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ2003. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξυ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για q = 1 χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ), ενώ για q > 1 χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

- <u>Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος</u>

Στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος), χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες εφαρμόζονται σαν στατικά φορτία επάνω στην κατασκευή.

Προσδιορισμός δεδομένων φασματικής ανάλυσης

Οι δύο προαναφερθείσες μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων μιας κατασκευής (διακριτά συστήματα) . Στην πραγματικότητα όμως, η μάζα κάθε κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη κατά μήκος των στοιχείων της (συνεχή συστήματα) και το φαινόμενο του σεισμού έχει δυναμικό χαρακτήρα. Επομένως η θεώρηση συνεχούς συστήματος και η μελέτη μέσω δυναμικής ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη και τις ελαστοπλαστικές ιδιότητες του υλικού όπου αυτές εμφανίζονται , αποτελεί την πλέον ορθή και ακριβή προσέγγιση αλλά και ταυτόχρονα μια επίπονη διαδικασία που στην πράξη εφαρμόζεται μόνο σε πρωτεύονται έργα πολιτικού μηχανικού.

Φάσμα σχεδιασμού

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού το σχήμα του φάσματος , που καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης β_o και τις περιόδους T_1 και T_2 και την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας (συντελεστής α) , επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής.

<u>Οριζόντιες συνιστώσες</u>

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις :

Περιοχή Περιόδων	**Εξίσωση**
$0 \leq T \leq T1$:	$R_d(T) = \gamma \times A \times \left[1 + \frac{T}{T1}\left(\frac{\eta \times \theta \times \beta o}{q} - 1\right)\right]$
$T1 \leq T \leq T2$:	$Rd(T) = \gamma \times A \times \frac{\eta \times \theta \times \beta o}{q}$
$T2 \leq T$:	$Rd(T) = \gamma \times A \times \frac{\eta \times \theta \times \beta o}{q} \times \left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3}$

Όπου:

- A = α * g μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
- γ_I συντελεστής σπουδαιότητας του κτηρίου
- q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- η διορθωτικός συντελεστής για ποστοστό κρίσιμης απόσβεσης ≠5%
- θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης και εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης.
- T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος. Κατασκευή με $T < T_1$ η κατασκευή θεωρείται δύσκαμπτη ενώ για $T > T_2$ θεωρείται εύκαμπτη.
- $\beta_o = 2,5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- n διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης που εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής του ιξώδους στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς , όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται απο τη σχέση $n = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$

<u>Κατακόρυφες συνιστώσες</u>

Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας καθορίζεται από τις εξισώσεις με τις εξής μεταβολές :

- Αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης A χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα Αν = 0,70 * A.
- Αντί του συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιείται ο συντελεστής qν = 0,50q > 1
- Η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης θ λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1,0.

Κατάταξη Εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α ,Β ,Γ ,Δ, και Χ.

Η κατηγορία εδάφους της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο είναι Β, και επομένως οι χαρακτηριστικές περίοδοι είναι : $T_1 = 0,15$ sec και $T_2 = 0,60$ sec.

Ζώνες σεισμικής επκινδυνότητας

Η Ελλάδα διαιρείται σε τρείς ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας σε κάθε μια εκ των οποίων αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους.

Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Το υπο μελέτη κτίριο βρίσκεται σε περιοχή που ανήκει στη ζώνη I οπότε έχει σεισμική επιτάχυνση εδάφους α = 0,16 g.

Κατηγορία σπουδαιότητας

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ1. Το κτήριο που μελετήθηκε ανήκει στην κατηγορία Σ2 άρα γ = 1,00.

Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα. Οι μέγιστες τιμές του q δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για τον 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 την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορα).

Για την επιλογή του συντελεστή συμεριφοράς χρησιμοποιήθηκαν οι μέγιστοι προβλεπόμενοι από τον κανονισμό συντελεστές (q = 3,5 για σκυρόδεμα και q = 4 για μεταλλικά πλαίσια) που εφαρμόζονται για θεώρηση πλάστιμης συμπεριφοράς. Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και οι έλεγχοι ικανοτικού σχεδιασμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει την μικρότερη απο τις τιμές 1,5 ή q/2.

Συντελεστής θεμελίωσης

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στην μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του

εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων διαφορικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίζησης χαλαρών εδαφών, αύξηση της αξιοπιστίας, κ.λ.π. Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1,0, επομένως για την μελέτη της προσθήκης θεωρήθηκε θ = 1,0.

Ποσοστό απόσβεσης ζ

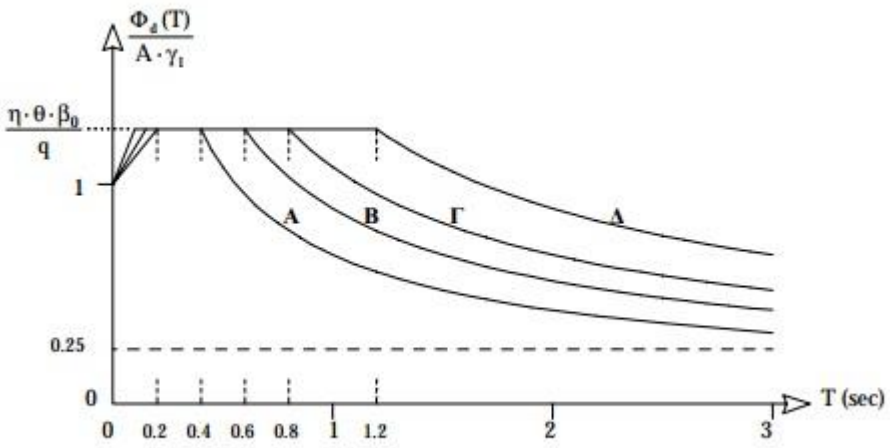
Για μεταλλική κατασκευή με συγκολλήσεις προκύπτει η απόσβεση της κατασκευής ζ = 4%.

Για συντελεστή απόσβεσης ζ = 4% προκύπτει ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1{,}08$$

Παρακάτω παρατίθενται όλοι οι παράμετροι που ελήφθησαν στο φάσμα σχεδιασμού

- Γ = 1,00 Συντελεστής σπουδαιότητας του κτηρίου για κατηγορία σπουδαιότητας Σ2
- θ = 1,00 Συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης
- β_o = 2,50 Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- q = 3,50 Συντελεστής συμπεριφοράς της προσθήκης απο σκυρόδεμα
- q = 4,00 Συντελεστής συμπεριφοράς της προσθήκης απο χάλυβα
- η = 1,08 Διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης 4%
- α = 0,16 g Συντελεστής επιτάχυνσης για ζωνη σεισμικής επικινδυνότητας Ι
- T_1 = 0,15 sec , T_2 = 0,60 sec Χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος για κατηγορία εδάφους Β.
- $\Phi_d/(A*\gamma_1)$ = 0,25 Ελάχιστη επιτρεπτή τιμή



Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Ιδιομορφές του φορέα

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K]. Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών ΣMi φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο T = 0,03 sec , τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξηντικό παράγοντα M/ΣMi. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο T ≥ 0,20 sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες δεν συμβαίνουν αφ'ενός όλες ταυτόχρονα και αφ'ετέρου δεν έχουν κατ'ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος X συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων :

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm\sqrt{X1^2 + X2^2 + \cdots + Xn^2}$$

- CQC: Complete Quadratic Combination

$$X = \pm\sqrt{\sum_{i=1}^{k}\sum_{j=1}^{k} Xi \times Pij \times Xj}$$

Οι κυριότερες ιδιομορφές του κάθε σεναρίου επίλυσης, υπολογίζονται αυτόματα απο το πρόγραμμα επίλυσης (Fespa) με χρήση των προαναφερθέντων μεθόδων και παρατίθενται στα επόμενα κεφάλαια μαζί με τις ιδιοπεριόδους της κάθε μιας.

1.5 Συνδυασμοί Φορτίσεων

1.5.1 Οριακές Καταστάσεις

Στην παράγραφο αυτή περιγράφονται οι αρχές και οι απαιτήσεις, συμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1 (EC1) , για ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα των κατασκευών με βάση τη θεωρία των οριακών καταστάσεων και τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Το κτίριο που μελετήθηκε σχεδιάστηκε με σκοπό να ικανοποιεί τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις:

- Θα πρέπει να παραμένει κατάλληλο για τη χρήση για την οποία προορίζεται

- Θα πρέπει να παραλαμβάνει όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης του
- Θα πρέπει να αποφεύγεται ο κίνδυνος να υποστεί δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις , προσκρούσεις ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους, μέσω επιλογής κατάλληλων μέτρων (προφυλακτικά μέτρα, επιλογή κατάλληλου δομικού συστήματος).

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του. Διακρίνονται δε σε δύο κατηγορίες, τις Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας και τις Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας και οι οποίες περιγράφονται παρακάτω.

Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (Ultimate Limit States – ULS)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμηματός του και σχετίζονται με την ασφάλεια των ανθρώπων, την ασφάλεια του φορέα και την προστασία των περιεχομένων.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού του φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις οριακές καταστάσεις αστοχίας είναι :

- **Καταστάσεις σχεδιασμού με διάρκεια,** οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης
- **Παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού,** οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. κατά τη διάρκεια της εκτέλεσης ή της επισκευής του.
- **Τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού,** οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες που επιβάλλονται στο φορέα, π.χ. πυρκαγιά , έκρηξη, πρόσκρουση.
- **Καταστάσεις σχεδιασμού έναντι σεισμού,** που αναφέρονται σε συνθήκες οι οποίες επιβάλλονται στο φορέα, όταν αυτός εκτίθεται σε σεισμικά γεγονότα.

Οριακές Καταστάσεις Λειτουργικότητας (Serviceability Limit States –SLS)

Είναι οι οριακές καταστάσεις που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού. Αφορούν δε τις λειτουργικές απαιτήσεις από φορέα ή δομικό μέλος υπό συνθήκες συνήθους χρήσης, την άνεση των χρηστών και την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων (π.χ. έντονη καμπτική παραμόρφωση ή εκτεταμένη ρηγμάτωση).

1.5.2 Συνδυασμοί Δράσεων

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίστηκαν οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν επ' αυτής. Οι δράσεις πολλαπλασιαζόμενες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφάλειας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μια από τις δύο οριακές καταστάσεις. Στην παρούσα εργασία το κτήριο ελέγχθηκε και στις δύο οριακές καταστάσεις.

Στο σημείο αυτό κρίνεται σκόπιμο να δοθούν οι ερμηνείες των συμβολισμών των φορτίων που χρησιμοποιούνται παρακάτω καθώς και οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ και των συντελεστών ασφαλείας γ.

<u>Συμβολισμοι</u>

G: Ίδιο βάρος του φορέα , Πρόσθετο μόνιμο φορτίο επικάλυψης

Q: Κινητό φορτίο κατασκευής

S: Φορτίο Χιονιού

W: Φορτίο Ανέμου

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η πλέον δυσμενής επίδραση του ανέμου , η φόρτιση λόγω ανέμου χωρίστηκε σε δύο ξεχωριστές φορτίσεις για κάθε μία από τις δύο διευθύνσεις του ανέμου (W_x για ανεμοπίεση κατά χ και W_y για ανεμοπίεση κατά y)

E: Φορτίο Σεισμού

Ανάλογα με τη διεύθυνση του σεισμού τα σεισμικά φορτία χωρίστηκαν στις εξής δύο περιπτώσεις:

E_χ: Σεισμικό φορτίο για διεύθυνση σεισμού κατα X

E_y: Σεισμικό φορτίο για διεύθυνση σεισμού κατα Y

<u>Συντελεστές συνδυασμού Ψ</u>

Βάση του πίνακα 2.12, λαμβάνονται οι συντελεστές ψ για τις διάφορες κατηγορίες δράσεων και κατηγορία κτηρίου Β.

<u>Συντελεστές ασφάλειας γ</u>

Εδώ θα παρουσιαστούν οι τιμές των συντελεστών, όπως αυτοί υπεισέρχονται στους συνδυασμούς που παρουσιάζονται στη συνέχεια,

Σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Μόνιμες δράσεις

$\gamma_{Gj,sup}$= 1,35 δυσμενής

$\gamma_{Gj,inf}$ = 1,00 ευμενής

Μεταβλητές δράσεις

γ_Q = 1,50

Τυχηματικές δράσεις

γ_A = 1,0

Ακολουθούν οι συνδυασμοί δράσεων του κτιρίου όπως παρουσιάστηκαν στο τεύχος των επιλυσεων του προγράμματος.

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.1)

Α/Α	Όνομα	Σε περιβάλλουσα	Έλεγχος αστοχίας	Έλεγχος ρηγμάτωσης	Έλεγχος βέλους
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ2	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+x)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ3	1.35G+1.50W(+x)+1.50*0.6Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ4	1.00G+1.50W(+x)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ5	1.35G+1.50*0.9W(+x)+1.50*0.9Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ6	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+z)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ7	1.35G+1.50W(+z)+1.50*0.6Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ8	1.00G+1.50W(+z)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ9	1.35G+1.50*0.9W(+z)+1.50*0.9Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ10	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(-x)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ11	1.35G+1.50W(-x)+1.50*0.6Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ12	1.00G+1.50W(-x)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ13	1.35G+1.50*0.9W(-x)+1.50*0.9Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ14	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(-z)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ15	1.35G+1.50W(-z)+1.50*0.6Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ16	1.00G+1.50W(-z)	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ17	1.35G+1.50*0.9W(-z)+1.50*0.9Q	Ναι	Ναι	Όχι	Όχι
ΣΦ18	1.00 * G + 1.00 * Q	Όχι	Όχι	Ναι	Όχι

Συνδυασμοί δράσεων (Πίνακας 816.2)

Α/Α	Όνομα	Περιγραφή συνδυασμού
ΣΦ1	1.35G + 1.50Q	1.35*G + 1.50*Q
ΣΦ2	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+x)	1.35*G + 1.50*Q + 0.90*Άνεμος +x
ΣΦ3	1.35G+1.50W(+x)+1.50*0.6Q	1.35*G + 0.90*Q + 1.50*Άνεμος +x
ΣΦ4	1.00G+1.50W(+x)	1.00*G + 1.50*Άνεμος +x
ΣΦ5	1.35G+1.50*0.9W(+x)+1.50*0.9Q	1.35*G + 1.35*Q + 1.35*Άνεμος +x
ΣΦ6	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(+z)	1.35*G + 1.50*Q + 0.90*W[+z] γq*ψ
ΣΦ7	1.35G+1.50W(+z)+1.50*0.6Q	1.35*G + 0.90*Q + 1.50*W[+z] γq*ψ
ΣΦ8	1.00G+1.50W(+z)	1.00*G + 1.50*W[+z] γq*ψ
ΣΦ9	1.35G+1.50*0.9W(+z)+1.50*0.9Q	1.35*G + 1.35*Q + 1.35*W[+z] γq*ψ
ΣΦ10	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(-x)	1.35*G + 1.50*Q + 0.90*W[-x] γq*ψ
ΣΦ11	1.35G+1.50W(-x)+1.50*0.6Q	1.35*G + 0.90*Q + 1.50*W[-x] γq*ψ
ΣΦ12	1.00G+1.50W(-x)	1.00*G + 1.50*W[-x] γq*ψ
ΣΦ13	1.35G+1.50*0.9W(-x)+1.50*0.9Q	1.35*G + 1.35*Q + 1.35*W[-x] γq*ψ
ΣΦ14	1.35G+1.50Q+1.50*0.6W(-z)	1.35*G + 1.50*Q + 0.90*W[-z] γq*ψ
ΣΦ15	1.35G+1.50W(-z)+1.50*0.6Q	1.35*G + 0.90*Q + 1.50*W[-z] γq*ψ
ΣΦ16	1.00G+1.50W(-z)	1.00*G + 1.50*W[-z] γq*ψ
ΣΦ17	1.35G+1.50*0.9W(-z)+1.50*0.9Q	1.35*G + 1.35*Q + 1.35*W[-z] γq*ψ
ΣΦ18	1.00 * G + 1.00 * Q	1.00*G + 1.00*Q

Ενίσχυση φορέων με μανδύες

Η διάγνωση ότι η κατασκευή δε θα μπορέσει να ανταπεξέλθει στα νέα στατικά και δυναμικά φορτία μας οδηγεί αναπόφευκτα στην αναζήτηση της λύσης με την οποία θα την ενισχύσουμε.Σκοπός της επέμβασης μας αυτής μας αυτής είναι να μειωθεί η ένταση στα αδύναμα στοιχεία της κατασκευής σε επίπεδα χαμηλότερα από τα ανεκτά όρια της αντοχής τους. Στην περίπτωσή μας τα αδύναμα αυτά στοιχεία της κατασκευής είναι πολλά και χρειάζεται συνολική αντιμετώπιση του θέματος .

Η λύση που επιλέχτηκε είναι η χρήση κλειστών μανδύων. Η μέθοδος αυτή είναι από τις πιο διαδεδομένες και πλέον συνήθεις για κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεα. Ακολούθως περιγράφεται η μέθοδος και ο τρόπος κατασκευής τους.

Αντίθετα από τις δοκούς οι οποίες παραμένουν ως έχουν,στα υποστυλώματα έχουμε ενίσχυση με αύξηση της διατομής (μανδύας οπλισένου σκυροδέματος) προκειμένου να βελτιωθεί η αντοχή , η ακαψία και η πλαστιμότητά τους. Το κυριότερο πλεονέκτημα της συγκεκριμένης μεθόδου είναι ότι δε μεταβάλλεται η όψη της ενισχυμένης κατασκευής με την προσθήκη των νέων υλικών,εκτός του ότι αυξάνεται ο βαθμός πυροπροστασίας του. Επιπλέον η κατασκευή μανδύα που περικλείει το υφιστάμενο στοιχείο έχει ως αποτέλεσμα την μείωση της λυγηρότητας καθώς και την αύξηση δυσκαμψίας της διατομής. Στα μεινεκτήματα της μεθόδου συγκαταλέγεται το υψηλό κόστος , το μεγάλο χρονικό διάστημα κατασκευής και η όχληση που δημιουργεί η εφαρμογή της στους κατοίκους, ενώ πρέπει να σημειωθεί ότι η ενισχυμένη διατομή είναι σε θέση να παραλάβει μόνο τα πρόσθετα φορτία που θα ασκηθούν σε αυτή. Στην εικόνα 1 φαίνεται λεπτομέρια όπλισης μανδύα στην περιοχή κόμβου δοκού υποστυλώματος.

Εικόνα 1.Όπλιση του μανδύα στην περιοχή κόμβου δοκού-υποστυλώματος.

Ανάλογα το είδος του σκυροδέματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του μανδύα , τα πλέον διαδεδομένα είδη μανδυών οπλισμένου σκυροδέματος που κατασκευάζονται στην πράξη είναι τα ακόλουθα:

1.**Μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα**.Έγχυτο σκυρόδεμα χρησιμοποείται όταν ο μανδύας που πρόκειται να κατασκευαστεί έχει πάχος μεγαλύτερο από 8 cm. Για τη σκυροδέτηση του μανδύα απαιτείται η χρήση ξυλοτύπου.

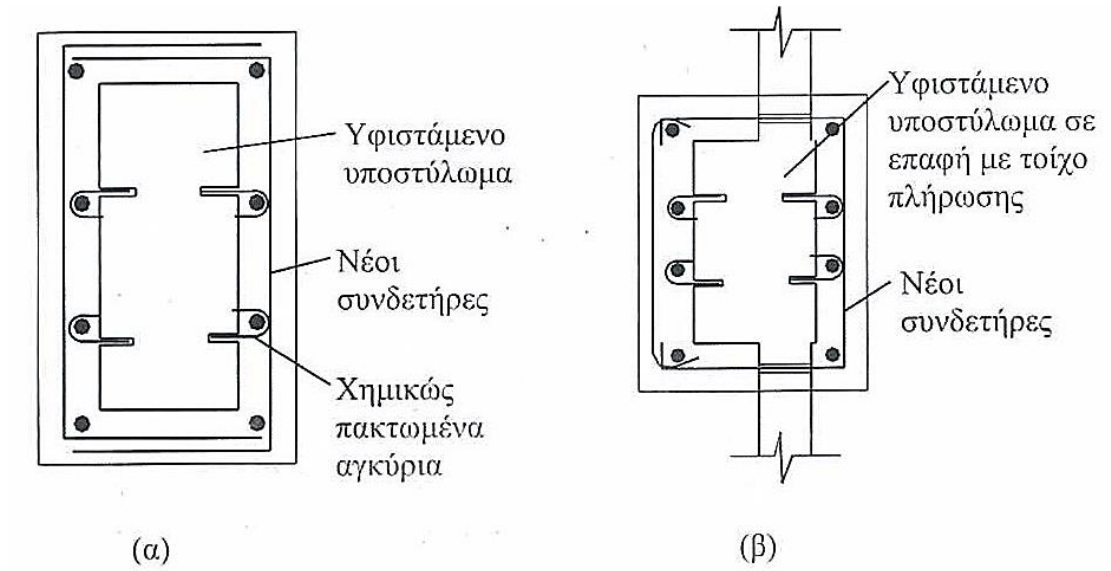
2.**Μανδύες από εκτοξευμένο σκυρόδεμα.** Η κατασκευή μανδύα από εκτοξευμένο σκυρόδεμα αποτελεί τη συνηθέστερη πρακτική για την περίπτωση που το συνολικο πάχος του μανδύα δεν υπερβαίνει τα 10 cm. Αν και δεν απαιτείται ξυλότυπος , ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στην εξασφάληση της κατακόρυφης επιφάνειας του μανδύα. Για το σκοπό αυτό γίνεται συνήθως χρήση οδηγών. Πρέπει επίσης να επισημάνουμε, ότι η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη στη συγκεκριμένη κατηγορία μανδύων, οπότε έχει μεγάλη σημασία η σωστή συντήρησή τους με εφαρμογή όλων των σχετικών διατάξεων του Κανονισμού Τεχνολογίας Σκυροδέματος.

3.**Μανδύες από τσιμεντόπιγμα.** Το κυριότερο πλεονέκτημα αυτού του είδους των μανδυών είναι η εύκολη σκυροδέτηση ακόμα και παρουσία πυκνού διαμήκους και εγκάρσιου οπλισμού . Η διαδικασία εφαρμογής του σκυροτσιμεντοπήγματος περιλαμβάνει την τοποθέτηση αδρανών σε καλούπια και στη συνέχεια την πλήρωση των μεταξύ τους κενών με υγροποιημένο τσιμεντοπολτό υπό πίεση. Τα αδρανή έχουν ελάχιστο μέγεθος κόκκων 10-15 mm. Με την χρήση σκυροτσιμεντοπήγματος μειώνεται σημαντικά το πρόβλημα της συστολής ξηράνσεως, καθώς τα αδρανή, που βρίσκονται ήδη σε επαφή μεταξύ τους, περιορίζουν τη συστολή ξηράνσεως στο ελάχιστο. Η χρήση της συγκεκριμένης τεχνικής δεν είναι διαδεδομένη λόγω της έλλειψης εμπειρίας εκ μέρους των τεχνικών και του υψηλού σχετικά κόστους.

4.**Μανδύες από ειδικά σκυροδέματα ή τσιμεντοκονιάματα.** Με τη χρησιμοποίηση ειδικών σκυροδεμάτων ή τσιμεντοκονιαμάτων είναι δυνατόν να υλοποιηθούν μανδύες εξαιρετικά μικρού πάχους. Το βασικό μειονέκτημα τους είναι το αυξημένο κόστος κατασκευής τους.

