

Ευχαριστίες

Το θέμα αυτής της διπλωματικής προτάθηκε σε μας από τον κ. Ραυτογιάννη Ιωάννη για την προσθήκη τριώροφης κατασκευής γραφείων στο εργαστήριο αντισεισμικής του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Οφείλουμε να τον ευχαριστήσουμε θερμά τόσο για την ευκαιρία που μας έδωσε να αποκτήσουμε σημαντικές γνώσεις, όσο και για τη δυνατότητα να πραγματοποιήσουμε την πρώτη μας κατασκευαστική μελέτη. Ήταν πάντα πρόθυμος και υπομονετικός κάθε φορά που τον είχαμε ανάγκη και χάρη στην πολύτιμη βοήθειά του μπορέσαμε να πραγματοποιήσουμε τη διπλωματική αυτή.

Την εξέλιξη της εργασίας μας παρακολουθούσε στενά και ο κ. Σπυράκος, ως πρόεδρος του εργαστηρίου αντισεισμικής, τον ευχαριστούμε ιδιαίτερα για την υποστήριξη, την ενθάρρυνση του για όλο και περισσότερη γνώση καθώς και την εμπιστοσύνη που μας έδειξε.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλουμε στους γονείς, τα αδέρφια μας και τους φίλους μας, για την υπομονή και τη στήριξή τους.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι η ΣΤΑΤΙΚΗ και ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ μιας μεταλλικής κατασκευής με αντιανέμιους συνδέσμους. Οι κατασκευές αυτές προορίζονται να λειτουργήσουν ως κτίριο γραφείων, προσθήκη κατ'επέκταση στο εργαστήριο αντισεισμικής τεχνολογίας του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Στα κεφάλαια που ακολουθούν περιγράφεται η πορεία μιας πλήρους μελέτης μεταλλικών κατασκευών.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1** γίνεται μια εισαγωγή στο χάλυβα, με μια ιστορική ανάδρομη.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2** γίνεται μια περιγραφή του υπάρχοντος κτιρίου που θα γίνει η προσθήκη, παρουσιάζονται οι χρήσεις του, η διεύθυνση του και η σεισμική τράπεζα. Στο τέλος του κεφαλαίου παρατίθενται φωτογραφίες του εργαστηρίου καθώς και η κάτοψη της κατασκευής.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3** περιγράφονται τα μέσα ανάλυσης που χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση (SOFISTIK2003, INSTANT2000) και γίνεται η παρουσίαση του έργου (γεωμετρία φορέα, είδη διατομών, υλικά, ανέγερση). Στη συνέχεια γίνεται αναφορά στα φορτία που καταπονούν την κατασκευή, με ιδιαίτερη έμφαση στις σεισμικές δράσεις (για τις οποίες σχεδιάστηκε το φάσμα απόκρισης), και στους συνδυασμούς των φορτίσεων με βάση τους οποίους έγινε η επίλυση.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4** με δεδομένα τα αποτελέσματα της δυναμικής φασματικής ανάλυσης πραγματοποιούνται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι των μελών που απαρτίζουν το φορέα. Ενδεικτικά στο ίδιο κεφάλαιο παρουσιάζεται και η επίλυση μιας διαδοκίδας.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5** περιέχονται οι συνδέσεις των μελών του φορέα και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους, όπως αυτά προέκυψαν μέσω του προγράμματος INSTANT.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6** περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία διερεύνησης σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής με την μέθοδο της σεισμικής απόκρισης,

Το **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7** αναφέρεται στη συμπεριφορά μεταλλικών κατασκευών με αντιανέμιους συνδέσμους, με βάση τα συμπεράσματα που προέκυψαν στο SOFISTIK για την ίδια φόρτιση.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8** παρουσιάζεται η μελέτη με το στατικό πρόγραμμα SAP 2000, περιγράφεται το μοντέλο, οι φορτίσεις και γίνεται ανάλυση με την μέθοδο της δυναμικής ανάλυση με χρήση χρονοϊστορίας. Στο τέλος του κεφαλαίου παρατίθενται τα αποτελέσματα, και γίνεται σύγκριση των δυο μεθόδων.