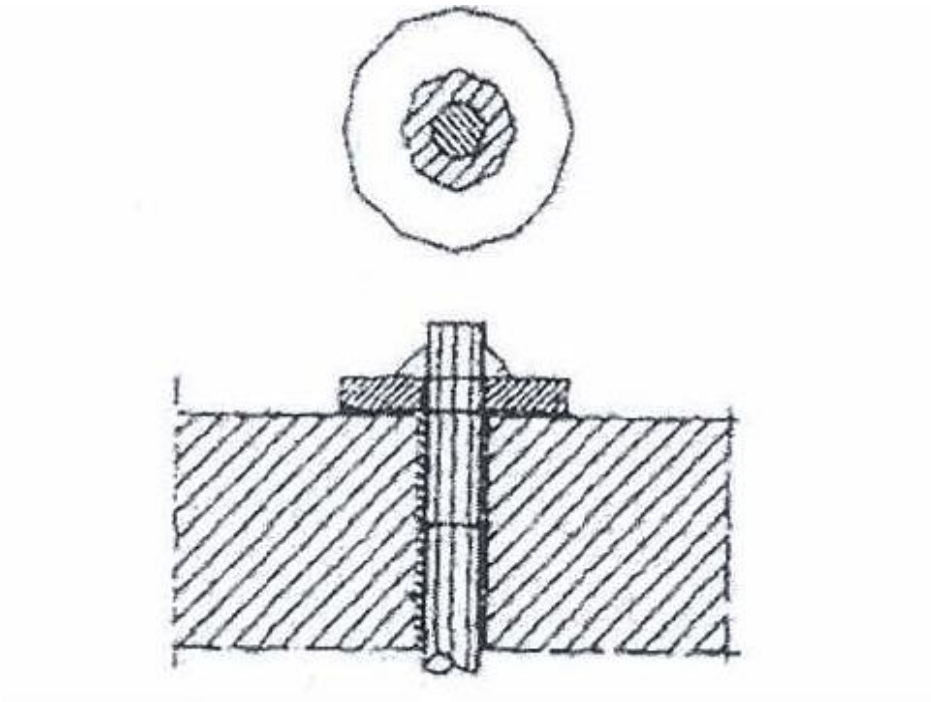
Στην εικόνα 2α φαίνεται μία τεχνική κατασκευής μανδύα κλειστού τύπου γύρω από μεμονωμένο εσωτερικό υποστύλωμα, ενώ στην εικόνα 2β φαίνεται η αντίτστοιχη λεπτομέρεια για περιμετρικό υποστύλωμα που βρίσκεται σε επαφή με τοίχο πλήρωσης. Και στις δύο περιπτώσεις το συμβιβαστό των παραμορφώσεων μεταξύ παλαιού και νέου στοιχείου εξασφαλίζεται με συνδυασμό ηλεκτροσυγκολλήσεων του νέου οπλισμού στον παλιό ή/και χημικώς πακτωμένων αγκυρίων (μηχανισμός δράσης βλήτρου). Στις δύο εικόνες 2α και 2β φαίνεται η χρήση των βλήτρων. Για να εξασφαλιστεί η η αποδοτικότητα της ενίσχυσης απαιτείται η εκτράχυνση της

επιφάνειας του σκυροδέματος, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική στρώση τσιμεντοπολτού του παλαιού στοιχείουκαι να αποκαλυφθούν τα αδρανή. Στη συνέχεια γίνεται επιμελής καθαριμός της εκτραχυνμένης επιφάνειας με αέρα υπό πίεση. Η εκτράχυνση πρέπει να έχει βάθος περίπου 6 mm και για την πραγματοποίησή της γίνεται χρήση κατάλληλου εξοπλισμού Πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι η επιφάνεια του παλαιού, εκτραχυνμένου σκυροδέματος πρέπει να διαβρέχεται πριν τη σκυροδέτηση του μανδύα. Μαζί με το σκυρόδεμα συνίσταται να διαβρέχονται είτε ο ξυλότυπος σε περίπτωση που χρησιμοποιείται έγχυτο σκυρόδεμα είτε τα αδρανή στην περίπτωση μανδύα από τσιμεντόπηγμα. Όσον αφορά την απόσταση μεταξύ των συνδετήρων, καθώς και την αγκύρωση των διαμήκων ράβδων του μανδύα ισχύουν οι διατάξεις του κανονισμού που αναφέρονται και στα νέα υποστυλώματα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Αν εξαιρέσουμε την περίπτωση που οι διαμήκεις ράβδοι του μανδύα τοποθετούνται μόνο στις τέσσερεις κορυφές του, γενικά οι οπλισμοί των παρειών του θα διακόπτονται καθ΄ ύψος από τις δοκούς που συντρέχουν στο ενισχυμένο υποστύλωμα, ενώ θα πρέπει επίσης να διακόπτονται στις



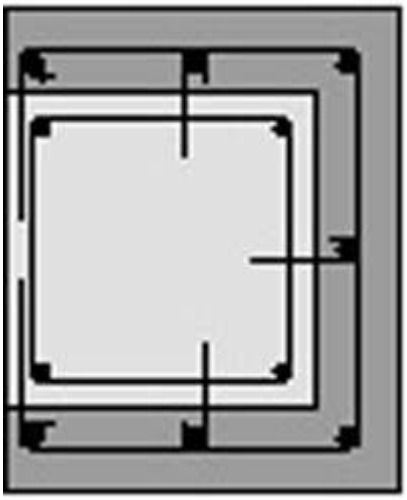
υπερκείμενες και υποκείμενες πλάκες. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται περισσότερες από τέσσερεις διαμήκεις ράβδοι, αυτές που βρίσκονται σε απόσταση μεγαλύτερη των 15 cm από τις κορυφές συνίσταται να στηρίζοντα πλευρικά Η στήριξη μπορεί να παρέχεται από βλήτρα τα οποία στο ένα άκρο τους καταλήγουν σε άγκιστρο, ενώ το άλλο αγκυρώνεται στο σώμα του υφιστάμενου υποστυλώματος όπως φαίνεται στην εικόνα 2. Επίσης, στην περίπτωση που το υποστύλωμα του ανώτερου ορόφου είναι μικρότερων διαστάσεων από το υποστύλωμα που ενισχύεται με μανδύα, ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα αγκυρώνεται στην άνω παρεία της πλάκας με τον τρόπο που φαίνεται στην εικόνα 3. Στην περίπτωση του εξωτερικού υποστυλώματος σε επαφή με τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος (εικόνα 2), ο μανδύας μπορεί να διαιρεθεί σε δύο τμήματα, ένα σε κάθε πλευρά του τοιχώματος. Προκειμένου να τοποθετηθούν οι συνδετήρες του μανδύα , είναι απαραίτητο να διανοιχθούν διαμπερείς οπές που διαπερνούν εγκάρσια τα τοιχώματα. Για να

περιοριστεί η διάμετρος των οπών εντός λογικών ορίων, συνίσταται κάμψη των άκρων των συνδετήρων επιτόπου προκειμένου να αγκυρωθούν.



Εικόνα 2.Λεπτομέρεια αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού μανδύα.

Όταν ο μανδύας δε μπορεί να περιβάλλει ολόκληρη τη διατομή λόγω π.χ. μεσοτοιχίας ή αρμού (εικόνα 4), επιλέγεται η λιγότερο αποδοτική λύση του ανοικτού μανδύα. Σε κάθε περίπτωση απαιτείται ιδιαίτερη φροντίδα για την προετοιμασία της διεπιφάνειας και τη συγκόλληση παλαιών και νέων οπλισμών. Επίσης λαμβάνονται ξεχωριστά μέτρα για την διασφάλιση της λειτουργίας των συνδετήρων και της ανθεκτικότητας τους στο χρόνο, ειδικότερα στην περίπτωση που δεν εγκιβωτίζονται στο σκυρόδεμα. Όταν ο μανδύας περιλαμβάνει μόνο μία ή δύο πλευρές του υποστυλώματος, στην πραγματικότητα πρόκειται πλέον για επέκταση του υποστυλώματος.



Εικόνα 4. Μονόπλευρος μανδύας υποστυλώματος

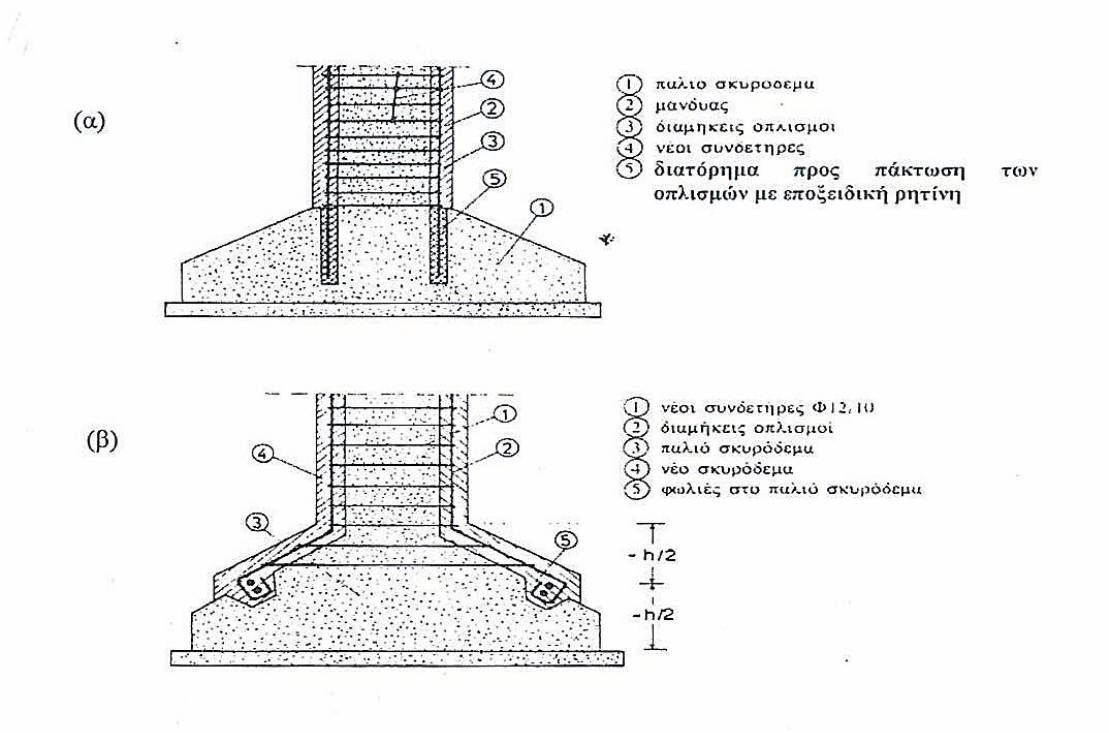
Διαδικασία κατασκευής μανδυών

Μία συνήθης σειρά που απαιτείται για την κατασκευή μανδυών είναι η παρακάτω:

- Αποφορτίζονται και υποστυλώνονται οι πλάκες και οι δοκοί που συντρέχουν στο υποστύλωμα.
- Απομακρύνεται το αποδιοργανωμένο σκυρόδεμα και αποκαθίσταται η συνέχεια του υποστυλώματος επισκευάζοντας τυχούσες προϋπάρχουσες τοπικές βλάβες (π.χ. λυγισμένες ράβδοι οπλισμού).
- Αποκαλύπτονται οι οπλισμοί σε θέσεις που έχουν προεπιλεγεί για συγκόλληση με νέους οπλισμούς (εφόσον προβλέπεται).
- Διανοίγοναται και προετοιμάζονται οι οπές στις θέσεις αγκύρωσης των νέων ράβδων οπλισμού και στις θέσεις που προβλέπονται βλήτρα.
- Εκτραχύνεται η επιφάνεια του σκυροδέματος με επιμέλεια σε βάθος 6 mm με κατάλληλο μηχανικό εξοπλισμό (π.χ. με ματσακώνι και όχι απλώς με σφυρί και καλέμι), ή με υδροβολή, έτσι ώστε να απομακρυνθεί η εξωτερική επιδερμική στρώση τσιμεντοπολτού και να αποκαλυφθούν τα αδρανή.
- Καθαρίζεται επιμελώς η επιφάνεια χρησιμοποιώντας αέρα υπό πίεση, και το εσωτερικό των οπών με αναρρόφηση από τον πυθμένα.
- Αγκυρώνονται στα άκρα τους οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού με χημική πάκτωση (χρήση εποξειδικής ρητίνης). Για κατασκευαστική ευκολία είναι δυνατόν να μην αγκυρωθούν απευθείας οι διαμήκεις ράβδοι οπλισμού , αλλά να προηγηθεί η αγκύρωση μικρότρων τμημάτων ράβδων οπλισμού επί των οποίων στη συνέχεια θα “ματιστούν” οι νέες ράβδοι. Η παραπάνω διαδικασία μπορεί να εφαρμοστεί και για την αγκύρωση των ράβδων οπλισμού στα στοιχεία θεμελείωσης (εικόνα 5α) (Ε.Μ.Π. 1987). Στην εικόνα 5β παρουσιάζεται και μία εναλλακτική διαδικασία που έχει προταθεί (Παντελής και Κάππος, 1990) για την περίπτωση που η θεμελείωση είναι με πέδιλα.

Προβλέπεται η συνέχεια του μανδύα γύρω από τον κώνο του πεδίλου σε μήκος τουλάχιστον ίσο προς το μισό του ύψους του, με διάταξη πυκνών κλειστών συνδετήρων σε αυτήν την περιοχή της τάξεως Φ12/100 mm, και απόληξη του μανδύα σε μία περιμετρική "φωλιά" που έχει δημιουργηθεί στο πέδιλο. Εάν ο διαμήκης οπλισμός του μανδύα είναι αρκετός (π.χ. περισσότερος από τέσσερεις ράβδοι) είναι μάλλον προτιμότερο να γίνει μια μικτή εφαρμογή των δύο παραπάνω διαδικασιών. Στην περίπτωση που απαιτείται συγχρόνως και ενίσχυση των στοιχείων θεμελίωσης, η τεχνική προσαρμόζεται έτσι ώστε το θέμα να αντιμετωπιστεί συνολικά.

- Αγκυρώνονται τα μηχανικά ή χημικά βλήτρα (εφόσον και όπου προβλέπονται).
- Τοποθετούνται και ηλεκτροσυγκολλούνται τα χαλύβδινα παρεμβλήματα σύνδεσης παλαιών και νέων οπλισμών (αναρτήρες),εφόσον προβλέπονται συγκολλήσεις.
- Τοποθετούνται νέοι συνδετήρες.
- Γίνεται τελικός καθαρισμός των επιφανεών με αέρα υπό πίεση.
- Διαβρέχεται η επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος τουλάχιστον έξι ώρες πρίν την τοποθέτηση του νέου σκυροδέματος. Η διαβροχή πρέπει να γίνεται και στον ξυλότυπο (εάν υπάρχει) και στα αδρανή για την περίπτωση του σκυροτσιμεντοπήγατος.
- Σκυροδετείται ο μανδύας και ακολουθούν τα μέτρα συντήρησης σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον Κανονισμό Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΥΠΕΧΩΔΕ,1997). Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται για την συντήρηση στην περίπτωση που χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, επειδή τότε η συστολή ξηράνσεως είναι μεγαλύτερη.



Εικόνα 3.Εναλλακτικές μέθοδοι απόληξης μανδύα στα στοιχεία θεμελίωσης.

Στις περιπτώσεις που η ενίσχυση του υποστυλώματος στοχεύει στην αύξηση της διατμητικής αντοχής του ή της πλαστιμότητας του, χωρίς αύξηση της καμπτικής αντοχής του (όπως π.χ. στην περίπτωση που επιδιώκεται επέμβαση με σκοπό να προηγείται η όλκιμη καμπτική αστοχία από τη διατμητική), είναι σκόπιμο να εξετάζεται η περίπτωση κατασκευής μανδύα χωρίς σύνδεση με τις δοκούς των ορόφων. Τότε ο μανδύας τερματίζεται 30-50 mm χαμηλότερα από τη στάθμη του πυθμένα των δοκών. Πρόσφατες απόψεις για το θέμα συνιστούν την άυξηση της παραπάνω απόστασης σε 50-80 mm, για να υπάρξει επαρκές μήκος διασποράς των πιθανών βλαβών.

Μερικές φορές στην πράξη, εφαρμόζεται συγχρόνως στο ίδιο δομικό στοιχείο η τεχνική του μεταλλικού κλώβού και η κατασκευή μανδυών οπλισμένου σκυροδέατος.

Έλεγχος διεπιφάνειας

Ο έλεγχος της σύνδεσης στην διεπιφάνεια μεταξύ παλαιού και νέου σκυροδέματος γίνεται για κάθε πλευρά του υποστυλώματος θεωρώντας τον μανδύα ως ένα στοιχείο που συντίθεται από τέσσερεις πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, μία σε κάθε

πλευρά. Για κάθε πλευρά εξασφαλίζεται ότι η διατμητική αντοχή στην επιφάνεια είναι μεγαλύτερη από την διατμητική ένταση που αναπτύσεται.

Διαστασιολόγηση

Πειραματικοί έλεγχοι σε υποστυλώματα που είχαν ενισχυθεί με κλειστούς μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος έδειξαν ότι το ενισχυμένο στοιχείο συμπεριφέρεται σχεδόν πανομοιότυπα με τι αντίστοιχο μονολιθικό, όσον αφορά τόσο την δυσκαμψία όσο και την αντοχή του. Παρ' όλ' αυτά, λόγω αβεβαιοτήτων που υπεισέρχονται στην ποιότητα κατασκευής του μανδύα και κατ' επέκταση στο βαθμό συνεργασίας παλαιού και νέου σκυροδέματος, συνίσταται, οι αντίστοιχοι συντελεστές μοναλιθικότητας να λαμβάνουν τιμές k_k= 0,70-1,00 και k_r= 0,80-1,00.

Απαραίτητες προϋποθέσεις για την εφαρμογή των παραπάνω συντελεστών είναι οι διαμήκεις ράβδοι του μανδύα να είναι καλά αγκυρωμένες στον υπάρχοντα φορέα και το εμβαδόν του μανδύα να είναι μικρότερο από το διπλάσιο του εμβαδού του αρχικού στοιχείου

Σε κάθε περίπτωση η διαστασιολόγηση του μανδύα μπορεί να γίνεται με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από δύο αναλύσεις. Στην πρώτη ανάλυση λαμβάνεται υπόψη μόνο η διατομή του μανδύα και αγνοείται πλήρως το υπάρχον στοιχείο είτε η δυσκαμψία των ενισχυμένων στοιχείων εκτιμάται με χρήση k_r= 0,70 ενώ στη δεύτερη ανάλυση θεωρήται πλήρως μανολιθική σύνδεση παλαιού και νέου στοιχείου οπότε λαμβάνεται k_k= 1,00.

Κατασκευαστικές διατάξεις

Όσον αφορά στο ελάχιστο πάχος μανδύα, πρέπει να είναι τουλάχιστον 5 cm για μανδύες εκτοξευόμενου σκυροδέματος, 8-10 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με μία σειρά οπλισμών και 12 cm για μανδύες από έγχυτο σκυρόδεμα με δύο σειρές οπλισμών.

Σημειώνεται ότι για μικρά πάχη μανδυών (π.χ. μικρότερα από 75 mm) δεν μπορούν να ικανοποιηθούν οι διατάξεις του Κανονισμού Μελέτης Κτατασκευών Σκυροδέματος (ΥΠΕΧΩΔΕ, 1995) για τις απαιτούμενες ελάχιστες επικαλύψεις ράβδων οπλισμού συγχρόνως με τις διατάξεις για τη μορφή των αγκίστρων στα άκρα των συνδέτήρων. Έτσι για μικρό πάχος μανδύα θα πρέπει τα άκρα των συνδετήρων να ηλεκτροσυγκολλούνται σε εναλλασσόμενες πλευρές του υποστυλώματος.

- Για τους ελάχιστους νέους κατακόρυφους οπλισμούς και ελάχιστους συνδετήρες ισχύουν οι κατασκευαστηκές διατάξεις υποστυλωμάτων σύμφωνα με τον Κανονισμό Μελέτης Κατασκευών Σκυροδέματος (ΥΠΕΧΩΔΕ, 1995).

- Ως ελάχιστοι διατμητικοί σύνδεσμοι στη διεπιφάνεια τοποθετούνται χαλύβδινα βλήτρα ή γίνονται ηλεκτροσυγκολλήσεις των διαμήκων ραβδών προβάλλοντας την ίδια διατμητική αντίσταση
- Η αντοχή του σκυροδέματος του μανδύα πρέπει να είναι τουλάχιστον μία κατηγορία μεγαλύτερης αντοχής από αυτής του παλαιού αυπστυλώματος.

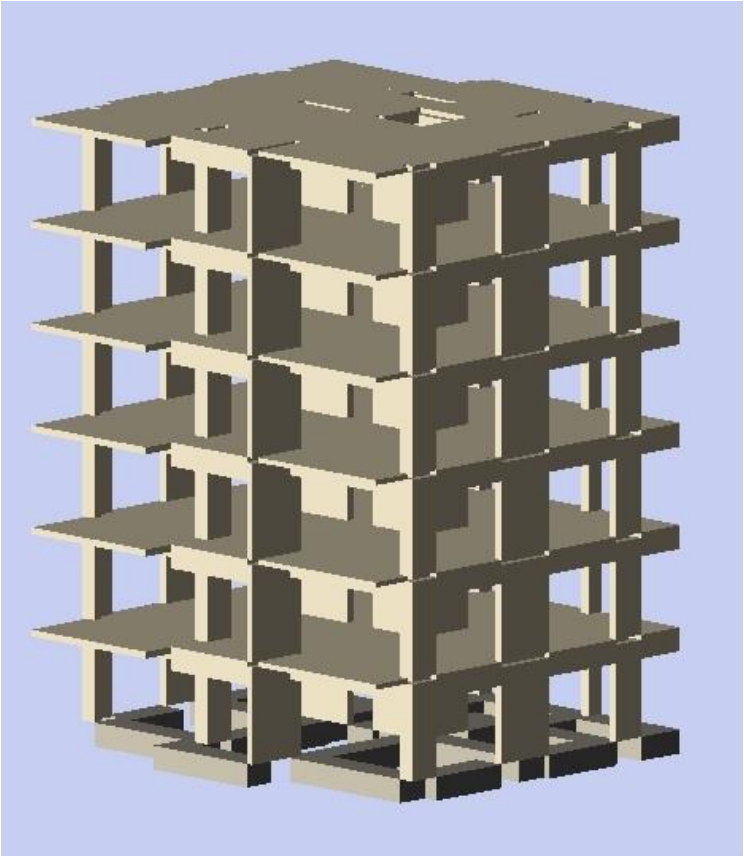
Πρόταση ενίσχυσης υφιστάμενου κτρίου

Ο έλεγχος επάρκειας της κατασκευής έδειξε πως ο αρχικός σχεδιασμός του φορέα δεν είχε λάβει υπόψην την προσθήκη των ορόφων ούτε από σκυρόδεμα αλλά ούτε και από μέταλλο με αποτέλεσμα να είναι απαραίτητη και στις δύο περιπτώσεις η ενίσχυση του φορέα ανάλογα με τα πρόσθετα φορτία προκειμένου να εναρμονιστεί με τα τον EC2 και EC8 καθώς και τον ΕΑΚ 2003.

Συγκεκριμένα στην περίπτωση της κατασκευής από σκυρόδεμα απαιτήθηκε να ενισχυθούν με μανδύες 10 εκ των 16 υποστυλωμάτων στο υπόγειο και στους τρεις ορόφους. Σην περίπτωση της μεταλλικής κατασκευής χρήζουν ενίσχυσης όλα τα υποστυλώματα του παλαιού φορέα. Όμως οι απαιτήσεις οπλισμού ενίσχυσης στην περίπτωση αυτή είναι, σε γενικές γραμμές, μικρότερες από αυτές τις πρώτης όπως φαίνεται και στους αντίστοιχους πίνακες στα επόμενα κεφάλαια. Το σκυρόδεμα που επιλέχθηκε για τις ενισχύσεις είναι εκτοξευόμενο και ποιότητας C20/25 και η ποιότητα χάλυα οπλισμού B500C. Ο μανδύας εκτείνεται περιμετρικά σε σε όλες τις πλευρές του κάθε υποστυλώματος. Το πάχος του δε, υπολογίζεται να είναι το ίδιο 8-10 cm σε όλα τα κατακόρυφα στοιχεία τόσο στην προσθήκη από χάλυβα όσο και από σκυρόδεμα.

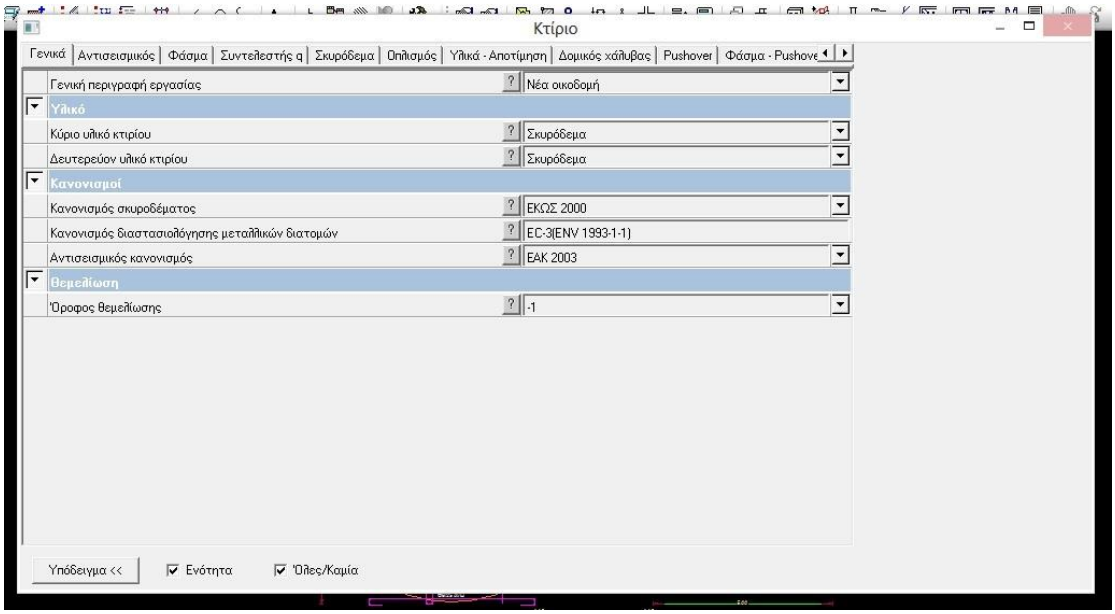
Κεφαλαιο 2: Προσθήκη 2 Ορόφων με Οπλισμένο Σκυρόδεμα

Σε αυτό το κεφάλαιο θα ασχοληθούμε με την προσθήκη των δύο ζητούμενων ορόφων , η οποία θα γίνει απο σκυρόδεμα . Η επίλυση των στατικών της οικοδομής έγινε με χρήση του προγράμματος Fespa , το οποίο όπλισε τις υπάρχουσες διατομές των υποστυλωμάτων και δοκών , όπου μείνανε σταθερές σε διαστάσεις κατα πλειοψηφία . Μικρές αλλαγές γίνανε στο ύψος μερικών δοκών στον 4° και 5° όροφο όπου τα φορτία ήταν μειωμένα .

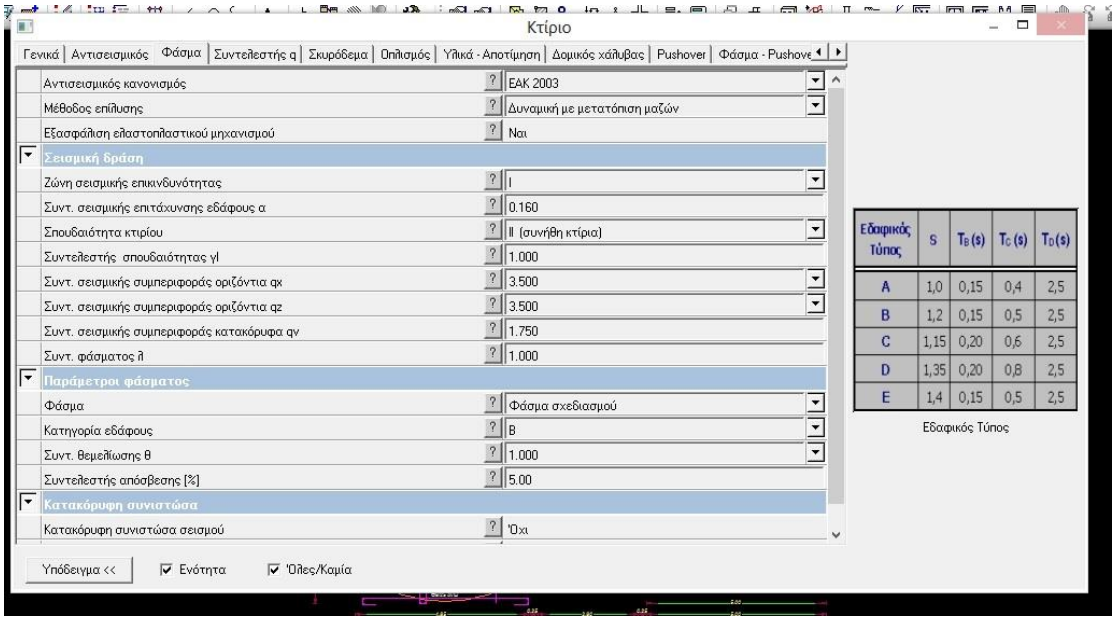


3D του κτηρίου με τη προσθήκη

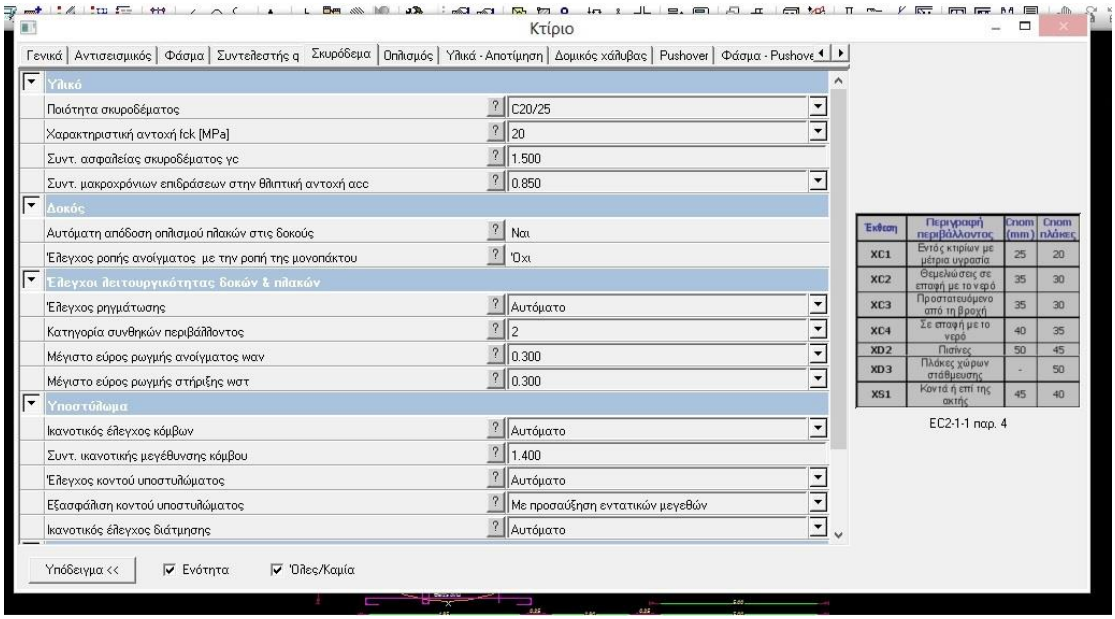
Η ποιότητα των υλικών του υπάρχοντος κτιρίου είναι σκυρόδεμα κατηγορίας B225 , το οποίο αντιστοιχούσε σε ενδιάμεση ποιότητα μεταξύ *C12/15* και *C16/20* , ενώ ο οπλισμός ήταν χάλυβας *StlIII* , ο οποίος αντιστοιχεί σε χάλυβα αντοχής 420 Mpa . Η ποιότητα σκυροδέματος και χάλυβα που χρησιμοποιήθηκαν στην προσθήκη ήταν *C20/25* και *B500C* , ενώ ο συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς q που χρησιμοποιήθηκε είχε τιμή 3,5 , όπως προβλέπεται από τον κανονισμό για θεώρηση πλάστιμης συμπεριφοράς .



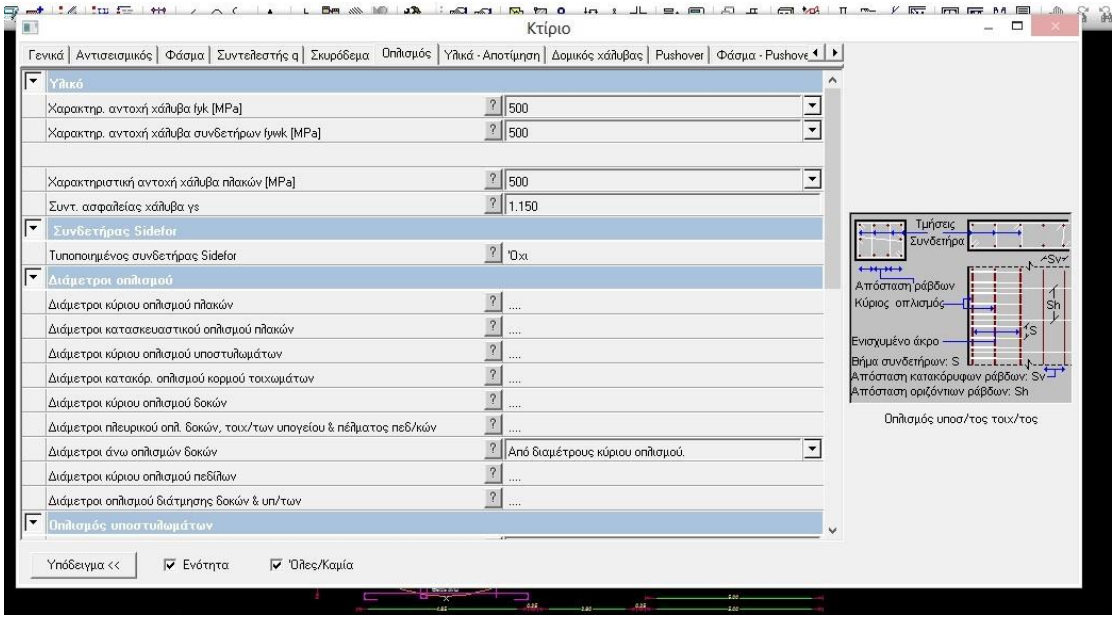
Καρτέλα κανονισμων που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση



Καρτέλα συντελεστων φάσματος

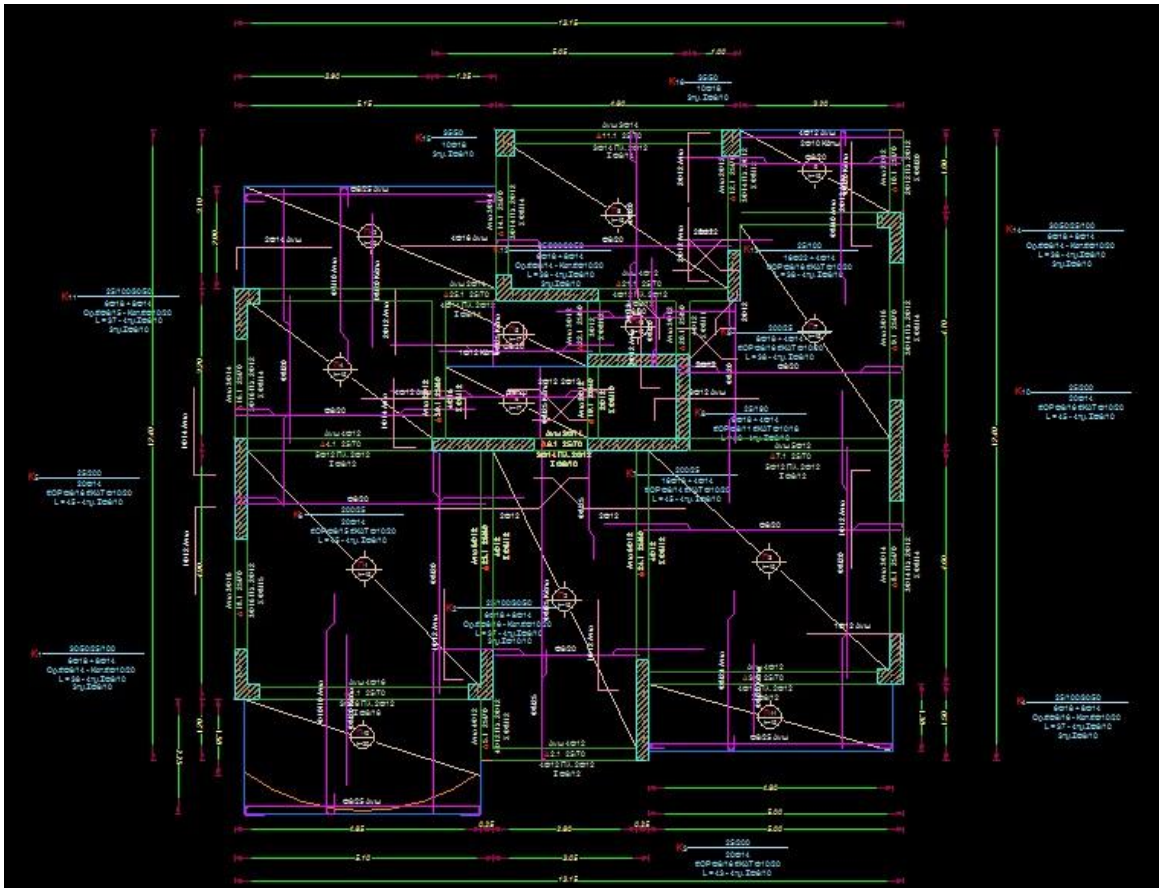


Καρτέλα ποιότητας σκυροδέματος

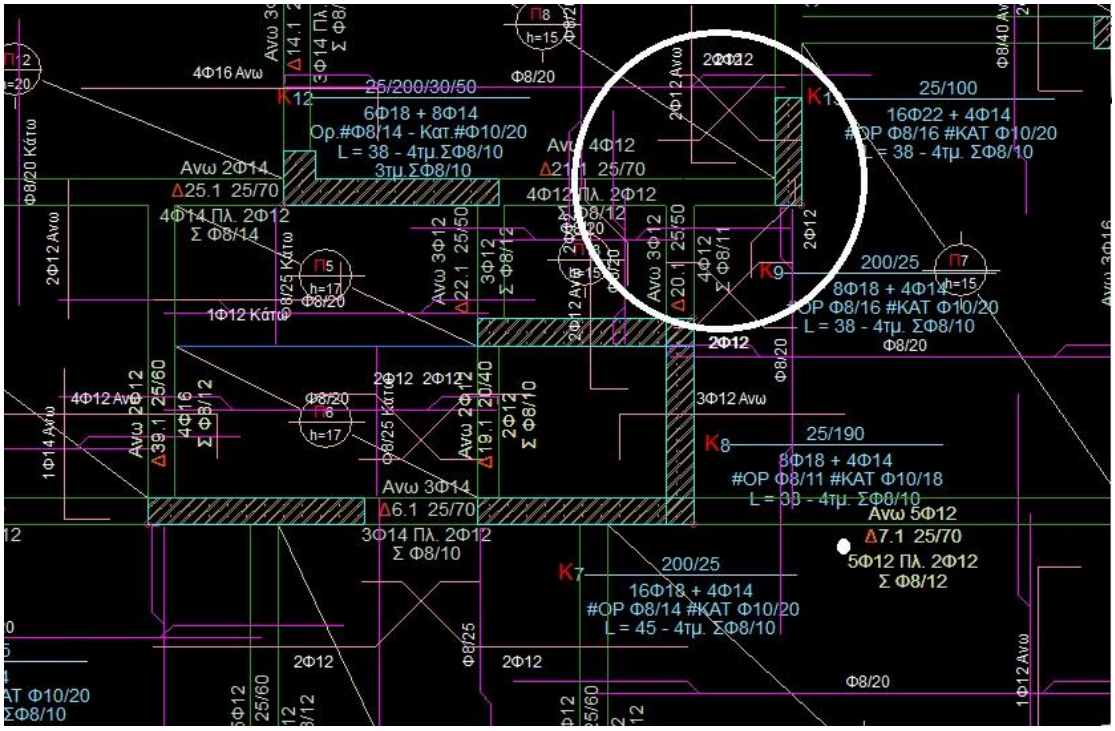


Καρτέλα ποιότητας σκυροδέματος

Παρακάτω μπορούμε να δούμε τον ξυλότυπο του ισογείου όπως μας τον παρουσίασε το πρόγραμμα μετά την επίλυση με τους έξτρα δύο ορόφους . Όπως παρατηρούμε ο υπάρχων δισδιαγώνιος οπλισμός στα δοκάρια , όπου η διαφορά προσήμου της ανακυκλιζόμενης τέμνουσας είναι μεγάλη , είναι επαρκής . Βέβαια από την επίλυση με το έξτρα φορτίο προέκυψε απαίτηση δισδιαγώνιου οπλισμού και σε δοκούς που δεν είχαν πριν την προσθήκη, όπως η παρακάτω.

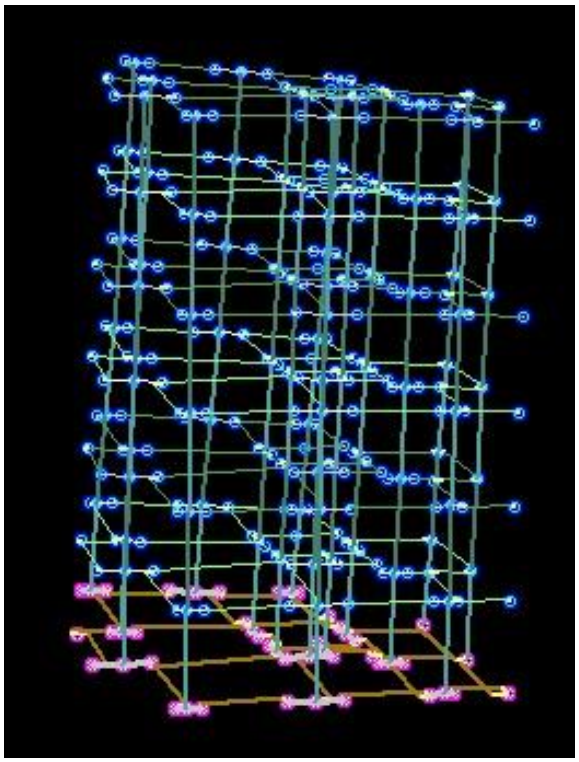


Ξυλότυπος οροφής ισογείου μετά την προσθήκη

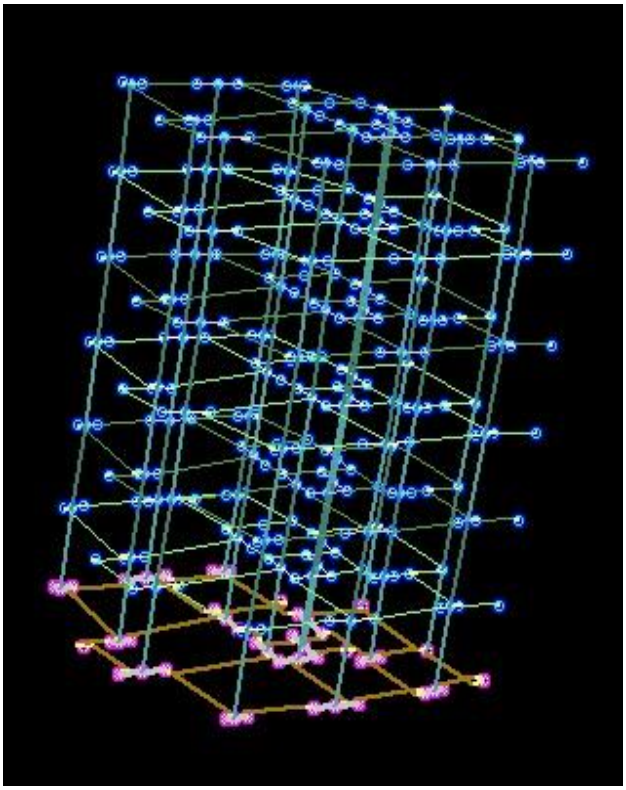


Δοκός που απαιτεί δισδιαγώνιο οπλισμό μετά την προσθήκη

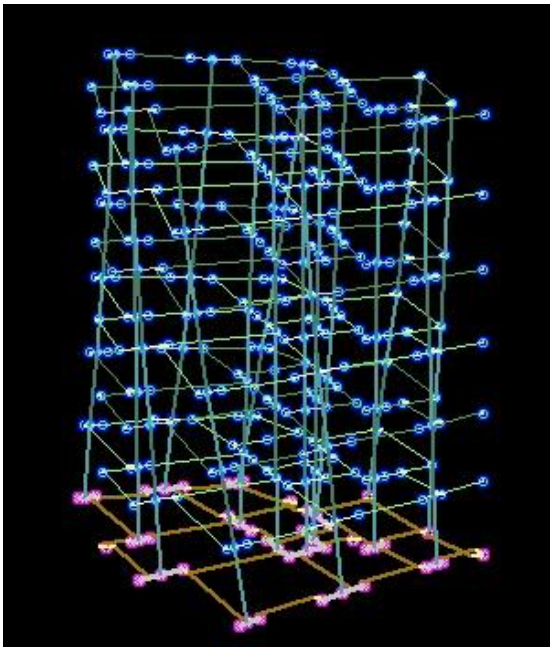
Όλα αυτά θα αντιμετωπιστούν στις ενισχύσεις του κτιρίου καθώς οι απαιτούμενοι οπλισμοί για την προσθήκη είναι αρκετά περισσότεροι απο τους υπάρχοντες. Ακολουθούν οι κυριότερες ιδιομορφές του κτιρίου , αλλά και ένας πίνακας των υπαρχόντων οπλισμών των υποστυλωμάτων αλλά και αυτών που απαιτούνται , που κατασκευάστηκε με χρήση Excel.