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9** γίνεται μελέτη της πυροπροστασίας., πραγματοποιούνται όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι των μελών και ειδικότερα μιας κύριας δοκού και ενός υποστυλώματος

Στο **ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10** πραγματοποιείται αναλυτική κοστολόγηση του έργου. Πρώτα παρουσιάζονται τα υλικά και ο τρόπος κοστολόγησης τους και στη συνέχεια με τη βοήθεια του excel υπολογίζεται το συνολικό κόστος. Όλη η διαδικασία αυτή, για την αποφυγή λαθών γίνεται με κατώτερες και ανώτερες τιμές.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	Σελ.	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟ ΧΑΛΥΒΑ		8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΥΠΑΡΧΟΝΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ		17
2.1	Ιστορία	17
2.2	Περιγραφή σεισμικού προσομοιωτήρα	18
2.3	Δραστηριότητες	19
2.4	Συνεργασίες	20
2.5	Σύνδεση κτιρίων	21
2.6	Σχέδια και φωτογραφίες	22
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΡΓΟΥ		31
3.1	Μέσα ανάλυσης της κατασκευής	31
3.2	Γεωμετρία φορέα	32
3.3	Ποιότητα υλικών κατασκευής	35
3.4	Ανέγερση της κατασκευής	35
3.5	Φορτία και συνδυασμοί των φορτίσεων	36
3.5.1	Κατηγορίες φορτίων	36
3.5.1.1	Μόνιμα φορτία	37
3.5.1.2	Κινητά φορτία	39
3.5.1.2.1	Φορτίο χιονιού	40
3.5.1.2.2	Ανεμοπίεση	40
3.5.1.2.3	Σεισμικές δυνάμεις	41
3.5.2	Συνδυασμοί φορτίσεων	49
3.5.2.1	Οριακές καταστάσεις –Δράσεις	49
3.5.2.2	Συνδυασμοί στην ΟΚΑ	50

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ 55

4.1	Εισαγωγή	55
4.2	Τυπολογία ελέγχων στοιχείων κατά τον EC3	56
4.3	Έλεγχοι στοιχείων φορέα	69
4.3.1.1	Έλεγχος κυρίας δοκού (HEB 320)	70
4.3.1.2	Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού IPE 240)	72
4.3.1.3	Έλεγχος υποστυλώματος (HEB 280)	74
4.3.1.4	Έλεγχος διαγώνιων στοιχείων κατακόρυφων συνδέσμων ακαμψίας (SH 120 6.3)	79
4.4	Έλεγχος διαδοκίδας (IPE 220)	81
4.5	Γωνιακή παραμόρφωση	83

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ 95

5.1	Εισαγωγή	95
5.2	Έλεγχοι συνδέσεων	96
5.3	Ανάλυση και προσομοίωση κόμβων	100
5.3.1.	Ανάλυση – Γενικές αρχές	100
5.3.2	Ταξινόμηση των κόμβων με βάση την δυσκαμψία τους	100
5.3.3	Ελαστική ανάλυση φορέα	103
5.3.4	Ταξινόμηση των κόμβων με βάση την αντοχή τους	104
5.3.5	Πλαστική ανάλυση φορέα	105
5.3.6	Ελαστοπλαστική ανάλυση φορέα	106
5.4	Έλεγχοι συνδέσεων	108
5.4.1	Κύρια δοκός σε υποστύλωμα	108
5.4.2	Διαδοκίδα σε κύρια δοκό	135
5.4.3	Έδραση υποστυλώματος	139

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ 143

6.1	Εισαγωγή	143
-----	----------	-----

6.1	Προσομοίωση μαζών	145
6.2	Μέθοδοι υπολογισμού	146
6.3.1	Δυναμική φασματική μέθοδος	146
6.3.2	Απλοποιημένη φασματική μέθοδος	147
6.4	Η Δυναμική Ανάλυση ως η καλύτερη προσέγγιση του φαινομένου του σεισμού	154

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΜΕ ΧΡΟΝΟΙΣΤΟΡΙΑ

155

7.1	Μέσο ανάλυσης SAP 2000	155
7.2	Μοντελοποίηση κατασκευής	155
7.3	Φορτίσεις	156
7.3.1	Μόνιμα φορτία	156
7.3.2	Κινητά φορτία	159
7.3.3	Φορτίο χιονιού	160
7.3.4	Ανεμοπίεση κατά x	161
7.3.5	Ανεμοπίεση κατά y	162
7.3.6	Σεισμικές δυνάμεις	163
7.4	Συνδυασμοί φορτίσεων	164
7.5	Αποτελέσματα	166
7.5.2	Αποτελέσματα χωρίς σεισμό	166
7.5.1	Αποτελέσματα με σεισμό	172
7.6	Μετατοπίσεις	180
7.7	Σεισμική συμπεριφορά – Ιδιομορφές	184
7.8	Αποτελέσματα χωρίς την επίδραση του σεισμού της Λευκάδος	187
7.9	Σύγκριση φασματικής μεθόδου με χρονοιστορία	188