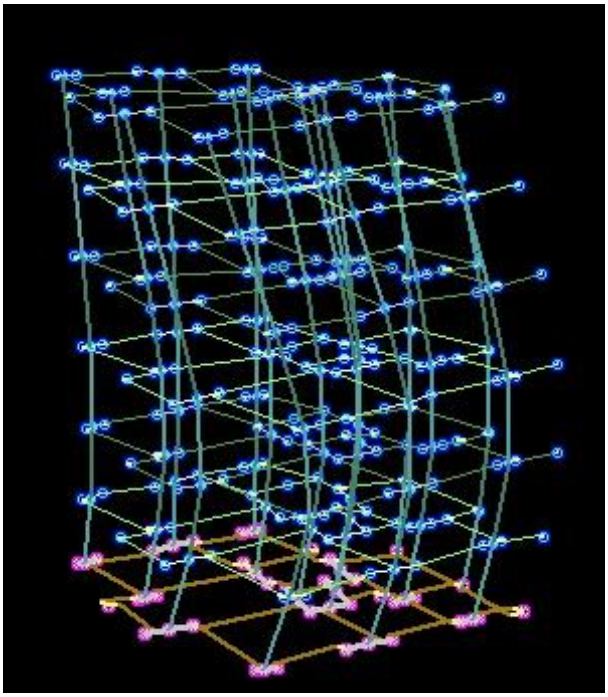
1η Ιδιομορφή +X διεύθυνση,T=0,692 sec



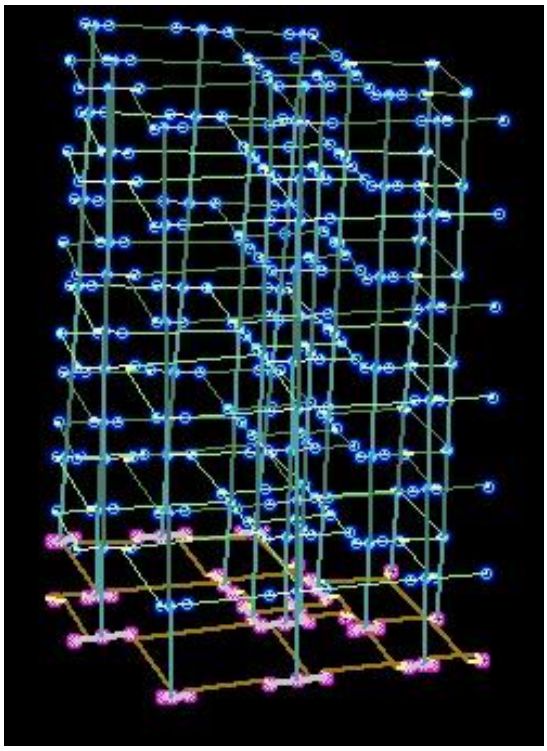
2η Ιδιομορφή +Χ διεύθυνση,Τ=0,601 sec



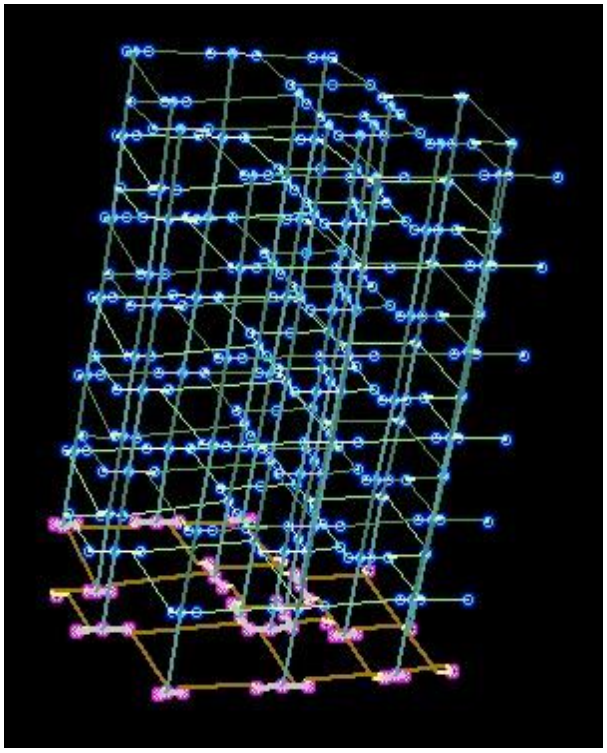
3η Ιδιομορφή +Χ διεύθυνση,Τ=0,488 sec



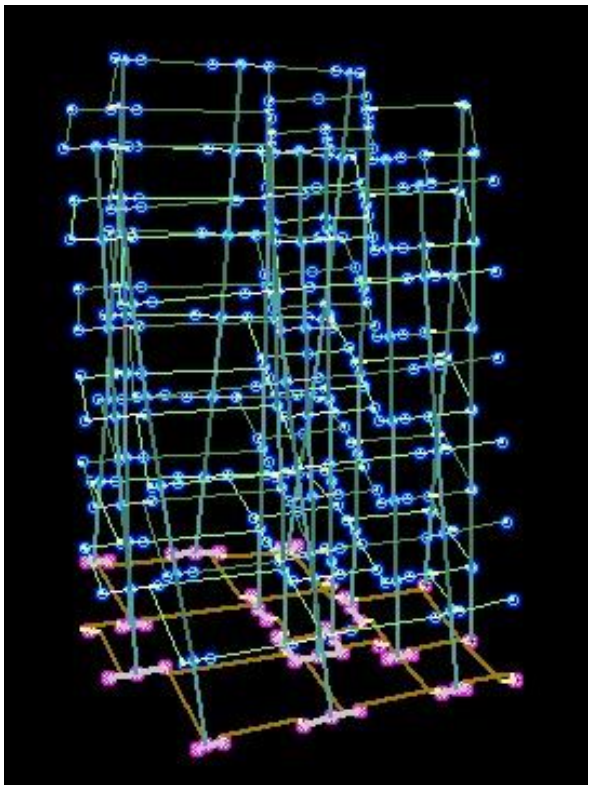
4η Ιδιομορφή +X διεύθυνση,T=0,142 sec



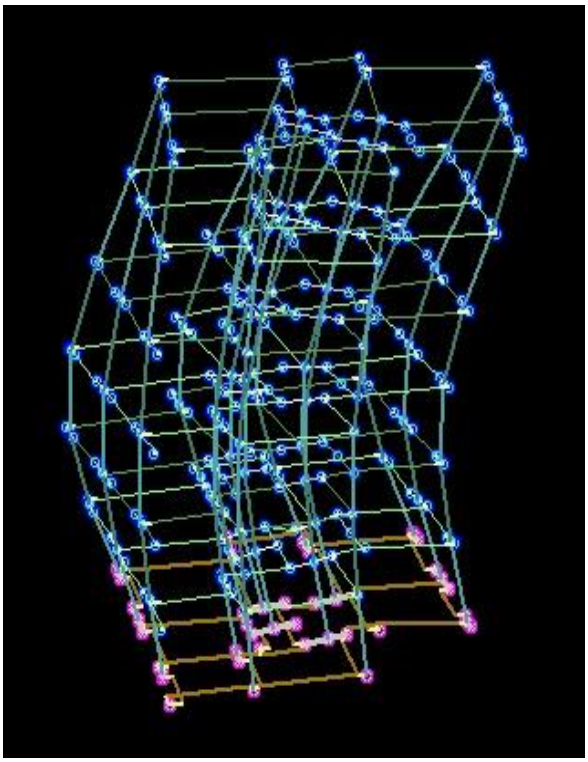
1η Ιδιομορφή +Z διεύθυνση,T=0,715 sec



2η Ιδιομορφή +Z διεύθυνση,T=0,603 sec



3η Ιδιομορφή +Z διεύθυνση,T=0,485 sec

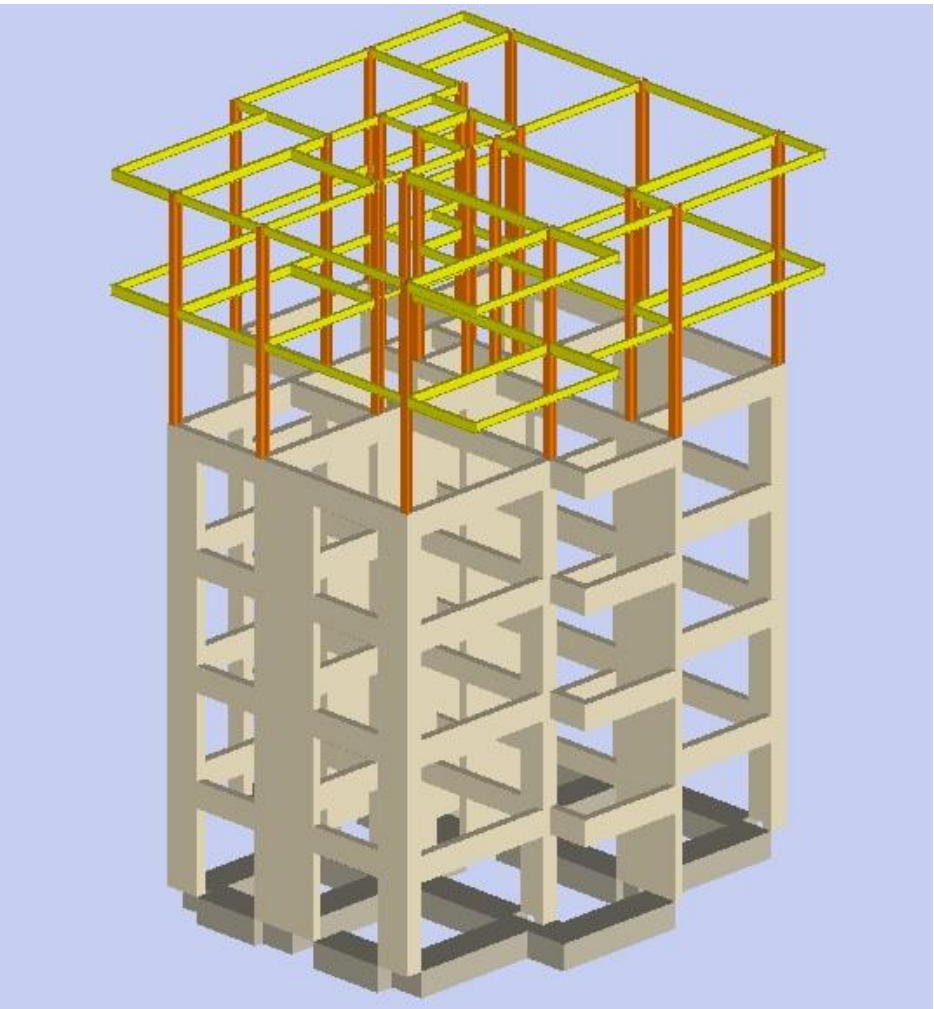


4η Ιδιομορφή +Z διεύθυνση,T=0,149 sec

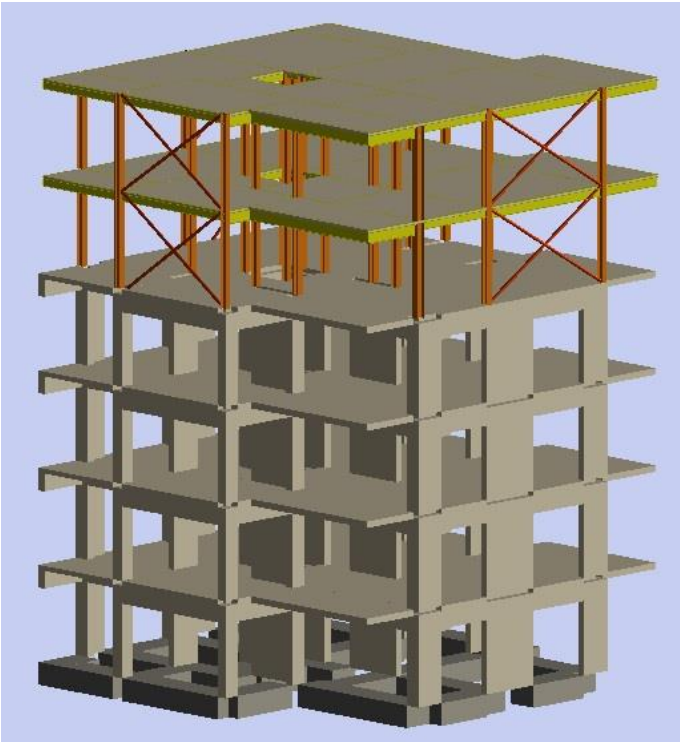
Πίνακας Ενισχύσεων Προσθήκης με Μπετόν					
Υποστυλώματ	άρχον Οπλισμός (Stl III(420N	πάρχον Οπλισμός (B50	Προσθήκη Μπετό	οσοστό Επιπλέον Οπλισ	Ενίσχυση Υπ/τα
K1	33,6	28,224	27,57	0	OK
K2	33,6	28,224	27,57	0	OK
K3	26,5	22,26	30,78	38,27	Ενίσχυση
K4	33,6	28,224	27,57	0	OK
K5	26,5	22,26	30,78	38,27	Ενίσχυση
K6	26,5	22,26	30,78	38,27	Ενίσχυση
K7	24,97	20,9748	46,86	123,41	Ενίσχυση
K8	18,34	15,4056	26,5	72,02	Ενίσχυση
K9	24,97	20,9748	26,5	26,34	Ενίσχυση
K10	26,5	22,26	46,86	110,51	Ενίσχυση
K11	33,6	28,224	27,57	0	OK
K12	33,6	28,224	27,57	0	OK
K13	26,5	22,26	68,8	209,07	Ενίσχυση
K14	33,6	28,224	27,57	0	OK
K15	19,41	16,3044	25,44	56,03	Ενίσχυση
K16	19,41	16,3044	30,52	87,19	Ενίσχυση

Κεφαλαιο 3: Προσθήκη 2 Ορόφων με Μεταλλική Κατασκευή

Στο κεφάλαιο αυτό θα εξετάσουμε το σενάριο της προσθήκης με μεταλλική κατασκευή. Μέσα στα πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών είναι η ταχύτητα ανέγερσης , το μειωμένο βάρος αλλά και ο υψηλός λόγος αντοχής προς βάρος που παρέχει ο χάλυβας.

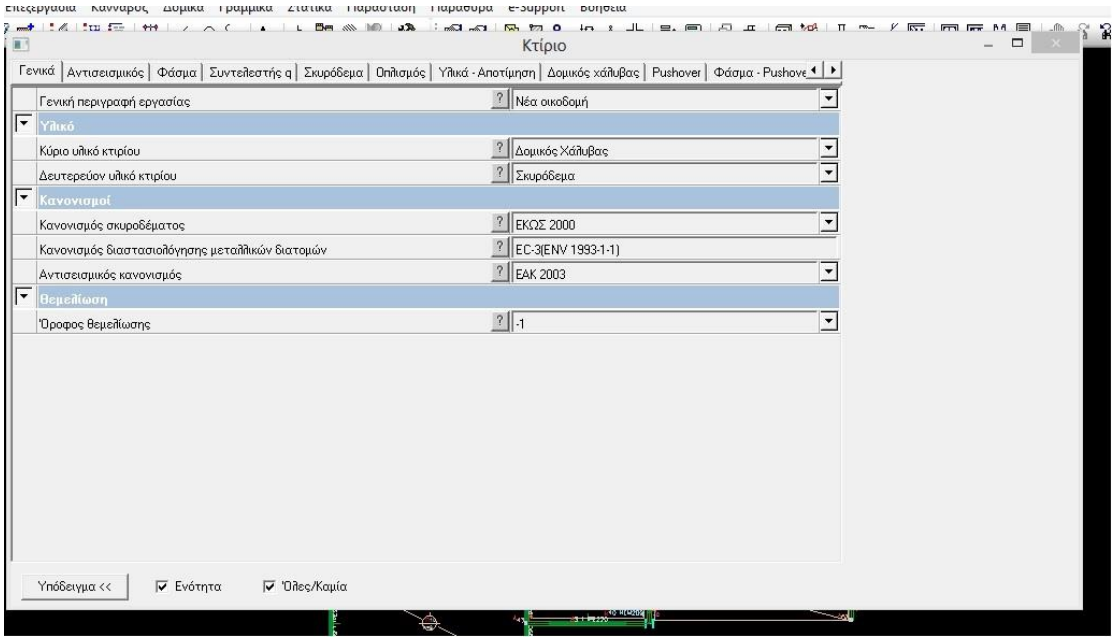


3D μοντέλο του πλαισίου της προσθήκης

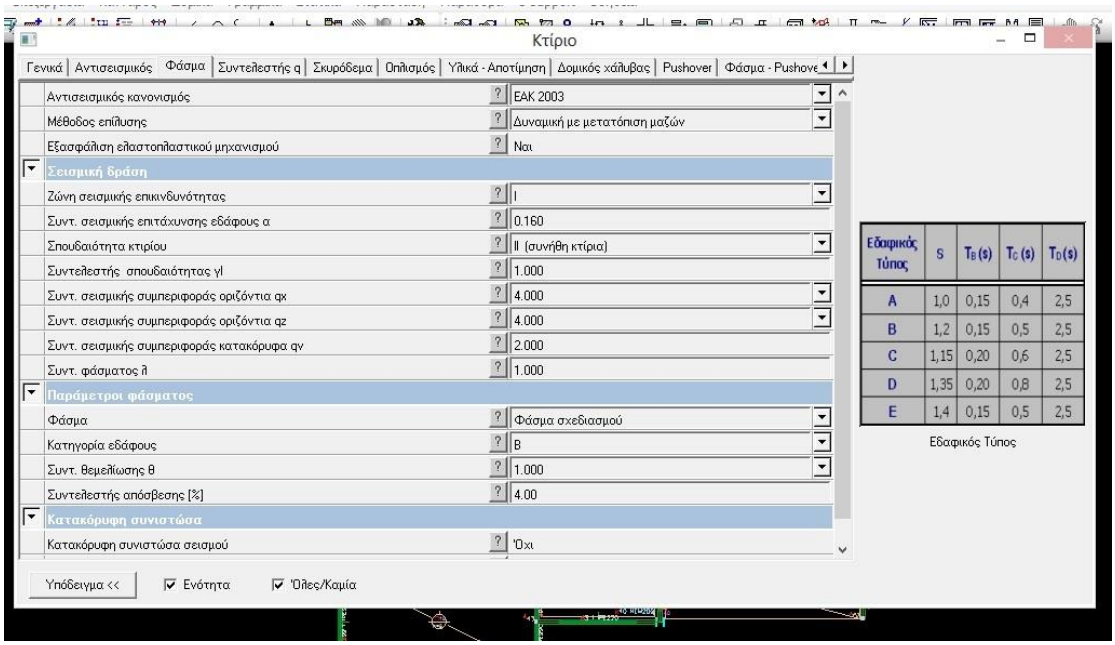


3D μοντέλο της προσθήκης μαζί με τις πλάκες

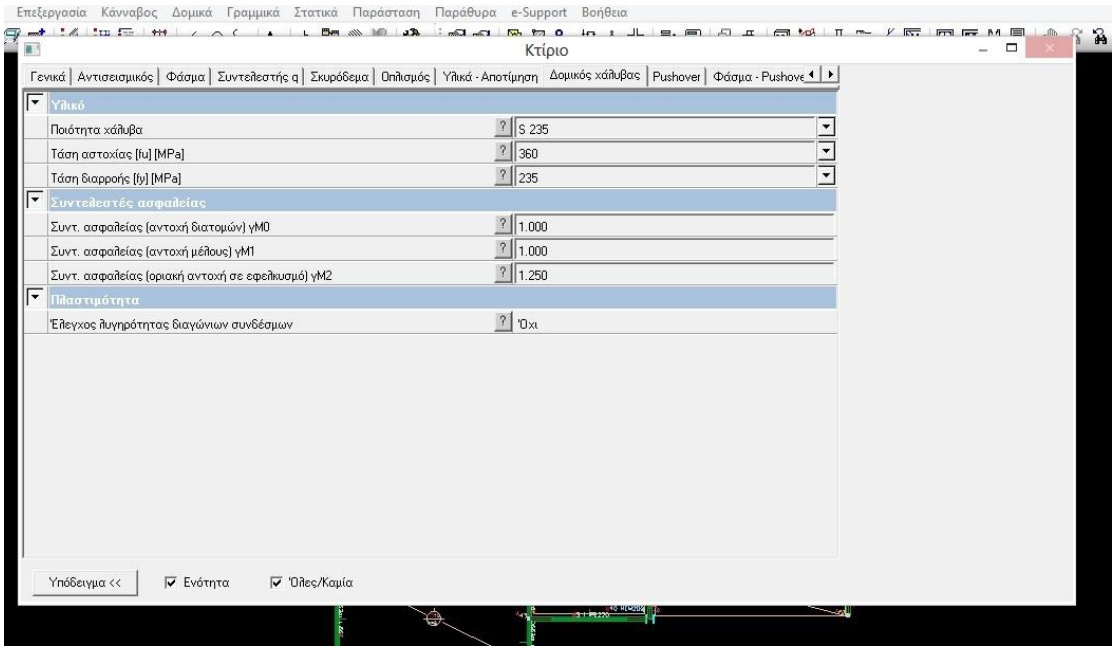
Η επίλυση του πλαισίου έγινε με το στατικό πρόγραμμα Fespa , το οποίο διαστασιολόγησε τις διατομές των μεταλλικών μελών και πλακών , αφού έγινε η εισαγωγή των εντατικών μεγεθών και επιλέχθηκαν οι θέσεις των υποστυλωμάτων. Η ποιότητα του χάλυβα που χρησιμοποιήθηκε είναι S235 , ενώ για τον συντελεστή συμπεριφοράς q χρησιμοποιήσαμε τις μέγιστες προβλεπόμενες τιμές απο τον κανονισμό (q = 4 για πλαίσια) που εφαρμόζονται για θεώρηση πλάστιμης συμπεριφοράς . Παρακάτω ακολουθούν μερικοί πίνακες απο το πρόγραμμα που αφορούν τις παραδοχές με τις οποίες έγινε η επίλυση του πλαισίου.



Καρτέλα κανονισμων που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση



Καρτέλα συντελεστων φάσματος

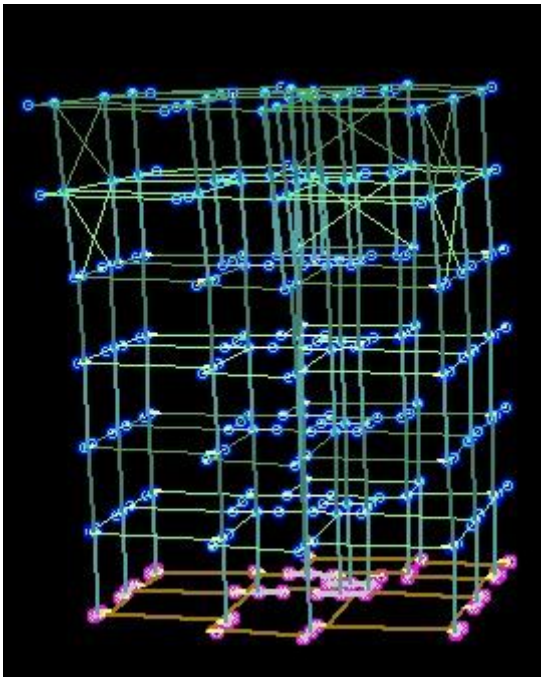


Καρτέλα ποιότητας υλικών

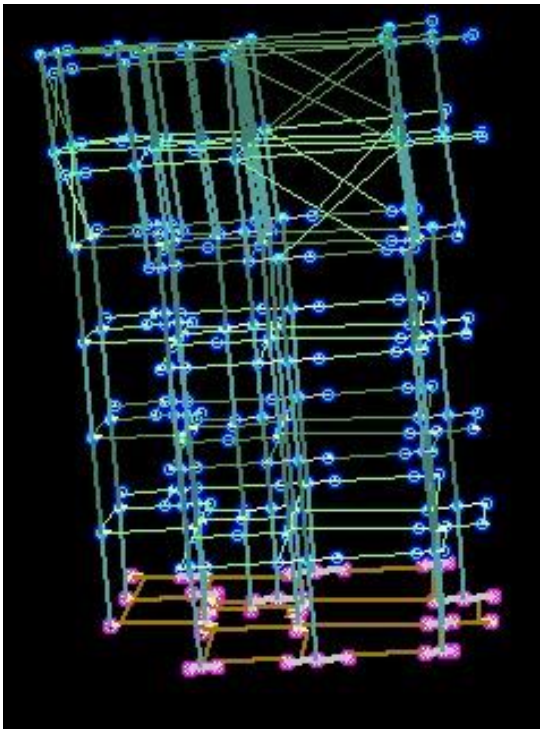
Η επιλογή των θέσεων των υποστυλωμάτων ήταν υψηλής σημασίας καθώς αυτή ήταν ο κύριος παράγοντας που θα επιρρέαζε την ακαμψία της κατασκευής. Επίσης περιορισμούς είχαμε και στην επιλογή των διατομών καθώς θα εδράζονται πάνω σε υποστυλώματα , και τοιχία , τα οποία έχουν πάχος 25 cm. Οπότε οι διαστάσεις των μεταλλικών υποστυλωμάτων δεν θα έπρεπε να ξεπερνάνε τα 25 cm. Μετά απο δοκιμές καταλήξαμε στην παρακάτω διάταξη των υποστυλωμάτων καθώς αυτή μας έδωσε την μικρότερη μετακίνηση για τον άξονα X και Z . Βέβαια οι μετακινήσεις της μεταλλικής κατασκευής είναι μεγαλύτερες απο αυτές της προσθήκης απο σκυρόδεμα αλλά η μείωση του βάρους της κατασκευής είναι τεράστια. Για λόγους πρακτικότητας περιορίσαμε την ποικιλία των διατομών , σε 2 στα υποστυλώματα , και σε 4 στις δοκούς .

Επιλεγμένη διάταξη των μεταλλικών υποστύλωμάτων

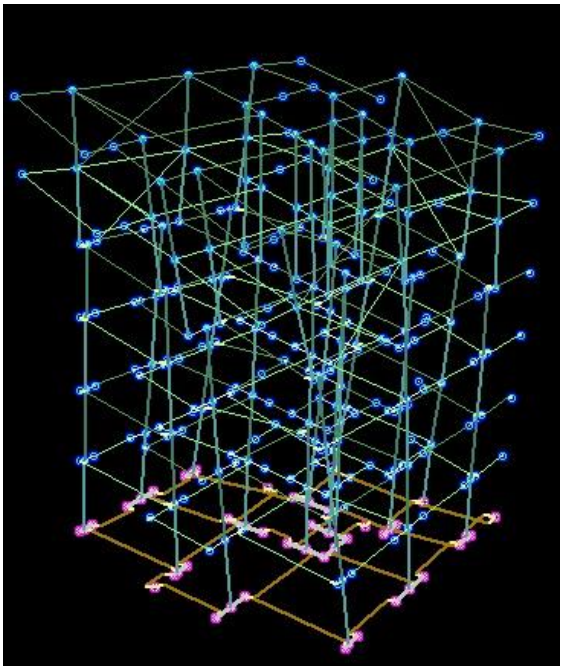
Σύμφωνα με τα παραπάνω το βάρος του μεταλλικού πλαισίου ανέρχεται στους *19,91* τόνους , τη στιγμή που το βάρος του σκελετού της προσθήκης απο σκυρόδεμα είναι περίπου 250 τόνοι . Όπως μπορούμε να δούμε η διαφορά του βάρους στην υποκείμενη κατασκευή είναι τεράστια. Παρακάτω δίνονται οι κυριότερες ιδιομορφές της κατασκευής καθώς ο αριθμός τους ανέρχεται στις 13.



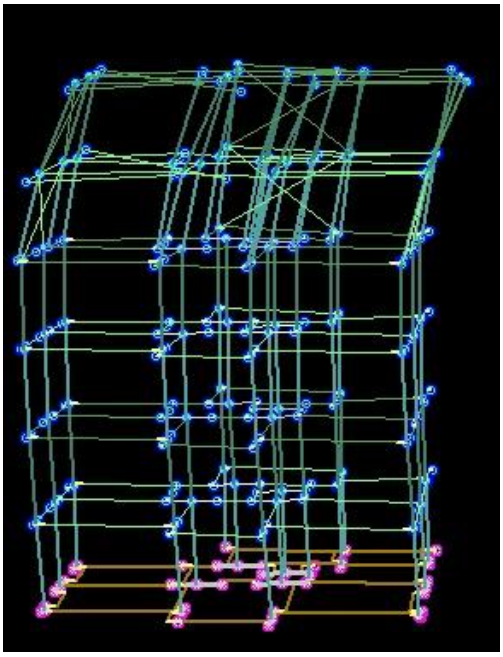
Ιδιομορφή 1 διέυθυνση +X ,T=0,6675 sec



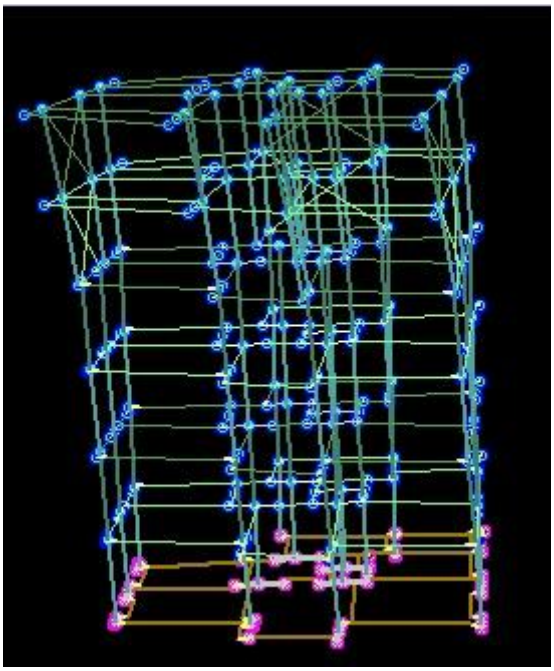
Ιδιομορφή 2 διέυθυνση +X ,T=0,5736 sec



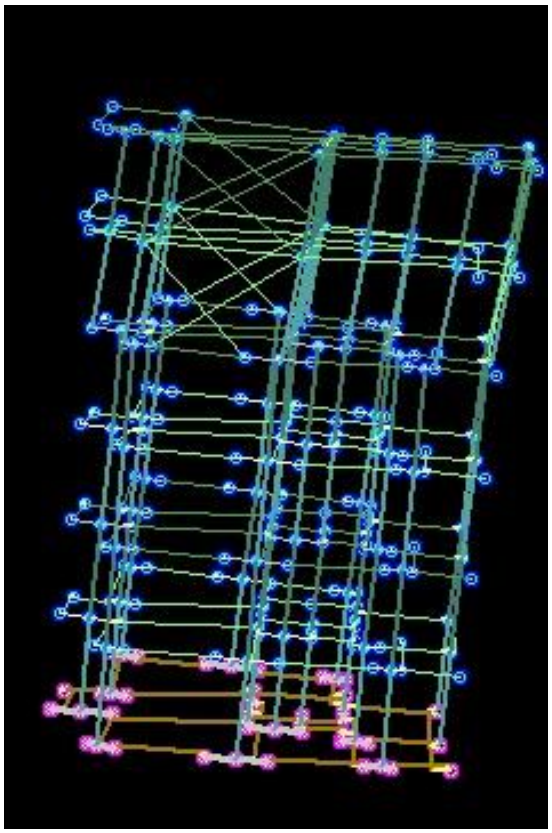
Ιδιομορφή 3 διέυθυνση +X ,T=0,4708 sec



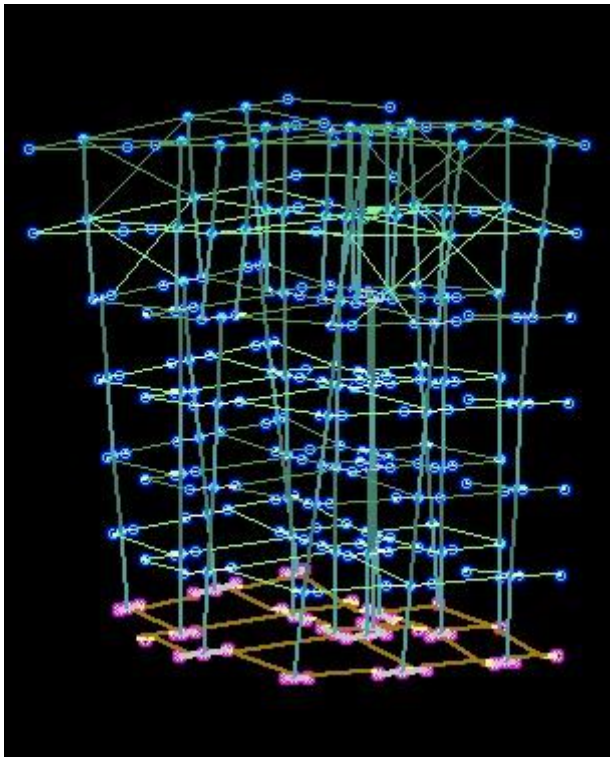
Ιδιομορφή 4 διέυθυνση +X ,T=0,2624 sec



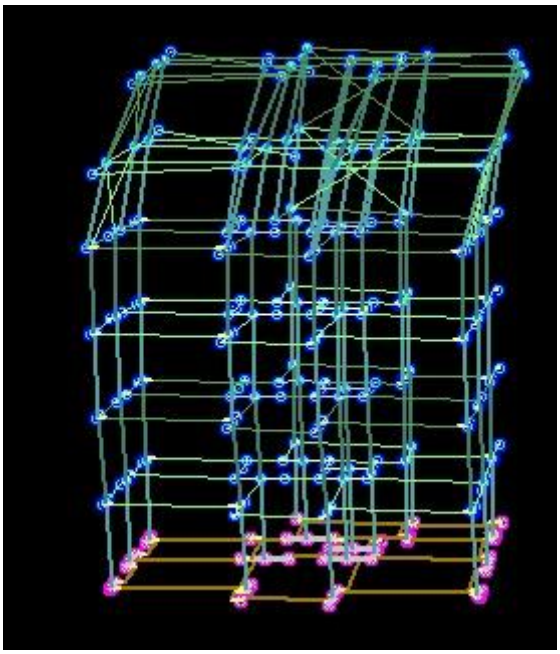
Ιδιομορφή 1 διέυθυνση +Z ,T=0,6975 sec



Ιδιομορφή 2 διέυθυνση +Z ,T=0,5753 sec



Ιδιομορφή 3 διέυθυνση +Z ,T=0,4618 sec



Ιδιομορφή 4 διέυθυνση +Z ,T=0,2743 sec

Όπως αναφέραμε και στο κεφάλαιο 2 , αυτό της παρουσίασης του κτιρίο, το υπάρχον κτίριο δεν είχε μελετηθεί με πρόβλεψη προσθήκης επιπλέον ορόφου , πόσο μάλλον δύο ορόφων.Οπότε θα χρειαστούν εκτεταμένες ενισχύσεις σε σχεδόν όλα τα υποστυλώματα. Παρακάτω παρατίθεται ένας πίνακας , ο οποίος με την βοήθεια του EXCEL , δείχνει τον υπάρχοντα οπλισμό κάθε διατομής υποστυλώματος σε Stl3 , τα αντίστοιχα εμβαδά οπλισμού σε ποιότητα S500 αλλά και τον απαιτούμενο οπλισμό για την ενίσχυση σύμφωνα με τις επιλύσεις του Fespa. Οι ενισχύσεις των υποστυλωμάτων θα γίνουν με μανδύες όπως αναφέραμε στο κεφάλαιο 2.

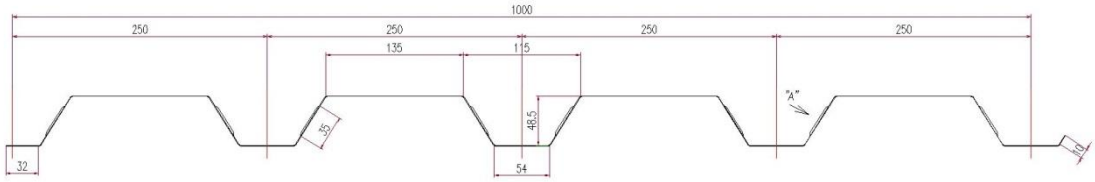
Πίνακας Ενισχύσεων Προσθήκης με Μεταλλικό					
Υποστυλώματα	Υπάρχον Οπλισμός (Stl III(420Mpa)	Υπάρχον Οπλισμός (B500C)	Προσθήκη Μεταλλικό	Ποσοστό Επιπλέον Οπλισ	Ενίσχυση Υπ/τος
K1	33,6	28,224	31,264	10,77	Ενίσχυση
K2	33,6	28,224	31,264	10,77	Ενίσχυση
K3	26,5	22,26	28,35	27,36	Ενίσχυση
K4	33,6	28,224	31,264	10,77	Ενίσχυση
K5	26,5	22,26	33,12	48,79	Ενίσχυση
K6	26,5	22,26	33,12	48,79	Ενίσχυση
K7	24,97	20,9748	40	90,71	Ενίσχυση
K8	18,34	15,4056	28,35	84,02	Ενίσχυση
K9	24,97	20,9748	28,35	35,16	Ενίσχυση
K10	26,5	22,26	40	79,69	Ενίσχυση
K11	33,6	28,224	31,264	10,77	Ενίσχυση
K12	33,6	28,224	31,264	10,77	Ενίσχυση
K13	26,5	22,26	58,24	161,64	Ενίσχυση
K14	33,6	28,224	31,264	10,77	Ενίσχυση
K15	19,41	16,3044	22,176	36,01	Ενίσχυση
K16	19,41	16,3044	22,176	36,01	Ενίσχυση

Σύμμικτη πλάκα

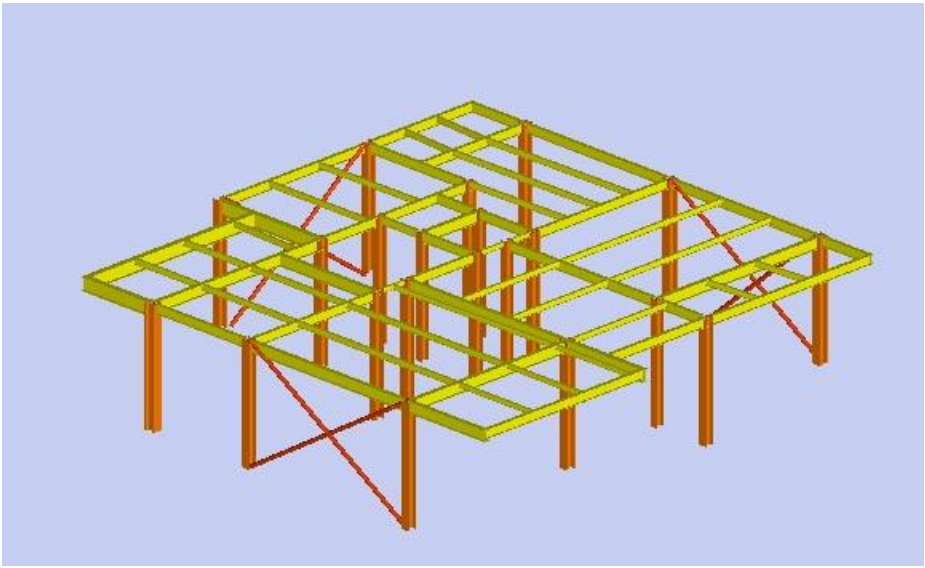
Σε αυτή την περίπτωση της προσθήκης , η οποία θα γίνει με μεταλλική κατασκευή , το είδος της πλάκας θα είναι σύμμικτη. Αυτό το είδος πλάκας είναι ειδικό για τις μεταλλικές κατασκευές καθώς συνδυάζει την ταχύτητα κατασκευής μαζί με την μείωση του βάρους σε σχέση με άλλα συστήματα πλακών , επιτυχγάνοντας έτσι οικονομια στη θεμελίωση , στις δοκούς και στα υποστυλώματα.

Τα γενικά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου που θα χρησιμοποιηθεί στην δική μας περίπτωση είναι :

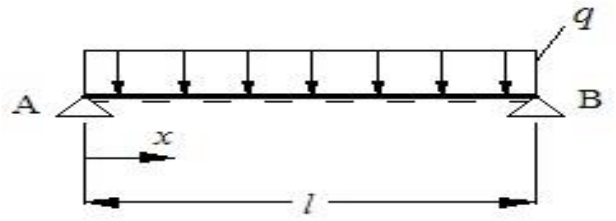
- Ανάπτυγμα: 1250mm
- Πάχος: 1,5mm (±0,02)
- Κάλυψη: 1000 ±5,0mm
- Βάθος: 48,5 ±1,0mm
- Πάτημα: 250 ±2mm



Το εμβαδόν ανά μέτρο του χαλυβδόφυλλου ανέρχεται σε 18,75 cm^2 , με αποτέλεσμα την σημαντική μείωση των οπλισμών στην σύμμικτή πλάκα σε σχέση με τις συμβατικές πλάκες . Επιπλέον θα τοποθετηθεί πλέγμα και διαμήκης οπλισμός τις νευρώσεις. Για την υποστήριξη των χαλυβδόφυλλων θα τεθούν διαδοκίδες ανά 1,5 μέτρο , ο έλεγχος των οποίων σε βέλη και κάμψη ακολουθεί παρακάτω. Τα είδη των διαδοκίδων θα είναι δύο , λόγω των διαφορετικών φορτίσεων σε πρόβολο και σε πλάκα.



Έλεγχος διαδοκίδων



Διαδοκίδα IPE120 για προβόλους

Η δυσμενέστερη διαδοκίδα για προβόλους είναι αυτή της πλάκας 12 , η οποία έχει μήκος l=200 cm , και σύμφωνα με αυτήν θα διαστασιολογηθούν όλες οι διαδοκίδες των προβόλων. Το φορτίο διαστασιολόγησης υπολογίζεται απο τα φορτία του προβόλου , κινητα και μόνιμα , για λωρίδα με πλάτος επιρροής 1,5μ .

Γεωμετρικά στοιχεία διατομής IPE120

h=	**120 mm**	**I_y=**	**317.8 cm^4**	**i_y=**	**4.90 cm**
b=	64 mm	I_z=	27.67 cm^4	$i_{z=}$	1.45 cm
t_w=	4.4 mm	$W_{el,y}$=	52.96 cm^3	I_t=	1.74 cm^4
t_f=	6.3 mm	$W_{pl,y}$=	60.73 cm^3	I_w=	0.89 x 10^{-3} cm^6
d=	93.4 mm	$W_{el,z}$=	8.65 cm^3	A_{vz}=	6.31 cm^2
A=	13.21 cm^2	$W_{pl,z}$=	13.58 cm^3	G=	10.4 Kg/m

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

$$Qsd = 1.35g + 1.5q = 1.35 \times 1.8 + 1.5 \times 7.5 = 13.68\ kN/m$$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού : $Msd = \frac{Qsd \times l^2}{8}$ = 6.84 kNm

Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού : Vsd = $\frac{Qsd \times l}{2}$ = 13.64 kN/m

a) Έλεγχος σε κάμψη

Πρέπει $W_{pl,Rd} \geq \frac{Msd \times \gamma}{fy}$ =*58.21 cm^3*

Επιλέγω διατομή IPE120 με $W_{pl,Rd}$ = 60.73 cm^3 > 58.21 cm^3

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

b) Έλεγχος σε τέμνουσα

Πρέπει $V_{pl,Rd} = \frac{Anz \times fy}{\gamma \times \sqrt{3}}$ = 85.61 kN > 13.64 kN

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά φορτία

Ο έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά φορτία θα γίνει με φορτίο :

$$Qsd = 1.00g + 1.0q = 1.00 \times 1.8 + 1.0 \times 7.5 = 9.3\ kN/m$$

$$W = \frac{5 \times Qsd \times l^4}{384 \times E \times Iy} = 0.2903\ cm\ < \frac{200}{200} = 1\ cm$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά φορτία

Ο έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά φορτία θα γίνει με φορτίο :

$$Qsd = 1.0q = 1.0 \times 7.5 = 7.5\ kN/m$$

$$W = \frac{5 \times Qsd \times l^4}{384 \times E \times Iy} = 0.2341\ cm\ < \frac{200}{250} = 0.8\ cm$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Διαδοκίδα IPE160 για πλάκες

Η δυσμενέστερη διαδοκίδα για πλάκες είναι αυτή της πλάκας 1 , η οποία έχει μήκος l=490 cm , και σύμφωνα με αυτήν θα διαστασιολογηθούν όλες οι διαδοκίδες των πλακών. Το φορτίο διαστασιολόγησης υπολογίζεται απο τα φορτία της πλάκας , κινητα και μόνιμα , για λωρίδα με πλάτος επιρροής 1,5μ .

Γεωμετρικά στοιχεία διατομής IPE160

h=	**160 mm**	**I_y=**	**869.3 cm^4**	**i_y=**	**6.58 cm**
b=	82 mm	I_z=	68.31 cm^4	i_z=	1.84 cm
t_w=	5 mm	$W_{el,y}$=	108.7 cm^3	I_t=	3.60 cm^4
t_f=	7.4mm	$W_{pl,y}$=	123.9 cm^3	I_w=	3.96 x 10^{-3} cm^6
d=	127.2 mm	$W_{el,z}$=	16.66 cm^3	A_{vz}=	9.66 cm^2
A=	20.09 cm^2	$W_{pl,z}$=	26.10 cm^3	G=	15.8 Kg/m

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

$$Qsd = 1.35g + 1.5q = 1.35 \times 2.25 + 1.5 \times 3.0 = 7.5375\ kN/m$$

Καμπτική ροπή σχεδιασμού : $Msd = \frac{Qsd \times l^2}{8}$ = 22.62 kNm

Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού : Vsd = $\frac{Qsd \times l}{2}$ = 18.46 kN/m

a) Έλεγχος σε κάμψη

Πρέπει $W_{pl,Rd} \geq \frac{Msd \times \gamma}{fy}$ =96.25 cm^3

Επιλέγω διατομή IPE160 με $W_{pl,Rd}$ = 123.9 cm^3 > 96.25 cm^3

Οπότε ο έλεγχος ικανοποιείται.

b) Έλεγχος σε τέμνουσα

Πρέπει $V_{pl,Rd} = \frac{Anz \times fy}{\gamma \times \sqrt{3}}$ = 131.06 kN > 18.46 kN

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά φορτία

Ο έλεγχος βέλους κάμψης για μόνιμα και κινητά φορτία θα γίνει με φορτίο :

$$Qsd = 1.00g + 1.0q = 1.00 \times 2.25 + 1.0 \times 3.0 = 5.25\ kN/m$$

$$W = \frac{5 \times Qsd \times l^4}{384 \times E \times Iy} = 2.158\ cm\ < \frac{490}{200} = 2.45\ cm$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά φορτία

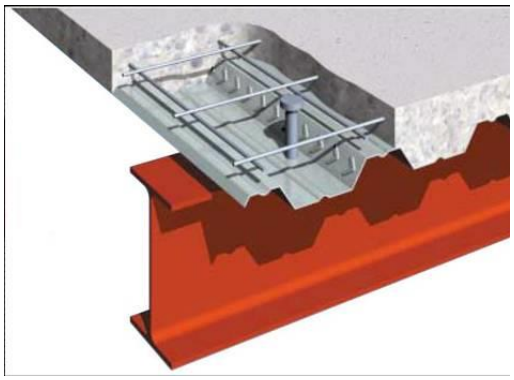
Ο έλεγχος βέλους κάμψης για κινητά φορτία θα γίνει με φορτίο :

$$Qsd = 1.0q = 1.0 \times 3.0 = 7.5\ kN/m$$

$$W = \frac{5 \times Qsd \times l^4}{384 \times E \times Iy} = 1.2335\ cm\ < \frac{490}{250} = 1.96\ cm$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Διατμητικοί Σύνδεσμοι



Όπως αναφέραμε και στην αρχή του κεφαλαίου 3 , η πλάκα της προσθήκης θα είναι σύμμικτη ,και βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος . Η παραλαβή αυτή γίνεται με τους διατμητικούς συνδέσμους , που στην

δικία μας περίπτωση θα είναι διατμητικοί ήλοι κεφαλής . Οι ήλοι που θα τοποθετηθούν θα παραλαμβάνουν όλη την διαμήκη διάτμηση , δηλαδή η σύνδεση θα είναι πλήρης διατμητική . Παρακάτω παραθέτουμε την διαδικασία υπολογισμού , της διαμήκους διάτμησης, της αντοχής των ήλων και τον προσδιορισμό του αριθμού των διατμητικών ήλων .

Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	**IPE270**
Ύψος διατομής [h]	270,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	135,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	6,60 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	10,20 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Επιφάνεια [A]	45,9 cm^2
Βάρος Διατομής [w]	0,36 kN/m
Πάχος πλάκας σκυροδέματος	9 cm
Πλάτος πλάκας [b_{eff}]	62 cm
Ποιότητα Υλικού	S235
Ποιότητα πλάκας σκυροδέματος	C20/25

Βασικά στοιχεία πλάκας σκυροδέματος

Επιφάνεια [A_c]	**558 cm^2**
Ροπή Αδράνειας [$I_{c,0}$]	3766,5 cm^4
Θέση κέντρου βάρους [z_c]	4,5 cm

Βασικά στοιχεία σιδηροδοκού

Επιφάνεια [A_α]	**45,9 cm^2**
Ροπή Αδράνειας [$_{\alpha,0}$]	5787 cm^4
Θέση κέντρου βάρους [z_α]	13,5 cm

E_c	**210 MPa**
E_a	30 MPa
η	7

Μέθοδος Ισοδύναμης Διατομής

A_e	**125,61 cm^2**
Z_e	7,7885 cm
I_e	8684,43 cm^4
$W_{a,u}$	307,83 cm^3
$W_{a,o}$	7168,33 cm^3
$W_{c,u}$	50178 cm^3
$W_{c,0}$	-7805,23 cm^3

Τάσεις της Δοκού

Άκρα			Μέσον		
N_{Ed} **= +17,5 kN**		M_{Ed} = +71,46 kNm	N_{Ed} = +17,5 kN		M_{Ed} = +40,70 kNm
σ_{au}	23,35 kN/cm^2	< f_{yd} = 23,5 kN/cm^2	σ_{au}	13,36 kN/cm^2	< f_{yd} = 23,5 kN/cm^2
σ_{a0}	1,1362 kN/cm^2	< f_{yd} = 23,5 kN/cm^2	σ_{a0}	0,7070 kN/cm^2	< f_{yd} = 23,5 kN/cm^2
σ_{cu}	0,2817 kN/cm^2	< f_{cd} = 13,33 kN/cm^2	σ_{cu}	0,2204 kN/cm^2	< f_{cd} = 13,33 kN/cm^2
σ_{c0}	-0,776 kN/cm^2	< f_{cd} = 13,33 kN/cm^2	σ_{c0}	-0,3821 kN/cm^2	< f_{cd} = 13,33 kN/cm^2

Οι τάσεις στο μέσον και τα άκρα της δοκού δίνονται στον Πίνακα 4.4 . Η ελαστική ροπή δίνεται απο την σχέση $M_{el,Rd}=M_{a,Ed} + k*\Sigma M_{Ed,L}$, απο την οποία το $M_{a,Ed}=0$ διότι η δοκός υποστηρίζεται πλήρως στην φάση κατασκευής.Οπότε

Οριακές τάσεις

$F_{yd} = {}^{23.5}/_{1.0}$ =23.5 kN/cm

$F_{sd} = {}^{50}/_{1.15}$ = 43.5 kN/cm^2

0.85 * F_{cd} = 0.85 $\times$ ${}^{2.0}/_{1.5}$ = 1.13 kN/cm^2

K = min {23.5/13.36 , 43.5 , 1.13/0.38} = min {1.758 , ,2.98} = 1.758

Η ελαστική ροπή προκύπτει απο την εξάντληση της αντοχής του χάλυβα και είναι :

$M_{el,Rd} = 0 + 1{,}758 \times 40{,}70$ = 71.59 kNm

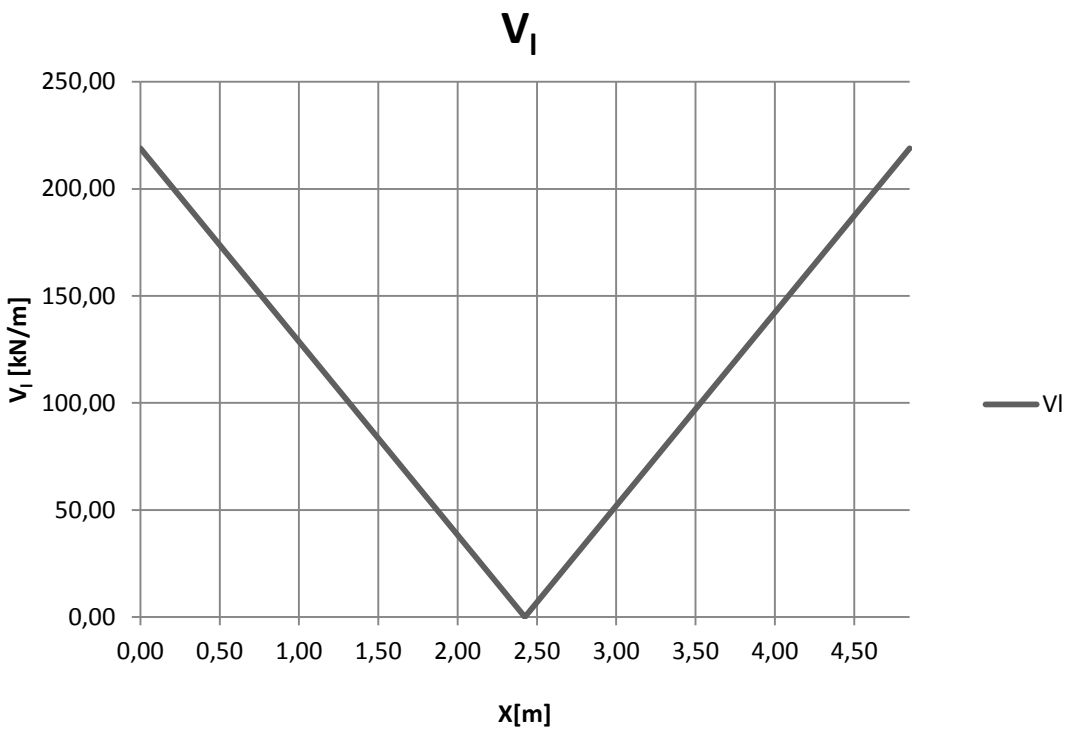
Οπότε ισχύει M_{Ed} = 71.46 < 71.59 kNm Και συνεπώς η δοκός συμπεριφέρεται ελαστικά και η διαμήκης διάτμηση ακολουθεί το διάγραμμα των τεμνουσών , και προσδιορίζεται απο τα παρακάτω :

Z_e = 7.7885 cm < d = 9 cm

$S = A_a * (Z_a - Z_{a\text{-}a})$= $45{,}9 \times (13{,}5 - 9)$ = 206.55 cm^3

V_l =**V * S / I$_e$** = 206.55 cm^3 / 8684.43 cm^4 = 0.02378 * V_{ed} = 2.378V_{ed}

Η συνολική δύναμη της διεπιφάνειας στη μισή δοκό προκύπτει απο ολοκλήρωση του διαγράμματος ροής και είναι ίση με :



Σχήμα 4.1 Διάγραμμα διαμήκους διάτμησης δοκού

V_{tot} = 0.5 × 218.95 × 2.425 = 265.467 kN

Λόγω του πάχους της πλάκας $h_{πλάκας}$ = 12 cm (7 cm σταθερό και 5 cm επιπλέον λόγω της τραπεζοειδούς λαμαρίνας) επιλέγεται ύψος ήλου h = 100 mm , και διάμετρος d = 16 mm . Ενώ η εφελκυστική αντοχή του ήλου εκλαμβάνεται 200 Mpa .

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται , κατ'αναλογία της αντοχής των κοχλιών στις σιδηρές κατασκευές :

- Από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και
- Από την αντοχή του σκυροδέματος σε «σύνθλιψη άντυγας».

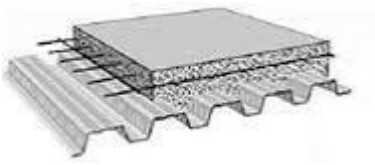
Συνεπώς η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις :

P_{Rd} = [0,8 × f_u × (π × d^2) ÷ 4] / γ_v = [0,8 × 20 × (π × 1.6^2) ÷ 4] / 1.25 = 25.72 κN

h/d = 100 /16 = 6,25 > 4 α = 1

P_{Rd} = $0{,}29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{fck \times Ecm} \div \gamma v$ = [0,29 × 1 × $1{,}6^2$ × $\sqrt{2 \times 3 \times 10^3}$] ÷ 1.25 = 46,00 kN

'Αρα η τελική αντοχή του ήλου είναι P_{Rd} = 25.72 kN



Στην περίπτωση σύμμικτης πλάκας όπως η δική μας , η αντοχή των ήλων που δίνεται απο τους παραπάνω τύπους , δεν πρέπει να ξεπερνά την αντοχή των φύλλων σε σύνθλιψη που δίνεται απο την σχέση : $P_{pd,Rd} = k \times d \times t \times f_{yp,d}$

Όπου k μειωτικός συντελεστής που εξαρτάται απο την διεύθυνση των αυλακώσεων των μεταλλικών χαλυβδόφυλλων σε σχέση με τη διεύθυνση της δοκού . Για την δική μας περίπτωση επιλέγονται τα φύλλα να έχουν αυλακώσεις παράλληλες στη δοκό , και ο μειωτικός συντελεστής υπολογίζεται από την σχέση :

$$K_l = 0{,}6 \times \frac{b0}{hp} \times \left(\frac{h}{hp} - 1\right) \leq 1{,}0$$

Άρα με χαλυβδόφυλλο με χαρακτηριστικά :

t (mm)	**2 mm**
h (mm)	50 mm
b (mm)	50 mm

Ο μειωτικός συντελεστής γίνεται :

$$K_l = 0{,}6 \times \frac{b0}{hp} \times \left(\frac{h}{hp} - 1\right) \leq 1{,}0 =$$

$$=0{,}6 \times \frac{60}{50} \times \left(\frac{100}{60} - 1\right) = 0{,}72 \leq 1{,}0$$

Και η αντοχή των ήλων γίνεται $P_{Rd} = 0.72 \times 25.72 = 18.51\ kN$

Συνεπώς ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων στη μισή δοκό είναι :

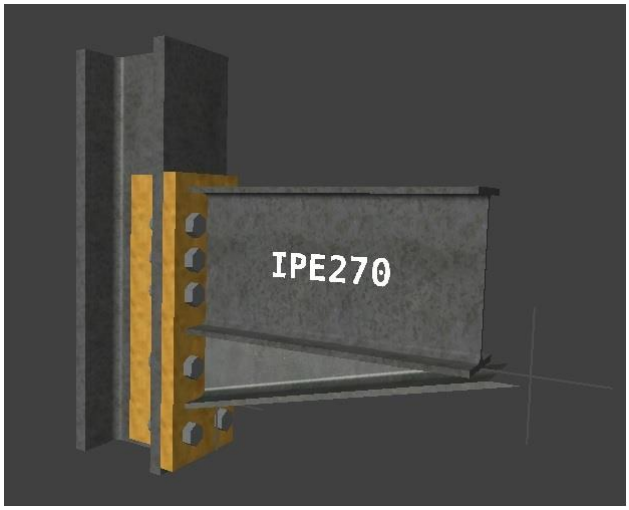
$$N_f = \frac{265.467}{18.51} = 14.34 \text{ σύνδεσμοι}$$

Επιλέγονται 15 ήλοι για την μισή δοκό ή 30 ήλοι για ολόκληρη την δοκό
(1 ήλος ανά 16,2 cm)

Συνδέσεις

Στο υποκεφάλαιο αυτό θα παραθέσουμε ενδεικτικά τις επιλύσεις των τριών διαφορετικών ειδών συνδέσεων μεταλλικών μελών που θα συναντήσουμε στην περίπτωση που η προσθήκη γίνει με μεταλλικά στοιχεία , έναντι οπλισμένου σκυροδέματος που αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Η επίλυση των συνδέσεων έγινε με τις μέγιστες εντάσεις που υπάρχουν στο κτήριο για κάθε είδος σύνδεσης , και κάθε σύνδεση παρακάτω θα είναι η σύνδεση που θα πραγματοποιηθει σε όλες τις αντίστοιχες συνδέσεις του κτιρίου για θέματα βελτιστοποίησης και πρακτικότητας.