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

191

8.1	Εισαγωγή	191
8.2	Σεισμική συμπεριφορά αντιανέμιων συνδέσμων	192
8.2.1	Οριζόντιοι σύνδεσμοι	192
8.2.2	Κατακόρυφοι σύνδεσμοι	193

8.3	Έλεγχοι διαγωνίων	194
-----	-------------------	-----

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9 :ΠΥΡΟΠΡΟΣΤΑΣΙΑ 196

9.1	Εισαγωγή	196
9.2	Βασικές αρχές σχεδιασμού	197
9.2.1	Απαιτήσεις	197
9.2.2	Δράσεις	198
9.2.3	Τιμές σχεδιασμού για τις ιδιότητες του υλικού	199
9.2.4	Μέθοδοι ελέγχου	200
9.3	Ιδιότητες του υλικού	205
9.3.1	Γενικά	205
9.3.2	Μηχανικές ιδιότητες των συνήθων χαλύβων	205
9.4	Δομικός σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς	208
9.4.1	Γενικά	208
9.4.2	Απλά υπολογιστικά προσομοιώματα (μοντέλα)	209
9.5	Έλεγχος μεμονωμένων μελών κτιρίου	229
9.5.1	Έλεγχος κύριας δοκού	229
9.5.2	Έλεγχος υποστυλώματος	232

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10: ΚΟΣΤΟΛΟΓΗΣΗ ΕΡΓΟΥ 235

10.1	Σκυρόδεμα	235
10.2	Χαλυβδόφυλλα	236
10.3	Δομικός χάλυβας	240
10.4	Τοιχοπλήρωση	240
10.5	Κοστολόγηση	242

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ (OUTPUT) ΜΕΓΙΣΤΩΝ –ΕΛΑΧΙΣΤΩΝ
ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ SOFISTIC**

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ (OUTPUT) ΜΕΓΙΣΤΩΝ –ΕΛΑΧΙΣΤΩΝ
ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ SAP 2000**

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: ΣΧΕΔΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ (AUTOCAD)

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Τα τελευταία χρόνια η κατασκευή κτιρίων με φέροντα δομικά στοιχεία από χάλυβα παρουσιάζει σημαντική άνθηση στην χώρα μας. Ιδιαίτερα, κατά μήκος των μεγάλων οδικών αξόνων των Αθηνών (Συγγρού, Κηφισίας, Αθηνών) αλλά και της Αττικής γενικότερα (Μεσογείων, Αττική οδός), από την προολυμπιακή κιόλας περίοδο εμφανίζεται αυξημένη η τάση για δημιουργία τέτοιων κτιριακών συγκροτημάτων. Αυτό το γεγονός από μόνο του ανοίγει νέους ορίζοντες και δημιουργεί νέες προκλήσεις για τον κλάδο και την επιστήμη του πολιτικού μηχανικού. Η στροφή αυτή στις μεταλλικές κατασκευές οφείλεται κυρίως στην βιομηχανοποίηση του χάλυβα, που τον καθιστά ικανό να εκπληρώσει όλους τους σχεδιαστικούς στόχους (ασφάλεια, οικονομία, λειτουργικότητα, ανθεκτικότητα και αισθητική) του μελετητή ενός κτιρίου. Ο χάλυβας ως κράμα διαφόρων μετάλλων με βασικό συστατικό τον Σίδηρο (Fe) και με δευτερεύοντα στοιχεία σε πολύ μικρότερο ποσοστό όπως Άνθρακας (C), Μαγγάνιο (Mn), Πυρίτιο (Si), Νικέλιο (Ni), Χαλκός (Cu), Χρόμιο (Cr), Μολυβδαίνιο (Mo), Βανάδιο (V), Ζιρκόνιο (Zr), Θείο (S), Φωσφόρος (P) κλπ. παρουσιάζει κατ' αναλογία τα χαρακτηριστικά και τις ιδιότητες των επιμέρους στοιχείων. Ωστόσο, ορισμένα από αυτά αποτελούν ακαθαρσίες και είναι ανεπιθύμητα διότι επηρεάζουν, ανάλογα με το ποσοστό τους, τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα όπως η αντοχή, η συγκολλησιμότητα, η ευαισθησία στην διάβρωση, η ολκιμότητα και η δυσθραυστότητα, οι οποίες είναι σημαντικότερες για τα έργα του πολιτικού μηχανικού. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα που καθιστούν τον χάλυβα ως καλύτερο δομικό υλικό σήμερα είναι τα εξής:

- Ο μεγάλος λόγος αντοχής προς ίδιο βάρος που οδηγεί σε λεπτές διατομές με μειωμένα ίδια βάρη και αδρανειακά μεγέθη, οικονομία χώρου και υλικού, ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση κλπ. Τα μειωμένα βάρη μειώνουν τα σεισμικά φορτία και καθιστούν ικανή την θεμελίωση υψηλών κτιρίων σε κακά εδάφη
- Η ταχύτητα εκτέλεσης των εργασιών και το βιομηχανοποιημένο προϊόν που επιτρέπει τον ποιοτικό έλεγχο

- Η ελαστικότητα με το υψηλό σημείο διαρροής και η ολκιμότητα που με την σημαντική αύξηση της πλαστικής παραμόρφωσης που μπορεί να απορροφήσει μεγάλη σεισμική ενέργεια πριν την αστοχία. Έτσι σε συνδυασμό με τα μειωμένα αδρανειακά μεγέθη λόγω του μικρού ιδίου βάρους, ο χάλυβας καθίσταται ως ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές.
- Η ευχέρεια διάνοιξης οπών για την διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων
- Η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του ίδιου υλικού μετά από ανάτξη, η ευκολία ενίσχυσης υπαρχουσών κατασκευών, η ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή κλπ.

Υπάρχουν όμως και σημαντικά μειονεκτήματα όπως:

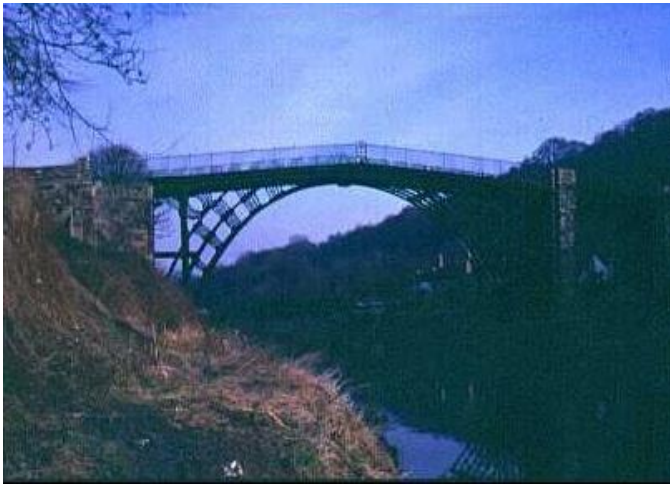
- Η ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες που καθιστά απαραίτητη την λήψη μέτρων πυροπροστασίας
- Η ευαισθησία σε φαινόμενα αστάθειας (ανάπτυξη φαινομένων 2ας τάξης σε θλιβόμενα στοιχεία)
- Η ευαισθησία έναντι κόπωσης μετά από μεγάλο αριθμό επαναλαμβανόμενων (κυκλικών) φορτίσεων

ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η ιστορία της εισόδου του σιδήρου στην αρχιτεκτονική είναι εντυπωσιακή. Εξαπλώνεται στα τελευταία 200 χρόνια και βλέποντάς την προοπτικά είναι η ιστορία μιας συνειδητής επιθυμίας που έγινε σταδιακά ανάγκη. Ο σίδηρος μετατράπηκε από υλικό δευτερεύουσας σημασίας σε ένα από τα πιο χρήσιμα δομικά υλικά. Ξεκινώντας σαν υποκατάστατο της πέτρας και των κορμών δέντρου, ο σίδηρος και ο χάλυβας απέκτησαν σταδιακά τη δική τους κατασκευαστική και αρχιτεκτονική έκφραση. Αυτή η έκφραση ωστόσο, δεν έχει ακόμα (και ούτε πρόκειται) να φτάσει σε τελική μορφή, καθώς η αρχιτεκτονική δυναμική του σιδήρου είναι πρακτικά ανεξάντλητη.