Σύνδεση Δοκού σε Υποστύλωμα



Η σύνδεση Δοκού σε Υποστύλωμα ανήκει στην κατηγορία συνδέσεων ροπής , οπότε με χρήση του προγράμματος Fespa κάνουμε επίλυση της σύνδεσης , η οποία αποτελείται απο τους παρακάτω ελέγχους.

<u>Αντοχή σε ροπή :</u>
Η αντοχή της σύνδεσης προκύπτει από την αντοχή των επιμέρους βασικών στοιχείων που την αποτελούν :

- Κορμός στύλου σε τέμνουσα
- Κορμός στύλου σε θλίψη
- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό
- Πέλμα στύλου σε κάμψη
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη
- Έλεγχος βραχέων Τ ανεξάρτητα αλλά και σε ομάδες , όπου εξετάζονται 3 πιθανοί τρόποι αστοχίας
    - Αστοχία πέλματος βραχέως Τ
    - Αστοχία των κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία του πέλματος
    - Αστοχία των κοχλιών
- Αντοχή κοχλιών ταυτόχρονα με την αστοχία πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας

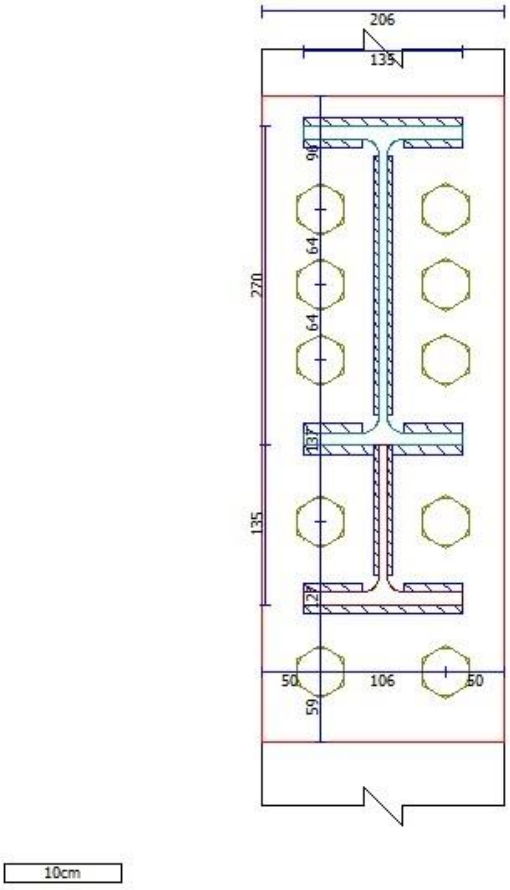
<u>Αντοχή σε τέμνουσα :</u>
Η αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει ύστερα από τους παρακάτω ελέγχους :

- Αντοχή των κοχλιών σε τέμνουσα
- Αντοχή των ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας

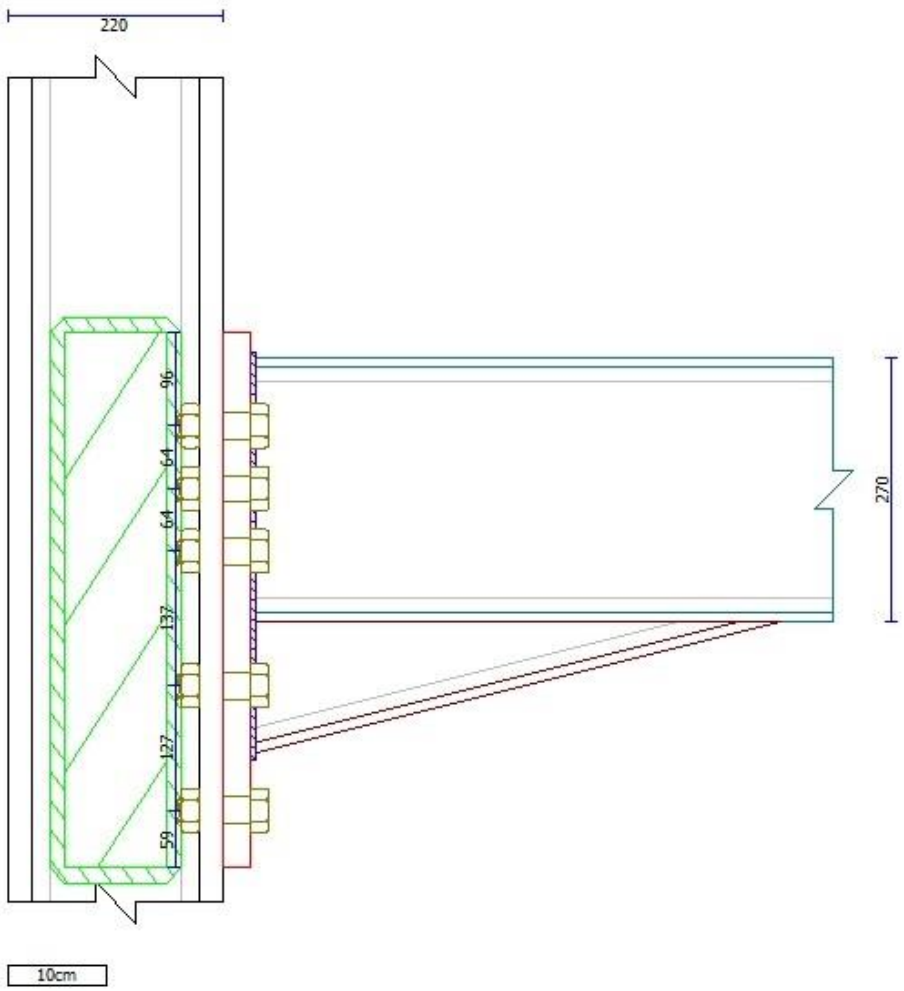
Απο κάθε σειρά κοχλιών προκύπτει η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα , με βάση τους παραπάνω ελέγχους . Άρα η συνολικη αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα προκύπτει από το άθροισμα των αντοχών όλων των σειρών κοχλιών της σύνδεσης .

Δυσκαμψά σύνδεσης :

Η διαδικασία που ακολουθείται περιγράφεται στο παράρτημα J του EC-3, στην παράγραφο 4. Η στροφική δυσκαμψία του κόμβου προσδιορίζεται από την ευκαμψία των βασικών στοιχείων , μέσω του ελαστικού συντελεστή δυσκαμψίας k.



Όψη Α Σύνδεσης



Όψη Β σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	**HEM200**
Ύψος διατομής [h]	220,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	206,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	15,00 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	25,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18,00 mm
Ποιότητα Υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία δοκού

Όνομα διατομής	**IPE270**
Ύψος διατομής [h]	270,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	135,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	6,60 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	10,20 mm

Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα Υλικού	S235

Μετωπική πλάκα

Πλάτος πλάκας	**206,00 mm**
Ύψος πλάκας	547,00 mm
Πάχος πλάκας	28,00 mm
Πάχος συγκ. Κορμού	5,00 mm
Πάχος συγκ. Πέλματος	8,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Ενίσχυση κάτω πέλματος

Ύψος κάτω	**135,00 mm**
Πάχος κορμού	6,60 mm
Μήκος πέλματος	135,00 mm
Πάχος πέλματος	10,20 mm
Μήκος κάτω	540,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Ενίσχυση κορμού υποστυλώματος

Πλάτος πλάκας ενίσχυσης	**91,60 mm**
Πάχος πλάκας ενίσχυσης	15,00 mm
Πάχος συγκόλλησης ενίσχυσης	15,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομενα κοχλιών

Ποιότητα κοχλιών	**8.8**
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 Mpa
Επιφάνεια [As]	573,00 mm^2
Ονομασία κοχλία [/]	M27
Διάμετρος κοχλία [D]	27,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	3,00 mm
Καθαρή επιφάνεια [An]	459,00 mm^2

Ανάλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

α/α	Σύμβολο	Περιγραφή	Τιμή Μονάδος
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός στύλου σε διάτμηση	746,5 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. Μήκος θλίψης κορμού στύλου	0,285 m
3	ω	Συν. Αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού στύλου	0,53
4	λ_p	Λυγηρότητα κορμού στύλου	0,21

5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού στύλου	1,00
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός στύλου σε θλίψη	1066,9 kN
7	$M_{b,Rd}$	Πέλμα δοκού σε θλίψη	753,9 kNm
8	$F_{c,fb,Rd}$	Κορμός δοκού σε θλίψη	1909,7 kN

Γεωμετρικά στοιχεία βραχέων Τ

	Υποστύλωμα						Μετωπική πλάκα					
	Μεμονωμένη σειρά			**Μέλος ομάδας**			**Μεμονωμένη σειρά**			**Μέλος ομάδας**		
Σειρά κοχλιών	**$L_{eff,cp}$ [m]**	**$L_{eff,nc}$ [m]**	**$L_{eff,1}$ [m]**	**$L_{eff,2}$ [m]**	**$L_{eff,cp}$ [m]**	**$L_{eff,nc}$ [m]**	**$L_{eff,cp}$ [m]**	**$L_{eff,nc}$ [m]**	**$L_{eff,1}$ [m]**	**$L_{eff,2}$ [m]**	**$L_{eff,cp}$ [m]**	**$L_{eff,nc}$ [m]**
1	0,195	0,187	0,187	0,187	0,162	0,125	0,277	0,253	0,253	0,253	0,202	0,166
2	0,195	0,187	0,187	0,187	0,128	0,064	0,277	0,239	0,239	0,239	0,128	0,064
3	0,195	0,187	0,187	0,187	0,201	0,101	0,277	0,239	0,239	0,239	0,201	0,101
4	0,195	0,187	0,187	0,187	0,264	0,132	0,277	0,239	0,239	0,239	0,270	0,185
5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων Τ μεμονωμένης σειράς για κάθε μηχανισμό αστοχίας

	Υποστύλωμα				Μετωπική πλάκα			
Σειρά Κοχλιών	**$F_{T,1,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,2,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,3,Rd}$ [kN]**	**$F_{t,wc,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,1,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,2,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,3,Rd}$ [kN]**	**$F_{t,ep.,Rd}$ [kN]**
1	882,7	489,9	528,8	489,9	1058,8	529,1	528,8	528,8
2	882,7	489,9	528,8	489,9	998,4	514,9	528,8	514,9
3	882,7	489,9	528,8	489,9	998,4	514,9	528,8	514,9
4	882,7	489,9	528,8	489,9	998,4	514,9	528,8	514,9
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων Τ μεμονωμένων σειρών

Σειρά Κοχλιών	$b_{eff_t_wc}$ [m]	ω [/]	$F_{t_wc_Rd}$ [kN]	$b_{eff_t_wb}$ [m]	$F_{t_wb_Rd}$ [kN]
1	0,187	0,69	910,6	0,253	392,6
2	0,187	0,69	910,6	0,239	370,2
3	0,187	0,69	910,6	0,239	370,2
4	0,187	0,69	910,6	0,239	370,2
5	0,000	0,00	0,0	0,000	0,0

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

Σειρά Κοχλιών	$F_{t,wp}$ [kN]	$F_{t,c,wc}$ [kN]	$F_{t,c,fb}$ [kN]	$F_{t,t,fc}$ [kN]	$F_{t,twc}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,t,wb}$ [kN]	$F_{t,rd}$ [kN]
1	746,5	1066,9	1909,7	489,9	910,6	528,8	392,6	392,6
2	353,9	674,3	1517,1	489,9	910,6	514,9	370,2	0,0
3	353,9	674,3	1517,1	489,9	910,6	514,9	370,2	119,7
4	234,2	554,7	1397,4	489,9	910,6	514,9	370,2	234,2
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Υπολογισμός βραχέων Τ για ομάδες σειρών

Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}

	Υποστύλωμα				Μετωπική πλάκα			
Ομάδα κοχλιών	$L_{eff,cp}$ [m]	$L_{eff,nc}$ [m]	$L_{eff,1}$ [m]	$L_{eff,2}$ [m]	$L_{eff,cp}$ [m]	$L_{eff,nc}$ [m]	$L_{eff,1}$ [m]	$L_{eff,2}$ [m]
1-2	0,290	0,189	0,189	0,189	0,330	0,230	0,230	0,230
1-3	0,491	0,290	0,290	0,290	0,531	0,330	0,330	0,330
2-3	0,329	0,165	0,165	0,165	0,329	0,165	0,165	0,165
1-4	0,755	0,422	0,422	0,422	0,802	0,516	0,516	0,516
2-4	0,593	0,297	0,297	0,297	0,599	0,350	0,350	0,350
3-4	0,465	0,233	0,233	0,233	0,471	0,286	0,286	0,286
1-5	0,755	0,422	0,422	0,422	0,802	0,516	0,516	0,516
2-5	0,593	0,297	0,297	0,297	0,599	0,350	0,350	0,350
3-5	0,465	0,233	0,233	0,233	0,471	0,286	0,286	0,286
4-5	0,264	0,132	0,132	0,132	0,270	0,185	0,185	0,185

Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων Τ ομάδων σειρών για κάθε μηχανισμό αστοχίας

	Υποστύλωμα				Μετωπική πλάκα			
Ομάδα κοχλιών	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,wc,Rd}$ [kN]	$F_{T,1,Rd}$ [kN]	$F_{T,2,Rd}$ [kN]	$F_{T,3,Rd}$ [kN]	$F_{t,ep,,Rd}$ [kN]
1-2	894,7	786,3	1057,5	786,3	961,2	787,3	1057,5	787,3
1-3	1369,3	1185,6	1586,3	1185,6	1381,6	1166,9	1586,3	1166,9
2-3	776,9	760,2	1057,5	760,2	688,1	723,4	1057,5	723,4
1-4	1992,7	1617,9	2115,1	1617,9	2156,9	1629,6	2115,1	1629,6
2-4	1400,3	1192,5	1586,3	1192,5	1463,4	1186,1	1586,3	1186,1
3-4	1098,0	831,5	1057,5	831,5	1195,7	842,3	1057,5	842,3
1-5	1992,7	1911,6	2643,8	1911,6	2156,9	1910,7	2643,8	1910,7
2-5	1400,3	1486,2	2115,1	1400,3	1463,4	1467,2	2115,1	1467,2
3-5	1098,0	1125,3	1586,3	1098,0	1195,7	1123,4	1586,3	1123,4
4-5	623,4	726,1	1057,5	623,4	775,3	743,8	1057,5	743,8

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

	Lim_F_t ,				Min_lim_F_t ,			
Σειρά [/]	**,v,wp [kN]**	**,c,wc [kN]**	**,c,fb [kN]**	**,t,fc [kN]**	**,t,wc [kN]**	**,t,ep [kN]**	**,t,wb [kN]**	**$F_{t,Rd}$ [kN]**
1	746,5	1066,9	1909,7	489,9	910,6	528,8	392,6	392,6
2	353,9	674,3	1517,1	393,8	523,9	394,8	0,0	0,0
3	353,9	674,3	1517,1	489,9	680,0	514,9	119,7	119,7
4	234,2	554,7	1397,4	489,9	647,9	514,9	287,5	234,2
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Αντοχή κρίσιμης φόρτισης

Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης

M_{j_Rd} = -168,9 [kNm]

V_{j_Rd} = 1756,6 [kN]

Δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης

Πίνακας δυσκαμψίας

Συντελεστές δυσκαμψίας κόμβου (mm)

	K1	K2	K3	K4	K5	K10	K_eff	Z_eff	K_ep	Kj
								286,2	6,81	6,81
Σειρά 1:			9,83	58,65	38,34	8,90	3,89			
Σειρά 2:			5,01	29,92	14,80	0,00	0,00			
Σειρά 3:			7,88	46,98	23,24	8,90	3,29			

Ταξινόμηση Κόμβου

$S_{j,ini}$/(EI/L)	**= 49,48 (Περιοχή 1 : Άκαμπτος κόμβος)**
$S_{j,ini}$	= 111480 kNm/rad
μ	= 1,68
S_j	= 66166 kNm/rad

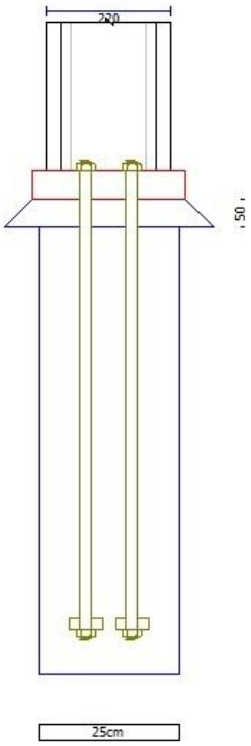
Έδραση Υποστυλώματος

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις που αφορούν την έδραση υποστύλωμάτων σε θεμέλια απο οπλισμένο σκυρόδεμα , στην περιπτωσή μας τα θεμέλια αυτά θεωρούνται τα υποστυλώματα απο οπλισμένο σκυρόδεμα των υποκείμενων ορόφων. Στα υποστυλώματα αυτά , θα ανοιχθούν οπές ώστε να μπούν τα αγκύρια στα οποία το άνωθεν μεταλλικό υποστύλωμα θα εδραστεί.

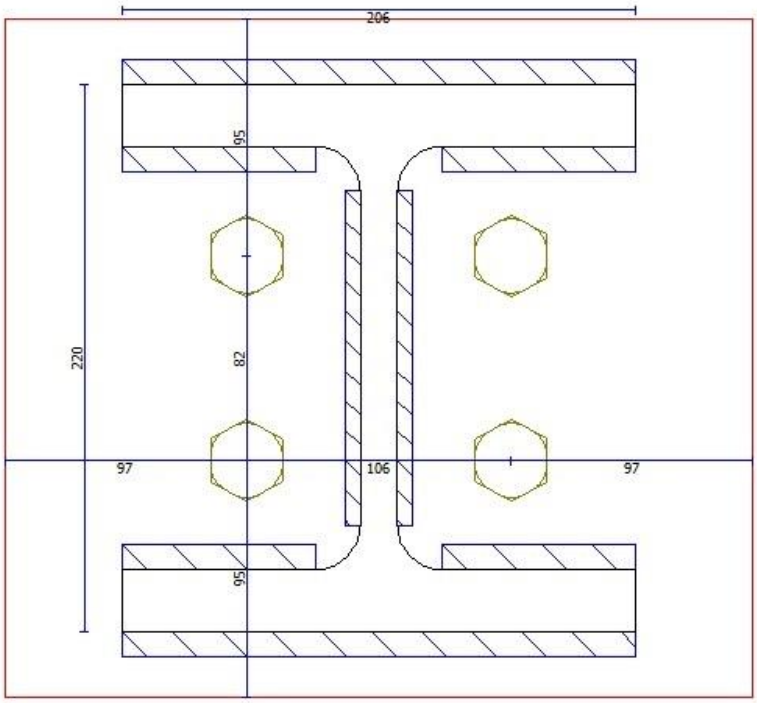
Με χρήση του προγράμματος Fespa κάναμε τους παρακάτω ελέγχους :

- Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη
- Αντοχή αγκυρίων σε εφέλκυσμό
- Αντοχή της πλάκας έδρασης σε κάμψη
- Πέλμα και κορμός στύλου σε θλίψη
- Κορμός στύλου σε εφελκυσμό
- Αντοχή των συγκολλήσεων
- Αντοχή σε τέμνουσα των αγκυρίων
- Αντοχή πλάκας έδρασης σε σύνθλιψη άντυγας

Για κάθε σειρά αγκυρίων βρίσκεται η ελάχιστη αντοχή σε τέμνουσα από τους παραπάνω ελέγχους , ενώ η τελική αντοχή της σύνδεσης σε τέμνουσα βρίσκεται από το άθροισμα των αντοχών των επιμέρους σειρών της σύνδεσης.



Όψη Α σύνδεσης



Όψη Β σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία υποστυλώματος

Όνομα διατομής	**HEM200**
Ύψος διατομής [h]	220,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	206,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	15,00 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	25,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18,00 mm
Ποιότητα Υλικού	S235

Στοιχεία πλάκας έδρασης

Μήκος πλάκας	**300,00 mm**
Πλάτος πλάκας	272,00 mm
Πάχος πλάκας	50,00 mm
Πάχος συγκ. Κορμού	11,00 mm
Πάχος συγκ. Πέλματος	18,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Στοιχεία βάσης έδρασης

Μήκος βάσης έδρασης	**300,00 mm**
Πλάτος βάσης έδρασης	250,00 mm
Ύψος Βάσης έδρασης	816,00 mm
Ανύψωση βάσης έδρασης	50,00 mm
Ποιότητα σκυροδέματος	C20/25

Δεδομενα αγκυρίων

Ποιότητα αγκυρίων	**8.8**
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Επιφάνεια [As]	314,00 mm^2
Ονομασία αγκυρίου [/]	M20
Διάμετρος αγκυρίου [D]	20,00 mm
Ανοχή αγκυρίου [d0]	2,00 mm
Καθαρή επιφάνεια [An]	245,00 mm^2

Ανάλυση αντοχής κρίσιμης φόρτισης

Στοιχεία διάτμησης και θλίψης των μελών της σύνδεσης

α/α	Σύμβολο	Περιγραφή	Τιμή Μονάδος
1	$V_{wp,Rd}$	Κορμός στύλου σε διάτμηση	0,0 kN
2	$b_{eff,c,wc}$	Συν. Μήκος θλίψης κορμού στύλου	0,000 m
3	ω	Συν. Αλληλεπίδρασης με διάτμηση κορμού στύλου	0,00
4	λ_p	Λυγηρότητα κορμού στύλου	0,00
5	ρ	Συντελεστής λυγισμού κορμού στύλου	0,00
6	$F_{c,wc,Rd}$	Κορμός στύλου σε θλίψη	1424,1 kN

Γεωμετρικά στοιχεία βραχέων Τ

	Πλάκα Έδρασης					
	Μεμονωμένη σειρά			**Μέλος ομάδας**		
Σειρά κοχλιών	**$L_{eff,cp}$ [m]**	**$L_{eff,nc}$ [m]**	**$L_{eff,1}$ [m]**	**$L_{eff,2}$ [m]**	**$L_{eff,cp}$ [m]**	**$L_{eff,nc}$ [m]**
1	0,208	0,339	0,208	0,339	0,186	0,253
2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων Τ μεμονωμένης σειράς για κάθε μηχανισμό αστοχίας

	Πλάκα Έδρασης			
Σειρά Κοχλιών	**$F_{T,1,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,2,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,3,Rd}$ [kN]**	**$F_{t,ep,Rd}$ [kN]**
1	1845,7	1845,7	282,2	282,2
2	0,0	0,0	0,0	0,0

Εφελκυστικές δυνάμεις κορμού βραχέων Τ μεμονωμένων σειρών

Σειρά Κοχλιών	$b_{eff_t_wc}$ [m]	$F_{t_wc_Rd}$ [kN]
1	0,208	732,1
2	0,000	0,0

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

Σειρά Κοχλιών	$F_{t,c,fb}$ [kN]	$F_{t,twc}$ [kN]	$F_{t,t,ep}$ [kN]	$F_{t,rd}$ [kN]
1	1367,8	732,1	282,2	282,2
2	0,0	0,0	0,0	0,0

Υπολογισμός βραχέων Τ για ομάδες σειρών

Συνεργαζόμενο μήκος l_{eff}

	Πλάκα Έδρασης			
Ομάδα κοχλιών	**$L_{eff,cp}$ [m]**	**$L_{eff,nc}$ [m]**	**$L_{eff,1}$ [m]**	**$L_{eff,2}$ [m]**
1-2	0,186	0,253	0,186	0,253

Εφελκυστική αντοχή πέλματος βραχέων Τ ομάδων σειρών για κάθε μηχανισμό αστοχίας

	Μετωπική πλάκα			
Ομάδα κοχλιών	**$F_{T,1,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,2,Rd}$ [kN]**	**$F_{T,3,Rd}$ [kN]**	**$F_{t,ep,,Rd}$ [kN]**
1-2	1651,6	1651,6	564,5	564,5

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα σύνδεσης

	Lim_F_t ,		Min_lim_F_t ,	
Σειρά [/]	**,c,fb [kN]**	**,t,wc [kN]**	**,t,ep [kN]**	**$F_{t,Rd}$ [kN]**
1	1367,8	282,2	732,1	282,2
2	0,0	0,0	0,0	0,0

Αντοχή κρίσιμης φόρτισης

Εντατικά μεγέθη αντοχής σύνδεσης

N_{j_Rd} = -281,0 [kN]

M_{j_Rd} = -168,9 [kNm]

V_{j_Rd} = 1756,6 [kN]

Δυσκαμψία κρίσιμης φόρτισης

Πίνακας δυσκαμψίας

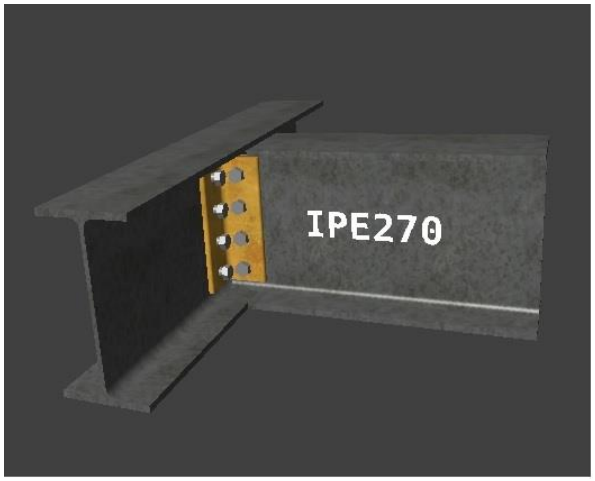
Συντελεστές δυσκαμψίας κόμβου (mm)

	K13	K15	K16	K_eff	K_C	K_T	z	Kj
	26,21				275,17	26,21	132,5	26,65
Σειρά 1:		273,36	1,80	275,17				

Ταξινόμηση Κόμβου

$S_{j,ini}/(EI/L)$	**= 13,19> 12 (Περιοχή 1 : Άκαμπτος κόμβος)**
λ_0	= 0,36 < 1,36
$S_{j,ini}$	= 93565 kNm/rad
μ	= 1,39
S_j	= 67074 kNm/rad

Σύνδεση Δοκος επί Δοκού



Η σύνδεση αυτή ανήκει στην κατηγορία των συνδέσεων που δεν μεταφέρουν ροπή (σύνδεση τέμνουσας). Ο υπολογισμός της γίνεται υπολογίζοντας τις αντοχές όλων των μερών της σύνδεσης και συγκρίνοντας αυτές με τις αντίστοιχες δράσεις που καλούνται να αναλάβουν. Κατα τη διαδικασία του ελέγχου της σύνδεσης υπολογίζονται οι αντοχές όλων των μερών στο κύριο μέλος (δοκό) καθώς και οι αντοχές όλων των μερών στη δευτερεύουσα δοκό.

Η επίλυση της σύνδεσης τέμνουσας δοκού με δοκό θα γίνει με το πρόγραμμα Fespa , το οποίο χρησιμοποιήσαμε σε όλο το εύρος της διπλωματικής αυτής , ενώ οι έλεγχοι που απαιτούνται και γίνονται στο κύριο μέλος είναι :

- Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε απόσχιση

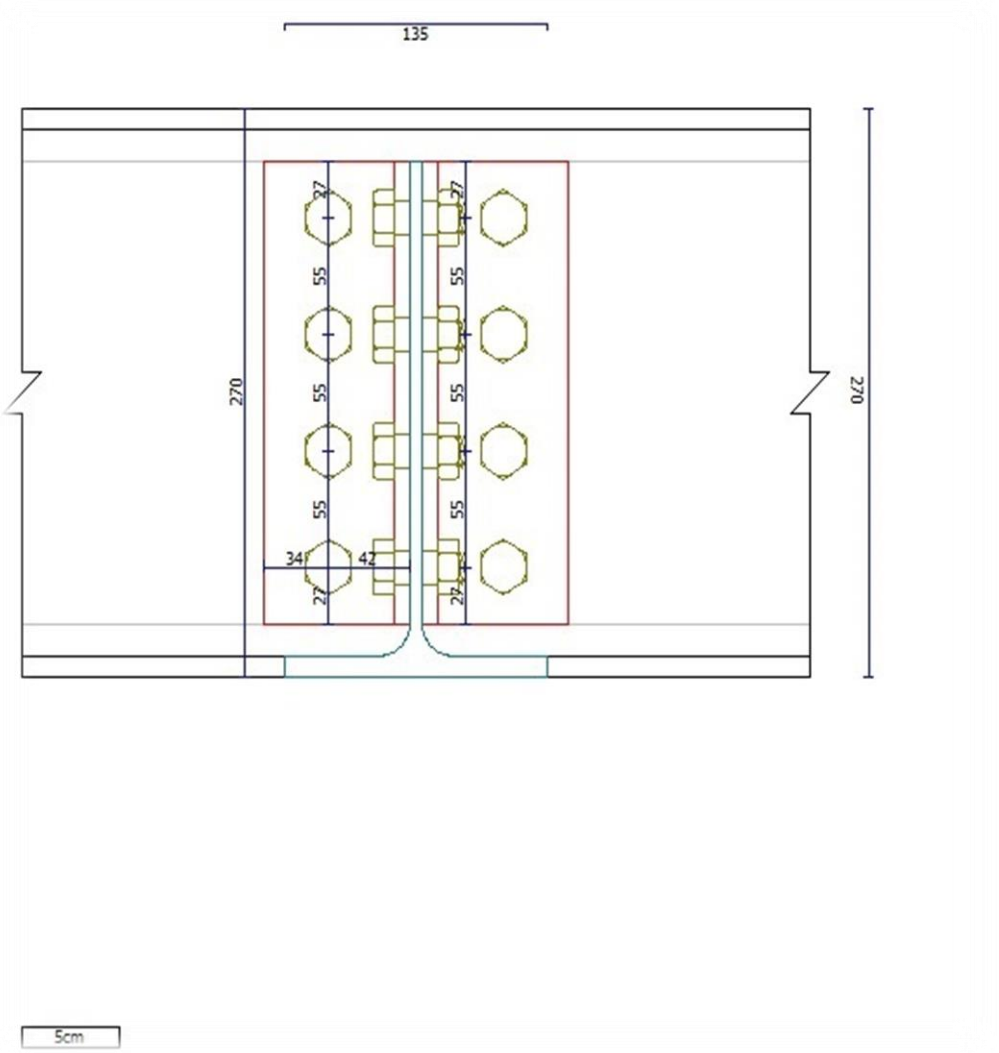
Και για τη δευτερεύουσα δοκό οι απαιτούμενοι έλεγχοι είναι :

- Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων και του κορμού της δοκού σε απόσχιση
- Αντοχή των γωνιακών ελασμάτων σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας
- Αντοχή της δοκού σε διάτμηση και σε σύνθλιψη άντυγας

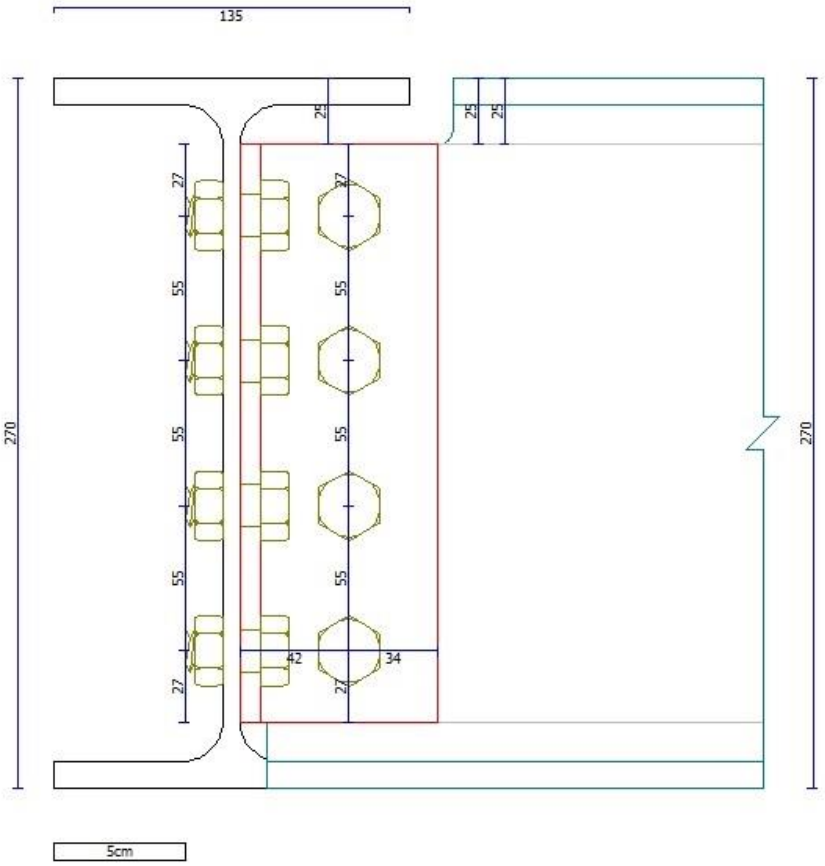
Επίσης για τον υπολογισμό της αντοχής των γωνιακών ελασμάτων σε κάμψη και διάτμηση , χρησιμοποιούνται οι τύποι που προβλέπονται απο τον EC3 , στους οποίους λαμβάνεται υπόψιν η απομείωση της επιφάνειας της διατομής , λόγω της ύπαρξης των οπών .

Αντίστοιχα γίνεται ο έλεγχος σε κάμψη και σε διάτμηση της δοκού , λαμβάνοντας και εδώ υπόψιν την απομείωση της διατομής λόγω της ύπαρξης οπών.

Σύνδεση Τέμνουσας Κύριων Δοκών



Όψη Α σύνδεσης



Όψη Β σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία Κύριας Δοκού

Όνομα διατομής	**IPE270**
Ύψος διατομής [h]	270,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	135,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	6,60 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	10,20 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα Υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία Δευτερεύουσας Δοκού

Όνομα διατομής	**IPE270**
Ύψος διατομής [h]	270,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	135,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	6,60 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	10,20 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm

Ποιότητα Υλικού	S235

Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	**7**
Ύψος διατομής [h]	75,00 mm
Πάχος κορμού [t]	8,00 mm
Επιφάνεια [A]	11,40 cm^2
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

Μήκος γωνιακού [L]	**219,60 mm**
Ανοχή γωνιακού [a]	10,00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	25,20 mm

Δεδομενα κοχλιών (επί του υποστυλώματος)

Ποιότητα κοχλιών	**8.8**
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Επιφάνεια [As]	201,00 mm^2
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm^2
Αριθμός γραμμών κοχλιών	4
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση απο το άκρο [e1]	27
Κάθετη απόσταση [p1]	55
Απόσταση απο το άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Δεδομενα κοχλιών (επί της δοκού)

Ποιότητα κοχλιών	**8.8**
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Επιφάνεια [As]	201,00 mm^2
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm^2
Αριθμός γραμμών κοχλιών	4

Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση απο το άκρο [e1]	27
Κάθετη απόσταση [p1]	55
Απόσταση απο το άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Αποτελέσματα Ελέγχου Σένδεσης Τέμνουσας

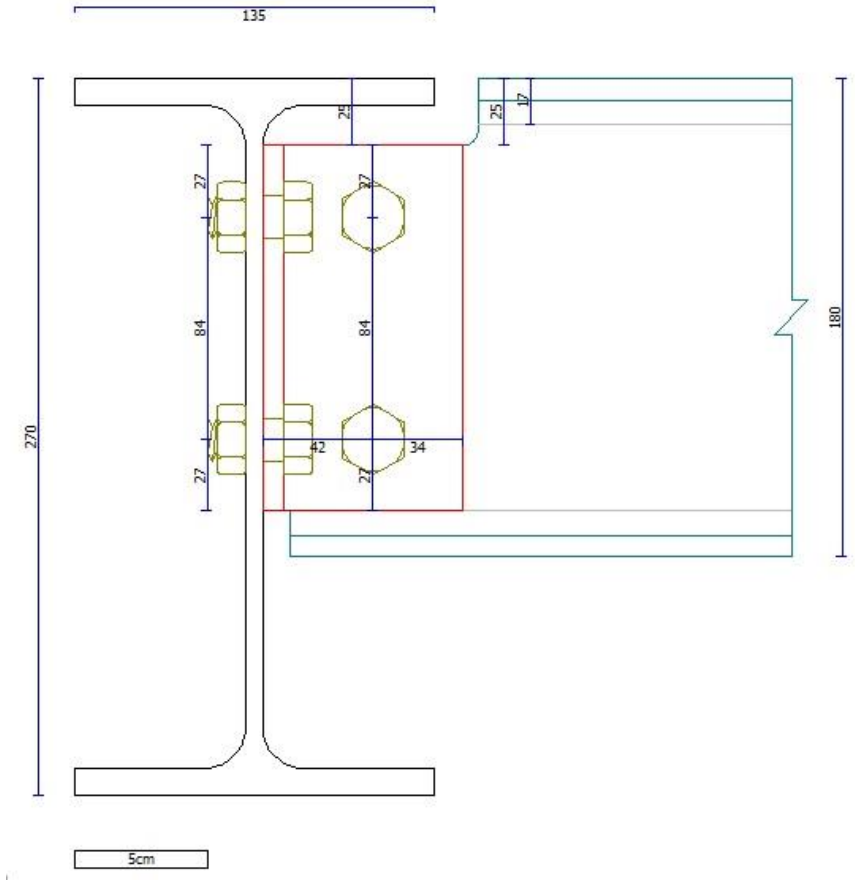
Έλεγχοι Στηρίζοντος (κύριου) Μέλους

Εφαρμοζόμενη Τέμνουσα Κοχλία	**$F_{v,Ed}$ = 5,89 kN**
Αντοχή σε διάτμηση Κοχλία	$F_{v0,c,Rd}$ = 77,18 kN > 5,89 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού	$F_{b,Lc,Rd}$ = 46,08 kN > 5,89 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους	$F_{b,c,Rd}$ = 58,71 kN > 5,89 kN
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική)	$V_{eff,2,Lc,Rd}$ = 337,49 kN > 47,09 kN

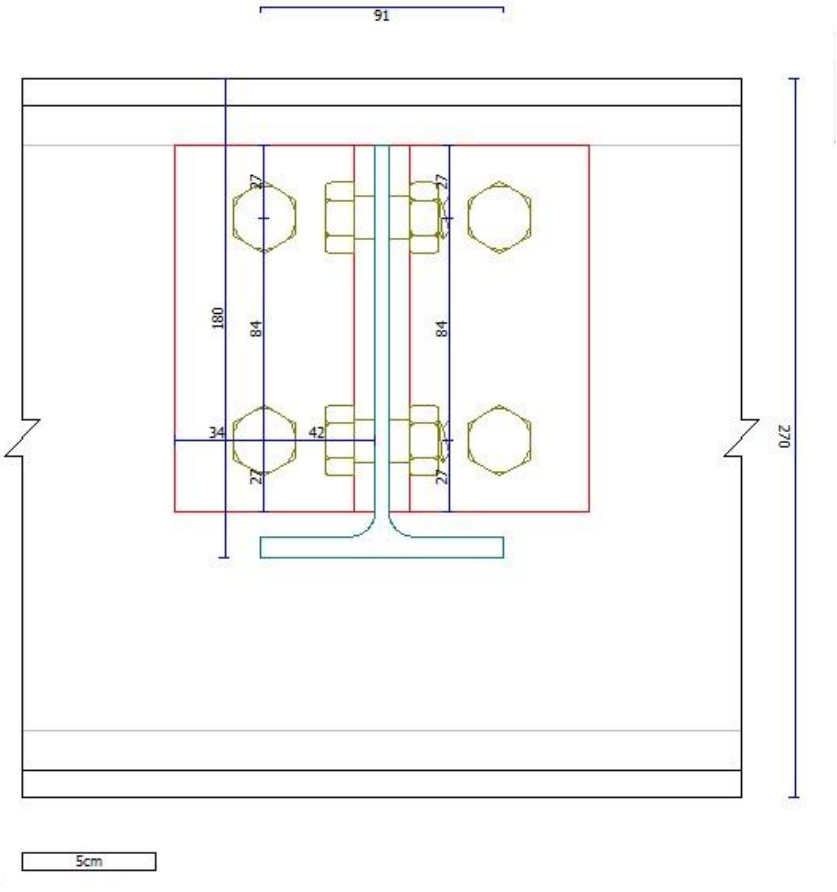
Έλεγχοι Στηριζόμενης Δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγώμενη ροπή (λόγω εκκεντρότητας) :	**M_{Ed} = 1,95 kNm**
Μέγιστη Εφαρμοζόμενη Τέμνουσα Κοχλία (κατακόρυφα):	$F_{vy,b,Ed}$ = 11,77 kN
Μέγιστη Εφαρμοζόμενη Τέμνουσα Κοχλία (Οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed}$ = 10,62 kN
Μέγιστη Εφαρμοζόμενη Τέμνουσα Κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed}$ = 15,86 kN
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία	$F_{v0,b,Rd}$ = 154,37 kN ≥ 15,86 kN
Αντοχή σε θλ. Άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα) :	$F_{by,Lb,Rd}$ = 46,08 kN ≥ 11,77 kN
Αντοχή σε θλ. Άντυγας γωνιακού (Οριζόντια) :	$F_{bx,Lb,Rd}$ = 57,17 kN ≥ 10,62 kN
Αντοχή σε θλ. Άντυγας δοκού (κατακόρυφα) :	$F_{by,b,Rd}$ = 38,02 kN ≥ 11,77 kN
Αντοχή σε θλ. Άντυγας δοκού (Οριζόντια) :	$F_{bx,b,Rd}$ = 44,35 kN ≥ 10,62 kN
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική) :	$V_{pl,L,Rd}$ = 476,72 kN ≥ 47,09 kN
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική) :	$M_{pl,L,Rd}$ = 37,86 kNm ≥ 1,95kNm
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική) :	$V_{eff,2,Lb,Rd}$ = 337,79 kN ≥47,09 kN
Αντοχή δοκού σε διάτμηση (συνολική) :	$V_{pl,b,Rd}$ = 277,82 kN ≥ 47,09 kN
Αντοχή δοκού σε κάμψη (συνολική) :	$M_{pl,b,Rd}$ = 68,98 kNm ≥ 1,95 kNm
Αντοχή δοκού σε απόσχιση (συνολική) :	$V_{eff,2,b,Rd}$ = 137,44 kN ≥ 47,09 kN

Σύνδεση Τέμνουσας Κύριας Δοκού Διαδοκίδας



Όψη Α σύνδεσης



Όψη Β σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία Κύριας Δοκού

Όνομα διατομής	**IPE270**
Ύψος διατομής [h]	270,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	135,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	6,60 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	10,20 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα Υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία Δευτερεύουσας Δοκού

Όνομα διατομής	**IPE180**
Ύψος διατομής [h]	180,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	91,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	5,30 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	8,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα Υλικού	S235

Δεδομένα Γωνιακού

Όνομα διατομής	**7**
Ύψος διατομής [h]	75,00 mm
Πάχος κορμού [t]	8,00 mm
Επιφάνεια [A]	11,40 cm^2
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	9,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Στοιχεία Τοποθέτησης Γωνιακού Σύνδεσης

Μήκος γωνιακού [L]	**137,80 mm**
Ανοχή γωνιακού [a]	10,00 mm
Κατακόρυφη θέση [v]	25,20 mm

Δεδομενα κοχλιών (επί του υποστυλώματος)

Ποιότητα κοχλιών	**8.8**
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Επιφάνεια [As]	201,00 mm^2
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm^2
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1

Απόσταση απο το άκρο [e1]	27
Κάθετη απόσταση [p1]	84
Απόσταση απο το άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Δεδομενα κοχλιών (επί της δοκού)

Ποιότητα κοχλιών	**8.8**
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Επιφάνεια [As]	201,00 mm^2
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm^2
Αριθμός γραμμών κοχλιών	2
Αριθμός στηλών κοχλιών	1
Απόσταση απο το άκρο [e1]	27
Κάθετη απόσταση [p1]	84
Απόσταση απο το άκρο [e2]	34
Οριζόντια απόσταση [p2]	0

Αποτελέσματα Ελέγχου Σένδεσης Τέμνουσας

Έλεγχοι Στηρίζοντος (κύριου) Μέλους

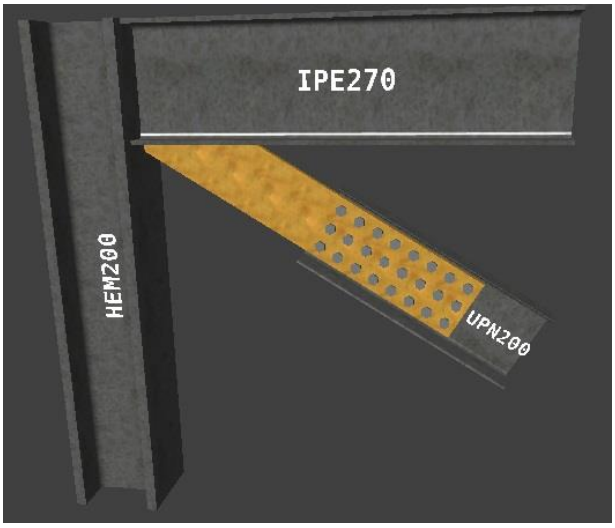
Εφαρμοζόμενη Τέμνουσα Κοχλία	**$F_{v,Ed}$ = 6,38 kN**
Αντοχή σε διάτμηση Κοχλία	$F_{v0,c,Rd}$ = 77,18 kN > 6,38 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας γωνιακού	$F_{b,Lc,Rd}$ = 46,08 kN > 6,38 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας κύριου μέλους	$F_{b,c,Rd}$ = 76,03 kN > 6,38 kN
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική)	$V_{eff,2,Lc,Rd}$ = 238,36 kN > 25,53 kN

Έλεγχοι Στηριζόμενης Δοκού (δευτερεύον μέλος)

Εισαγώμενη ροπή (λόγω εκκεντρότητας) :	**M_{Ed} = 1,06 kNm**
Μέγιστη Εφαρμοζόμενη Τέμνουσα Κοχλία	$F_{vy,b,Ed}$ = 12,76 kN

(κατακόρυφα):	
Μέγιστη Εφαρμοζόμενη Τέμνουσα Κοχλία (Οριζόντια):	$F_{vx,b,Ed}$ = 12,64 kN
Μέγιστη Εφαρμοζόμενη Τέμνουσα Κοχλία (συνισταμένη):	$F_{v,b,Ed}$ = 17,96 kN
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία	$F_{v0,b,Rd}$ = 154,37 kN ≥ 17,96 kN
Αντοχή σε θλ. Άντυγας γωνιακού (κατακόρυφα) :	$F_{by,Lb,Rd}$ = 46,08 kN ≥ 12,76 kN
Αντοχή σε θλ. Άντυγας γωνιακού (Οριζόντια) :	$F_{bx,Lb,Rd}$ = 57,17 kN ≥ 12,64 kN
Αντοχή σε θλ. Άντυγας δοκού (κατακόρυφα) :	$F_{by,b,Rd}$ = 30,53 kN ≥ 12,76 kN
Αντοχή σε θλ. Άντυγας δοκού (Οριζόντια) :	$F_{bx,b,Rd}$ = 35,62 kN ≥ 12,64 kN
Αντοχή γωνιακών σε διάτμηση (συνολική) :	$V_{pl,L,Rd}$ = 299,14kN ≥ 25,53 kN
Αντοχή γωνιακών σε κάμψη (συνολική) :	$M_{pl,L,Rd}$ = 15,01 kNm ≥ 1,06kNm
Αντοχή γωνιακών σε απόσχιση (συνολική) :	$V_{eff,2,Lb,Rd}$ = 238,36 kN ≥25,53 kN
Αντοχή δοκού σε διάτμηση (συνολική) :	$V_{pl,b,Rd}$ = 134,52 kN ≥ 25,53 kN
Αντοχή δοκού σε κάμψη (συνολική) :	$M_{pl,b,Rd}$ = 22,77 kNm ≥ 1,06 kNm
Αντοχή δοκού σε απόσχιση (συνολική) :	$V_{eff,2,b,Rd}$ = 77,43 kN ≥ 25,53 kN

Σύνδεση διαγώνιου μέλους



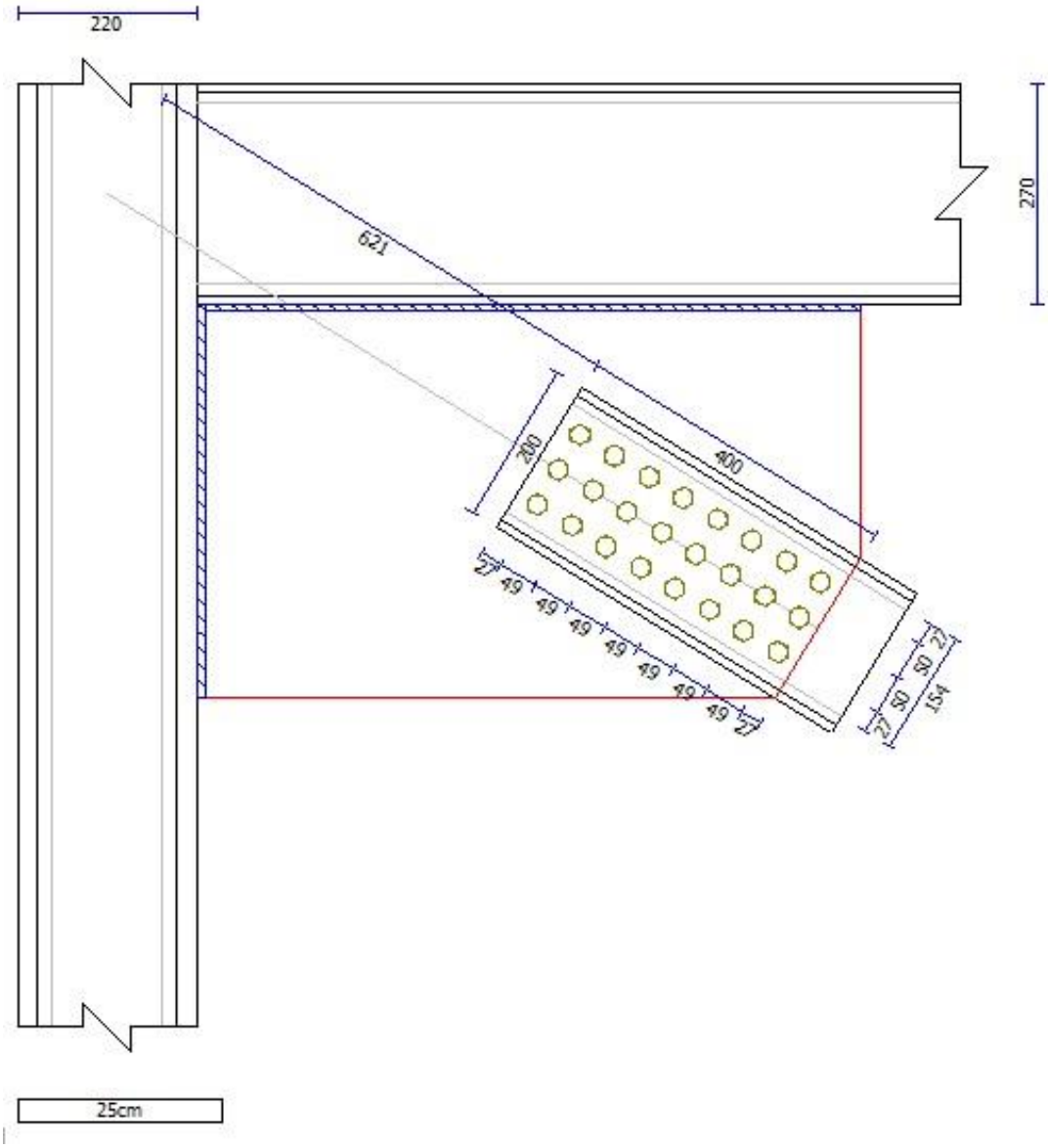
Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι συνδέσεις των εγκάρσιων στοιχείων ακαμψίας ενός μεταλλικού φορέα πάνω σε κόμβο δοκού και υποστυλώματος .Με το πρόγραμμα υπολογίζεται ο παρακάτω τύπος σύνδεσης :