Ένα πρώιμο παράδειγμα της χρήσης του σιδήρου στην αρχιτεκτονική μπορεί να βρεθεί στην ανατολική πρόσοψη του *Μουσείου του Λούβρου* στο Παρίσι. Ο

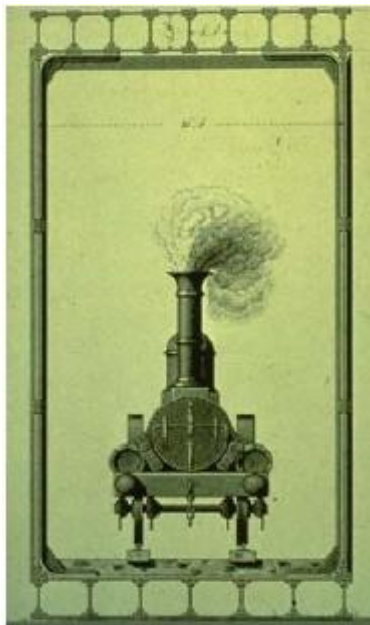
αρχιτέκτονας Claude Perrault (1613-1688) ανέγειρε αυτό το πλάγιο τμήμα το 1670 και χρησιμοποίησε σφυρήλατες σιδερένιες ράβδους σαν ενίσχυση στην τοιχοποιία. Ο μηχανικός Jean Rondolet (1734-1823) έκανε το ίδιο πράγμα όταν 100 χρόνια αργότερα σχεδίασε την κατασκευή για την *Εκκλησία Ste. Genevieve* (1713-1780) για τον αρχιτέκτονα Germain Soufflot, που αργότερα ονομάστηκε Πάνθεον, στο Παρίσι. Αυτό άνοιξε το δρόμο για τη χρησιμοποίηση του σιδήρου και την αλλαγή των διαστάσεων της κλασικής αρχιτεκτονικής. Εκείνη την εποχή ο σίδηρος δεν χρησιμοποιούνταν σαν εμφανές δομικό στοιχείο, ωστόσο αναμφισβήτητα χάραξε το δρόμο για την αντίληψη μιας εναλλακτικής αρχιτεκτονικής έκφρασης.



Η χρήση του σιδήρου ως δομικού υλικού, που άρχισε μετά την εκβιομηχάνιση της παραγωγής του, άνοιξε ένα τελείως νέο κόσμο για το δομοστατικό μηχανικό. Η πρώτη χρήση αυτού ως κύριου δομικού υλικού

γίνεται αρχικά υπό τη μορφή του χυτοσιδήρου για την

Εικ.1 Coalbrookdale Bridge, Αγγλία 1779
κατασκευή της πρώτης στον κόσμο σιδηράς γέφυρας, ανοίγματος 30 m, άνω του ποταμού Severn στην *Coalbrookdale* της Αγγλίας το 1779(Εικ.1), η οποία εξακολουθεί να βρίσκεται ακόμα σε λειτουργία. Μεταξύ των ετών 1780-1820



κατασκευάστηκαν από χυτοσίδηρο αρκετές γέφυρες κυρίως με αψιδωτή μορφή αλλά και άλλες δομικές κατασκευές. Η αστοχία, όμως, εφελκόμενων μελών με ψαθυρά θραύση, η οποία είχε ως αποτέλεσμα την κατάρρευση γεφυρών από χυτοσίδηρο με πάρα πολλά ανθρώπινα θύματα, περιόρισε τη χρήση του χυτοσιδήρου μόνο σε θλιβόμενα μέλη (π.χ. υποστυλώματα).

Η βιομηχανική παραγωγή του πολτοπαγούς σιδήρου άρχισε να αντικαθιστά το χυτοσίδηρο το 1840, κυρίως λόγω της σημαντικής ιδιότητάς του να

υπόκειται σε μεγάλες εφελκυστικές παραμορφώσεις στην πλαστική περιοχή χωρίς να θραύεται. Επιπλέον, ο πολτοπαγής σίδηρος ήταν δυνατό να λαμβάνει τη μορφή λεπτών πλακών, οι οποίες μπορούσαν να καμφθούν και να συνδεθούν με ήλους χωρίς αισθητή μείωση της αντοχής τους. Η πρώτη γέφυρα από πολτοπαγή σίδηρο, που αξίζει

να μνημονευτεί είναι η γέφυρα *Britannia* με βασικό φορέα συνεχή δοκό τεσσάρων ανοιγμάτων (70-140-140-70 m),

Εικ.2 Britannia Bridge κιβωτοειδούς διατομής, κατασκευασμένη στα στενά Menai της Αγγλίας μεταξύ των ετών 1846-1850.

Η κατασκευή μέσω ελάσεως διαφόρων μορφών διατομών (ορθογωνικών, κυκλικών, σωληνωτών κλπ) άρχισε όταν ο χυτοσίδηρος και ο πολτοπαγής σίδηρος παρουσίασαν ευρύτερη χρήση. Το 1820 άρχισε η κατασκευή μέσω ελάσεως σιδηροτροχιών, ενώ περί το 1870 διατομών διπλού T (I) (υποστυλωμάτων από χυτοσίδηρο και δοκών από πολτοπαγή σίδηρο).

Τα νέα υλικά πρωτοεμφανίστηκαν, όπως μπορούμε να φανταστούμε, σε τύπους κατασκευών που δεν είχαν μεγάλη παράδοση. Γι' αυτό βρίσκουμε πρώτα το σίδηρο στις νέες κατασκευές εργοστασίων στη Μ.Βρετανία και στην Ηπειρωτική Ευρώπη, σε κλωστοϋφαντουργεία και σε αποθήκες εμπορευμάτων. Ο σίδηρος βρήκε αστική

εφαρμογή στις πολλές, καλυμμένες με γυαλί, γκαλερί που ανεγέρθηκαν στην Ευρώπη από το 1800-1850. Η *Εθνική Βιβλιοθήκη του Παρισιού* (1842-1851) θεωρείται το μεγαλύτερο επίτευγμα του Labrouste. Ο χώρος καλύπτεται



από 9 ελαφρούς θόλους που στηρίζονται σε τόξα από σίδηρο, τα οποία εδράζονται σε 16 στύλους από χυτοσίδηρο. Το *Chocolate Factory* στο Menier του Παρισιού (1871-1872) είναι το παλαιότερο κτίριο με σκελετό που αποτελείται εξολοκλήρου από σίδηρο. Αποτελεί έναν υπέροχο συνδυασμό σιδήρου

και τούβλου-για πρώτη φορά ο σίδηρος αναλαμβάνει και τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία.

Εικ.3 Εθνική Βιβλιοθήκη του Παρισιού Οι διατομές του σιδήρου αποτελούνται από 2 διατομές T οι οποίες σχηματίζουν διατομές Η και περιβάλλουν τα τούβλα.



Εικ.4 Chocolate Factory στο Menier του Παρισιού (1871-1872)

Με την ανάπτυξη διαφόρων μεθόδων επιτεύχθηκε η μετατροπή του ακατέργαστου σιδήρου σε ρευστοπαγή χάλυβα, το γνωστό σε όλους μας δομικό χάλυβα, ο οποίος μέχρι το 1890 είχε αντικαταστήσει πλήρως τον πολτοπαγή σίδηρο. Η πρώτη μεγάλη γέφυρα, εξολοκλήρου από δομικό χάλυβα, είναι η περίφημη τοξωτή γέφυρα *Eads* στην πόλη Saint Louis των Η.Π.Α., η οποία κατασκευάστηκε το 1874 με κεντρικό άνοιγμα 156m. Το 1876 κατασκευάστηκε, επίσης εξολοκλήρου από χάλυβα, ο Πύργος του *Eiffel* στο Παρίσι. Το 1889 κατασκευάστηκε στη Σκωτία, εξολοκλήρου από δομικό χάλυβα, η γέφυρα *Firth of Forth* 2 ανοιγμάτων, 520m το καθένα, η οποία υπήρξε εντυπωσιακό επίτευγμα για την εποχή εκείνη.

Παράλληλα με τις προαναφερθείσες τεχνολογικές εξελίξεις, που οδήγησαν στην



παραγωγή του δομικού χάλυβα, σημαντική πρόοδος σημειώνεται στην πειραματική αντοχή των υλικών και στη στατική ανάλυση των κατασκευών. Αυτό οφείλεται κατά

ένα μεγάλο μέρος στη συμβολή **Εικ.5 Πύργος του Eiffel, Παρίσι 1876**



διακεκριμένων επιστημόνων της εποχής εκείνης, ορισμένοι εκ των οποίων είχαν αναλάβει τη διερεύνηση των αιτιών καταρρεύσεως σοβαρών τεχνικών έργων.