- Κοχλιωτή σύνδεση διαγωνίου μέσω κομβοελάσματος σε κόμβο δοκού υποστυλώματος

Από το πρόγραμμα γίνονται οι παρακάτω έλεγχοι για την διαστασιολόγιση της σύνδεσης :

- Έλεγχοι διαγωνίου μέλους
  1. Έλεγχος σε διαρροή
  2. Έλεγχος σε θραύση
  3. Έλεγχος της κοχλίωσης σύνδεσης του διαγωνίου με το κομβοέλασμα

4. Έλεγχος σε τέμνουσα
5. Έλεγχος σε διατμηση
6. Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας διαγωνίου
7. Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας κομβοελάσματος
8. Έλεγχος της συγκόλλησης σύνδεσης κομβοελάσματος με δοκό και υποστύλωμα



Γεωμετρικά στοιχεία σύνδεσης

Γεωμετρικά στοιχεία Δοκού

Όνομα διατομής	**IPE270**
Ύψος διατομής [h]	270,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	135,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	6,60 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	10,20 mm

Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	15,00 mm
Ποιότητα Υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία Υποστυλώματος

Όνομα διατομής	**HEM200**
Ύψος διατομής [h]	220,00 mm
Πλάτος πέλματος [b]	206,00 mm
Πάχος κορμού [tw]	15,00 mm
Πάχος Πέλματος [tf]	25,00 mm
Ακτίνα στρογγύλευσης [r]	18,00 mm
Ποιότητα Υλικού	S235

Γεωμετρικά στοιχεία διαγωνίου μέλους

Όνομα διατομής	**UPN 200**
Ποιότητα υλικού	S235

Δεδομενα κοχλιών (επί της διαγωνίου)

Ποιότητα κοχλιών	**8.8**
Εφελκυστική αντοχή [fu]	800 MPa
Όριο διαρροής [fy]	640 MPa
Επιφάνεια [As]	201,00 mm^2
Ονομασία κοχλία [/]	M16
Διάμετρος κοχλία [D]	16,00 mm
Ανοχή κοχλία [d0]	2,00 mm
Καθαρή επιφάνεια [An]	157,00 mm^2
Αριθμός γραμμών κοχλιών	3
Αριθμός στηλών κοχλιών	8
Απόσταση απο το άκρο [e1]	27
Κάθετη απόσταση [p1]	49
Απόσταση απο το άκρο [e2]	27
Οριζόντια απόσταση [p2]	50

Δεδομενα κομβοελάσματος σύνδεσης

Μήκος κομβοελάσματος [Lx1]	**813,3 mm**
Πάχος συγκόλλησης [sy1]	10,00 mm
Μήκος κομβοελάσματος [Lx2]	483,70 mm
Πάχος συγκόλλησης [sy2]	10,00 mm
Πάχος κομβοελάσματος [t]	20,00 mm
Ποιότητα υλικού	S235

Αποτελέσματα Ελέγχου Σύνδεσης Διαγωνίου

Αξονική δύναμη (Υπεραντοχή σύνδεσης):	**N_{Ed} = 1,2 * $N_{pl,Rd}$ = 908,40 kN**

Έλεγχοι Διαγωνίου Μέλους

Αντοχή σε διαρροή	**$N_{pl,Rd}$ = 756,7 kN ≥ 756,7 kN**
Αντοχή σε θραύση	$N_{u,Rd}$ = 795,17 kN ≥ 756,7 kN

Έλεγχοι κοχλίωσης

Εφαρμοζόμενη τέμνουσα κοχλία :	**$F_{v,Ed}$ = 37,84 MPa**
Αντοχή σε διάτμηση κοχλία :	$F_{v0,d,Rd}$ = 77,18 kN ≥ 37,84 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας (διαγωνίου) :	$F_{b,d,Rd}$ = 42,87 kN ≥ 37,84 kN
Αντοχή σε θλίψη άντυγας ελάσματος :	$F_{b,p,Rd}$ = 100,86 kN ≥ 37,84 kN

Έλεγχος αντοχής Ελάσματος

Εφαρμοζόμενη Οριζόντια δύναμη :	**$Nx_{,Ed}$ = 774,4 kN**
Εφαρμοζόμενη κατακόρυφη δύναμη:	$Ny_{,Ed}$ = 474,18 kN
Αντοχή Ελάσματος (Οριζόντια) :	$N_{px,Rd}$ = 2321,77 kN ≥ 774, 4 kN
Αντοχή Ελάσματος (κατακόρυφη) :	$N_{py,Rd}$ = 2500,98 kN ≥ 474,18 kN
Αντοχή Ελάσματος (Συνολική) :	$N_{p,Rd}$ = 2722,29 kN ≥ 908,40 kN

Έλεγχος (Αμφίπλευρης) συγκόλλησης Ελάσματος-Δοκού/Στύλου

Εφαρμοζόμενη ροπή (εντός επιπέδου συγκόλλησης) :	**$M_{w,Ed}$ = 1,32 kNm**
Μέγιστη τάση συγκόλλησης Ελάσματος-Δοκού :	$\sigma_{w,b}$ = 35,2 kN
Μέγιστη τάση συγκολλησης Ελάσματος-Στύλου:	$\sigma_{w,c}$ = 35,3 kN
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Ελάσματος – Δοκού :	$F_{vw,d}$ = 207,8 kN ≥ 35,2 MPa
Αντοχή σχεδιασμού συγκόλλησης Ελάσματος – Στύλου	$F_{vw,d}$ = 207,8 kN ≥ 35,3 MPa
Αντοχή συγκόλλησης (συνολική) :	$N_{w,Rd}$ = 5352,88 kN ≥ 908,40 kN

Κεφάλαιο 4: Συμπεράσματα

Εισαγωγή

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε η διαστασιολόγιση και η ανάλυση μιας προσθήκης δύο ορόφων σε υπάρχον τριώροφο κτίριο απο σκυρόδεμα. Εξετάσαμε δύο περιπτώσεις προσθήκης, μια με κύριο υλικό το σκυρόδεμα όπως είναι το υπάρχον κτίριο και μία με κύριο υλικό κατασκευής το δομικό χάλυβα. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν τρείς επιλύσεις. Σκοπός της πρώτης ήταν να ελέγξουμε αν το υπάρχον κτίριο είχε διαστασιολογηθεί και οπλιστεί με την προοπτική της προσθήκης ή οχι. Οι άλλες δύο επιλύσεις αφορούσαν τις δύο διαφορετικές προσεγγίσεις της προσθήκης. Σκοπός αυτής της διαδικασίας ήταν αφού διαστασιολογηθούν με επάρκεια και οι δύο προτάσεις, να συγκριθούν μεταξύ τους και να καταλλήξουμε στην λύση προσθήκης η οποία θα είναι συμφέρουσα , τόσο απο θέμα κόστους όσο και από θέμα δυναμικής συμπεριφοράς, αντοχής και χρόνου κατασκευής. Η σύγκριση αυτή θα γίνει λαμβάνοντας υπόψιν τα παρακάτω κριτήρια :

- Βάρος κατασκευών
- Μετακινήσεις Οροφής
- Ιδιομορφές-Ιδιοπερίοδοι
- Κόστος κατασκευής
- Ταχύτητα κατασκευής

Σύγκριση Προτάσεων

Βάρος κατασκευών

Όσον αφορά το βάρος των κατασκευών , στους παρακάτω πίνακες που ελήθφησαν από τις προμετρήσεις του Fespa , μπορούμε να δούμε για κάθε πρόταση τα βάρη των οπλισμών, τα κυβικά του σκυροδέματος που θα χρειαστούν, αλλά και τα μήκη και τα βάρη των διατομών του μεταλλικού πλαισίου.

Προμέτρηση μεταλλικών μελών

Συνολική προμέτρηση μεταλλικών μελών

Α/Α [/]	Τύπος μελών	Διατομή μελών	Συνολ. μήκος [m]	Συνολ. βάρος [Kg]
1	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM220	36,00	4212,00
2	ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ	HEM200	90,00	9270,00
3	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE270	60,10	2169,78
4	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE220	155,50	4074,14
5	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE120	4,51	46,94
6	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE180	2,22	41,74
7	ΓΕΝΙΚΟ ΜΕΛΟΣ	IPE300	2,37	99,90
8	ΑΘΡΟΙΣΜΑΤΑ	-----	350,71	19914,50

Προμέτρηση μεταλλικών μελών , μεταλλικής κατασκευής

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :4

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	3092,20	1220,15	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	154,75	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	1220,15
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	13,20
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	154,75	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	92,50

Προμέτρηση υλικών 4^{ου} ορόφου μεταλλικής κατασκευής

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :5

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	3071,40	1211,95	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	154,30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	1211,95
Αφαιρούνται	[m²]	0,00	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	13,15
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	154,30	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	92,25

Προμέτρηση υλικών 5^{ου} ορόφου μεταλλικής κατασκευής

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :4

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	5928,05	2340,70	
Φ10	568,15	350,30	
Φ12	582,25	518,70	
Φ14	680,05	822,55	
Φ16	41,50	65,00	
Φ18	535,05	1068,80	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	374,30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	5166,05
Αφαιρούνται	[m²]	7,50	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	48,35
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	366,80	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	106,85

Προμέτρηση υλικών 4^{ου} ορόφου κατασκευής από σκυρόδεμα

Προμέτρηση: Σύνολο ορόφου :5

Ποσότητες σιδηρού οπλισμού

Διάμετρος [mm]	Μήκος [m]	Kg B500C Βάρος [Kgr]	
Φ8	5944,65	2346,95	
Φ10	568,15	350,30	
Φ12	568,25	505,70	
Φ14	689,05	833,05	
Φ16	14,00	22,00	
Φ18	432,00	862,95	

Ποσότητες Σκυροδέματος - Σιδηρού οπλισμού

Επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	374,30	Βάρος σιδηρού οπλισμού	[Kg]	4920,95
Αφαιρούνται	[m²]	7,50	Ογκος Σκυροδέματος	[m3]	48,35
Ολική επιφάνεια ξυλοτύπου	[m²]	366,80	Αναλογία Σιδ/Σκυροδέμ.	[Kg/m3]	101,80

Προμέτρηση υλικών 5^{ου} ορόφου κατασκευής από σκυρόδεμα

Κάνοντας μερικούς υπολογισμούς χονδρικά , με το βάρος του οπλισμένου σκυροδέματος ανα κυβικό να ανέρχεται στα 2500 Kg , έχουμε την προσθήκη από σκυρόδεμα να έχει βάρος 241750 kg ενώ το βάρος της μεταλλικής προσθήκης ανέρχεται μόλις στα 85914 Kg. Παρατηρούμε ότι το βάρος της προσθήκης μείνεται κατά 64,46% στην επίλυση με το μεταλλικό πλαίσιο και τις σύμμικτες πλάκες σε σχέση με την προσθήκη απο σκυρόδεμα. Αυτό οφείλεται στον υψηλό λόγο αντοχής προς βάρος που έχει ο χάλυβας, ο οποίος οδηγεί σε μείωση των διατομών και κατα συνέπεια σε μεγάλη διαφορά βάρους.

Μετακινήσεις οροφής

Όσον αφορά τις μετακινήσεις οροφής έχουμε τα παρακάτω αποτελέσματα για τις δύο επιλύσεις, όπως υπολογίστηκαν απο το πρόγραμμα.

Αντισεισμικός αρμός.

Enin. [/]	Θήτα [/]	δ/h [/]	Σδmax(X) [cm]	Σδmax(Z) [cm]
1	0.039	0.0014	1.00	1.04
2	0.037	0.0015	2.07	2.15
3	0.032	0.0014	3.13	3.23
4	0.026	0.0014	4.10	4.26
5	0.038	0.0029	6.39	5.66
6	0.033	0.0033	8.75	6.93

Απαιτούμενος αντισεισμικός αρμός για την μεταλλική κατασκευή

Αντισεισμικός αρμός.

Enin. [/]	Θήτα [/]	δ/h [/]	Σδmax(X) [cm]	Σδmax(Z) [cm]
1	0.037	0.0015	1.04	1.09
2	0.035	0.0015	2.17	2.25
3	0.031	0.0015	3.27	3.39
4	0.026	0.0014	4.29	4.45
5	0.022	0.0013	5.19	5.43
6	0.018	0.0012	5.97	6.31

Απαιτούμενος αντισεισμικός αρμός για την κατασκευή απο σκυρόδεμα

Όπως μπορούμε να δούμε η μείωση του βάρους στην προσθήκη με τον μεταλλικό φορέα είναι μειονέκτημα όσον αφορα τις μετακινήσεις οροφής, καθώς καθιστα την κατασκευή πίο εύκαμπτη και η μετακίνηση ανέρχεται στα 8,75cm στην διεύθυνση X και 6,93 cm στην Z. Αντίθετα η προσθήκη από σκυρόδεμα είναι πίο δύσκαμπτη από

την χαλύβδινη και οι μετακινήσεις οροφής περιορίζονται στα 5,97 cm στη X διεύθυνση και 6,31 cm στην Z.

Ιδιομορφές

Στα κεφάλαια 2 και 3 παρουσιάστηκαν οι κυριότερες από τις ιδιομορφές των δύο διαφορετικών επιλυσεων. Ακολουθούν οι αναλυτικοι πίνακες με τις ιδιομορφές αλλά και τα ποστοστά των μαζών που δρούν ανά ιδιομορφή.

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	57.392	0.000	11.856	57.392	0.000	11.856
2	11.198	0.000	62.734	68.591	0.000	74.590
3	4.465	0.000	0.505	73.056	0.000	75.095
4	13.682	0.000	0.153	86.737	0.000	75.248
5	0.044	0.000	12.882	86.782	0.000	88.130
6	0.992	0.000	0.287	87.773	0.000	88.417
7	1.969	0.000	0.004	89.742	0.000	88.421
8	0.006	0.000	0.932	89.748	0.000	89.353
9	1.025	0.000	0.033	90.773	0.000	89.386
10	5.400	0.000	0.036	96.173	0.000	89.422
11	0.249	0.000	0.044	96.422	0.000	89.465
12	0.081	0.000	7.946	96.503	0.000	97.411
13	0.881	0.000	0.057	97.384	0.000	97.468
14	0.000	0.000	0.004	97.384	0.000	97.472

Ιδιομορφές και ποσοστά μαζών ανά ιδιομορφή, μεταλλική κατασκευή

Πίνακας μαζών ανά ιδιομορφή και αθροίσματα.

Φορέας 1: (Μετάθεση μάζας κατά +X)

Ιδιομορφή	X-διεύθ. [%]	Y-διεύθ. [%]	Z-διεύθ. [%]	X-ολική [%]	Y-ολική [%]	Z-ολική [%]
1	53.113	0.000	25.302	53.113	0.000	25.302
2	26.174	0.000	55.122	79.287	0.000	80.424
3	2.211	0.000	0.539	81.498	0.000	80.963
4	11.812	0.000	0.012	93.310	0.000	80.975
5	0.071	0.000	13.713	93.381	0.000	94.688
6	1.181	0.000	0.086	94.562	0.000	94.774
7	2.639	0.000	0.005	97.202	0.000	94.778
8	0.012	0.000	3.004	97.214	0.000	97.782
9	0.644	0.000	0.104	97.858	0.000	97.885

Ιδιομορφές και ποσοστά μαζών ανά ιδιομορφή, κατασκευή από σκυρόδεμα

Έτσι όσον αφορά στν φορέα με το σκυρόδεμα κατα X η κύρια ιδιοπερίοδος είναι η $1^{η}$ με T= 0,692 sec και δίνει ποσοστό δρώσας ιδιομορφικής μάζας 53,11% , κατα Z η κύρια ιδιοπερίοδος είναι η $2^{η}$ με T= 0,601 sec στην οποία συμμετέχει μάζα σε ποσοστό 55,12%. Αντίθετα , στον χαλύβδινο φορέα κατά X η κύρια ιδιοπερίοδος είναι η $1^{η}$ με T= 0,6675 sec με ποσοστό δρώσας μάζας 57,39% , κατά Z η κύρια ιδιοπερίοδος είναι η $2^{η}$ με T= 0,5736 sec με ποσοστό μάζας 62,33%. Παρατηρούμε ότι οι κύριες ιδιοπερίοδοι του χαλύβδινου φορέα είναι μικρότερες απο τον φορέα απο σκυρόδεμα, γεγονός που επιβεβαιώνεται από την αυξημένη δυσκαμψία.

Ταχύτητα κατασκευής

Το κόστος και κατά συνέπεια ο χρόνος παραμένει σημαντικός παράγοντας στην κατασκευή. Η ταχύτατη ανέγερση που παρέχουν οι μεταλλικές κατασκευές μειώνει το κόστος καθώς και τις τοπικές επιπτώσεις στο περιβάλλον που σχετίζονται με το

εργοτάξιο (σκόνη, απόβλητα, θόρυβος). Επιπλέον η σχεδίαση με τη βοήθεια Η/Υ , ο έγκυρος προγραμματισμός, τα πληροφοριακά συστήματα διαχείρησης της παραγωγής και οι βελτιωμένες τεχνικές ανέγερσης έχουν οδηγήσει σε σημαντικές βελτιώσεις στις διαδικασίες παραγωγής, έτσι ώστε η γρήγορη ανέγερση να θεωρείται περίπου συνώνυμο με τη μεταλλική κατασκευή. Στο συγκεκριμένο κτίριο θα χρειαστούν εκτεταμένες ενισχύσεις , πράγμα που θα καταστησει το κτίριο ακατοίκητο την περίοδο αυτή. Οπότε η μεγάλη ταχύτητα ανέγερσης του μεταλλικού φορέα είναι ένα επιπλέον πλεονέκτημα καθώς θα παραδωθεί ταχύτερα για χρήση.

Οικονομικοτεχνική μελέτη

Με το σκεπτικό της εύρεσης μιας ασφαλούς αλλά και ταυτόχρονα οικονομικής λύσεις επιχειρήσαμε με δύο διαφορετικές μεθόδους να κάνουμε προσθήκη δύο ορόφων στην κατασκευή μας. Ομολογουμένως και οι δύο τρόποι προσθήκης θα χρειαστούν ενισχύσεις στα υπάρχοντα υποστυλώματα. Η ενίσχυση των υποστυλωμάτων θα γίνει με κλειστους μανδύες πάχους 8-10 cm περιμετρικά των πασχόντων υποστυλωμάτων. Η ενίσχυση του κτιρίου , δεν αποτελεί όμως θέμα αυτής της διπλωματικής εργασίας, οπότε δεν θα ασχοληθούμε με την σύγκριση του κόστους των ενισχύσεων. Θα ασχοληθούμε αποκλειστικά με την σύγκριση του κόστους κατασκευής των δύο επιπλεον ορόφων για κάθε σενάριο. Κάι στις δύο περιπτώσεις ελήφθει υπόψιν μόνο το κόστος των υλικών και των εργασιών για την κατασκευή του σκελετού και των πλακών, καθώς τα κόστη των τοιχοπληρώσεων θα είναι τα ίδια.

Για το σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε η τιμή ανά κυβικό μέτρο οπλισμένουν σκυροδέματος που συμπεριλαμβάνει προμηθεια , μεταφορά επι τόπου, διάστρωση και συμπύκνωση του σκυροδέματος. Παραπάνω έχει δωθεί η προμέτρηση των υλικών για τον κάθε όροφο όπως τα υπολόγησε το Fespa, και με χρήση αυτών υπολογίζεται ότι ο φορέας απο σκυρόδεμα θα έχει κόστος 300 €/m^3, το οποίο ανέρχεται στα 29.010 ευρώ.

Για την λύση με τον δομικό χάλυβα χρησιμοποιήθηκε τιμή ανά Kg , η οποία ανέρχεται στα 1,1€/Kg , καθώς και η τιμή οπλισμένου σκυροδέματος που όπως παραπάνω ανέρχεται στα 300€/m^3, με το τελικό κόστος να είναι 29.825€.

Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα της σύγκρισης που προηγήθηκε μεταξύ των δύο φορέων καταλήγουμε στα κάτωθι συμπεράσματα. Ξεκινώντας από το πρώτο κριτήριο της σύγκρισης που αφορούσε στο βάρος των κατασκευών , όπως αναμενώταν χαλύβδινος φορέας είναι σαφώς ελαφρύτερος από τον φορέα απο σκυρόδεμα.

Περνώντας στο δεύτερο κριτήριο σύγκρισης που αφορούσε τις μετακινήσεις οροφής, στα αποτελέσματα βλέπουμε ότι ο χαλύβδινος φορέας έχει μεγαλύτερες μετακινήσεις που φτάνουν τα 8,75 cm στην X διεύθυνση και τα 6,93 cm στην Z. Αντίθετα ο φορέας απο σκυρόδεμα έχει μετακινήσεις της τάξης των 5,97 cm και 6,31 cm για X και Z αντίστοιχα, λόγω των μεγαλύτερων διατομών και της αυξημένης δυσκαμψίας.

Το επόμενο κριτήριο, που αφορούσε τις ιδιομορφές, επιβεβαιώνει ότι η λύση από σκυρόδεμα είναι πιο δύσκαμπτη. Σ'αυτό παρατηρήθηκε ότι ο φορέας από σκυρόδεμα είχε μεγαλύτερες ιδιοπεριόδους σε σχέση με τον χαλύβδινο , αλλά η διαφορά αυτή ήταν της τάξης των 0,05 sec η οποία δεν είναι σημαντική.

Όσον αφορά την ταχύτητα κατασκευής, η λύση του χαλύβδινου φορέα είναι προφανώς η καλύτερη επιλογή καθώς ο συνδυασμός των ενισχύσεων του υπάρχοντος αλλά και της άνωθεν προσθήκης θα προκαλέσει προβλήματα στην ομαλή λειτουργία του κτιρίου.

Το τελευταίο κριτήριο, που αφορούσε τα κόστη κατασκευής των δύο λύσεων έδειξε, αν και χονδρικά , ότι και οι δύο προτάσεις είναι στα ίδια επίπεδα κόστους , με την μεταλλική να είναι κατα 800€ πιο ακριβή.

Λαμβάνοντας υπόψη όσα αναφέρθηκαν εδώ αλλά και στα προηγούμενα υποκεφάλαια γίνεται σαφές ότι ο χαλύβδινος φορέας υπερτερεί σε σχέση με τον φορέα από σκυρόδεμα στα θέματα, βάρους, ταχύτητας κατασκευής και κόστους, με μόνη θυσία τις μετακινήσεις οροφής που είναι αρκετά μεγαλυτερες από το σκυρόδεμα. Το γεγονός αυτό, λοιπόν , καθιστά τον χαλύβδινο φορέα ως την προτεινόμενη λύση.

Βιβλιογραφία

1. Ι.Βάγιας, Ι.Ερμόπουλος, Γ.Ιωαννίδης « Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα », Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

2. Ι.Χ. Ερμόπουλος « Ευρωκώδικας 1, Βασικές Αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

3. Ι.Κ. Βάγιας « Σιδηρές Κατασκευές , Ανάλυση και Διαστασιολόγηση ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

4. Ι.Κ. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης « Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 », Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

5. Ι.Κ. Βάγιας, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης « Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα Εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3 », Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος

6. Ευρωκώδικας 1 : « Βάση Μελέτης και δράσεων στις κατασκευές », Μέρος 1-1 Βάσεις Σχεδιασμού , CEN, EN1991-1-1, 2002

7. Ευρωκώδικας 3 : « Σχεδιασμός Κατασκευών απο Χάλυβα » , Μέρος 1-1 Γενικοί Κανόνες και κανόνες για κτίρια , CEN, EN1993-1-1, 2005

8. Ευρωκώδικας 3 : « Design of Steel Structures » , Μέρος 1-8 , Design of joints , CEN, EN1993-1-8, 2003

9. Ευρωκώδικας 2 « Σχεδιασμός από Σκυρόδεμα », Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, EN1992-1-1, 2004

10. « Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.) », Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π. , 2001

11. Anil K. Chopra « Δυναμική των κατασκευών , Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική ». Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας

12. Ι.Κ. Βάγιας « Σύμμικτες Κατασκευές απο Χάλυβα και Ωπλισμένο Σκυρόδεμα », 3η Έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

13. « Κατασκευές και Θεμελιώσεις από Ωπλισμένο Σκυρόδεμα ». Θ.Π. Τάσιος, Εκδόσεις ΕΜΠ

14. « Ωπλισμένο Σκυρόδεμα με Βάση τον νέο Ελληνικό Κανονισμό Σκυροδέματος ». Θ.Π. Τάσιος, Π. Γιαννόπουλος, Κ. Τρέζος, Σ. Τσουκαντάς, Εκδόσεις ΕΜΠ

15. Εγχειρίδιο προγράμματος Fespa