Κατά την περίοδο από τον Α΄ Παγκόσμιο πόλεμο μέχρι τη δεκαετία του '60 η αρχιτεκτονική των

κατασκευών

εστίαζε κυρίως στη χρήση οπλισμένου

Εικ.6 Olympian Roof, Μόναχο 1972

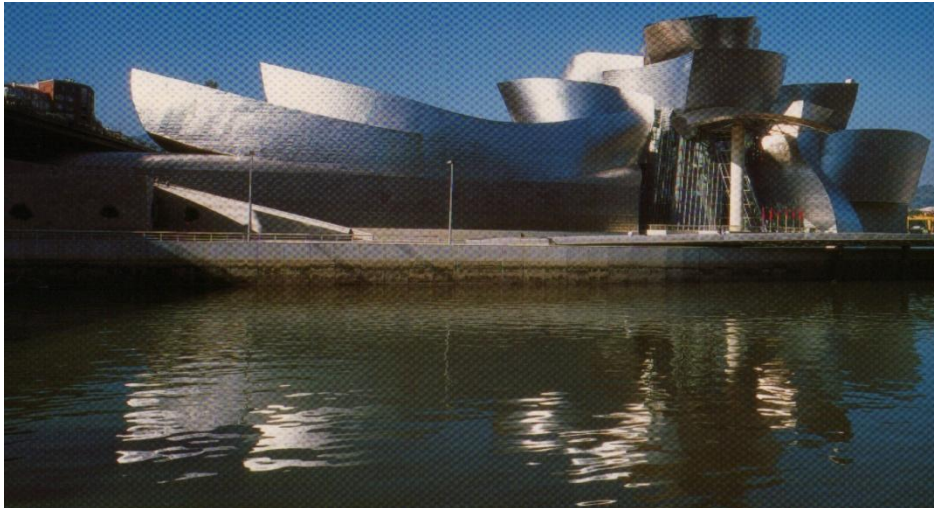
σκυροδέματος.

Από τότε μέχρι και σήμερα γίνεται χρήση πιο εξελιγμένων και σε μεγαλύτερη ποικιλία υλικών στις σύγχρονες κατασκευές που πλέον έχουν μεγαλύτερο όγκο. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι το στέγαστρο του Ολυμπιακού γηπέδου του Μονάχου- *Olympian Roof* (1972) των Günther Behnisch και Frei Otto. Το *Centre Pompidou* στο Παρίσι που σχεδιάστηκε από τους Renzo Piano και Richard Rogers (1972-1976) θεωρείται ως η αρχή εφαρμογής της υψηλής τεχνολογίας στην αρχιτεκτονική.



Εικ.7,8 Centre Pompidou, Παρίσι 1972-1976

Την τελευταία δεκαετία η χρήση των νέων 3D προγραμμάτων έδωσε επιπλέον δυνατότητες στους αρχιτέκτονες, οι οποίοι δεν σχεδιάζουν πλέον τα συνήθη ορθογωνικά δοκάρια. Οι δοκοί μπορεί να είναι λυγισμένες ή καμπύλες σε μία, δύο ή και τρεις διαστάσεις. Παραδείγματα τέτοιων κτιρίων είναι στις εικόνες που ακολουθούν.



Εικ.9 Guggenheim Museum, Bilbao



Εικ.10 Cultural Centre , Shenzhen

Όλα τα παραπάνω στοιχεία αποτελούν μια συνοπτική περιγραφή που αφορά μεμονωμένους ανθρώπους οι οποίοι με την έγκριση (ή συνήθως αποδοκιμασία) της κοινωνίας, ήταν ικανοί να κατασκευάσουν κτίρια που σήμερα αποτελούν σημεία αναφοράς για το σχεδιασμό και την κατασκευή στην εποχή μας. Τα κτίρια αυτά απαρτιθούν μια συνεχή αναζήτηση καινοτομιών στο σίδηρο και το χάλυβα, για μια αρχιτεκτονική βασισμένη στις αξίες του υλικού, δουλεμένες σε μια λειτουργική και τοπικά συναφή πραγματικότητα. Για να καταλάβουμε τη χρήση του χάλυβα στην εποχή μας είναι χρήσιμο να εξοικειωθούμε με την κατασκευαστική παράδοση της εποχής του σιδήρου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2



2.1 ΙΣΤΟΡΙΑ

Το Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου ιδρύθηκε το 1981, για τη μελέτη των επιπτώσεων των σεισμών και των δονήσεων στις κατασκευές. Το κτήριο κατασκευάστηκε και εξοπλίστηκε υπό την επίβλεψη του πρώτου Διευθυντή του Εργαστηρίου, Καθηγητή Π. Καρύδη, με χρηματοδότηση κατά το αρχικό 20% από τα Υπουργεία Παιδείας και Συντονισμού και στη συνέχεια κατά 80% από το ΥΠΕΧΩΔΕ. Στο Εργαστήριο βρίσκεται εγκατεστημένος Σεισμικός Προσομοιωτήρας έξι βαθμών ελευθερίας που τέθηκε σε λειτουργία και βαθμονομήθηκε στις αρχές του 1986 και έκτοτε λειτουργεί αδιαλείπτως. Στο Εργαστήριο βρίσκεται επίσης εγκατεστημένος Τοίχος Αντίδρασης για την εκτέλεση στατικών δοκιμών διάτμησης, κυρίως ανακυκλιζόμενης μορφής. Το 2000 πιστοποιήθηκε, για τις παρεχόμενες υπηρεσίες Δυναμικών Σεισμικών Δοκιμών με τη χρήση του σεισμικού προσομοιωτήρα, κατά ISO - 9002/1994 από την TUV CERT (TUV Austria Hellas). Από 12/1/2007 το Εργαστήριο έχει εγκαταστήσει και εφαρμόζει Σύστημα Διαχείρισης Ποιότητας για τον τομέα ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ, σύμφωνα με το πρότυπο EN ISO 9001:2000 (Αρ.

εγγραφής πιστοποιητικού 20 100 7200 2016), μετά από επιθεώρηση από τον Οργανισμό Πιστοποίησης TUV Austria. Διευθυντής του Εργαστηρίου είναι ο Καθηγητής Κ. Σπυράκος.

2.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΤΗΡΑ

Ο σεισμικός προσομοιωτήρας αποτελείται από μια άκαμπτη πλατφόρμα επιφάνειας 4.0 x 4.0 m² και βάρους 100 kN . Με τις κατάλληλες αντλίες πίεσης λαδιού, βαλβίδες και αυτοματισμούς έχει τη δυνατότητα ταυτόχρονης και με υψηλή ακρίβεια ελεγχόμενης ταλάντωσης και στους έξι βαθμούς ελευθερίας (6 DOF). Η ταλάντωση αυτή πραγματοποιείται με τον έλεγχο δύο οριζόντιων υδραυλικών εμβόλων κατά τη διεύθυνση X, δύο οριζόντιων υδραυλικών εμβόλων κατά τη διεύθυνση Y και τεσσάρων υδραυλικών και ενός πνευματικού εμβόλου κατά την κατακόρυφη διεύθυνση Z. Η μέγιστη μεταφορική επιτάχυνση η οποία μπορεί να αναπτύξει ο σεισμικός προσομοιωτήρας κατά τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις είναι 2 g , ενώ ταυτοχρόνως κατά τη διεύθυνση Z είναι 4 g . Ταυτοχρόνως, κατά τη λειτουργία του σεισμικού προσομοιωτήρα υπάρχει περιορισμός ότι η μετακίνηση σε καμία μεταφορική διεύθυνση δεν μπορεί να είναι μεγαλύτερη από ±100 mm και η ταχύτητα να ξεπερνά τα 1000 mm / sec .

Ο έλεγχος του σεισμικού προσομοιωτήρα γίνεται μέσω αναλογικού συστήματος, το οποίο με τη σειρά του καθοδηγείται από ψηφιακό σύστημα με τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή. Ο έλεγχος αυτός γίνεται συνεχώς κατά X, Y και Z των αντίστοιχων επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων της πλατφόρμας με σύγκρισή τους προς τις επιθυμητές κινήσεις και εφ' όσον απαιτείται ακολουθεί διόρθωσή τους. Η κίνηση της επιφάνειας δοκιμών του σεισμικού προσομοιωτήρα μπορεί να είναι μια ημιτονική διέγερση, μια τυχαία κίνηση ή και ένας σεισμός, όπως αυτός έχει καταγραφεί στην φύση, αλλά και ένας τεχνητός σεισμός με επιθυμητά χαρακτηριστικά σε συχνότητες από DC έως και 100 Hz .

Το σύστημα συλλογής δεδομένων αποτελείται από ειδική μονάδα 64 καναλιών με υψηλή ταχύτητα δειγματοληψίας (π.χ. 100, 1000 ανά sec), απαραίτητη για την παρακολούθηση δυναμικών φαινομένων από διάφορους

αισθητήρες όπως επιταχυνσιόμετρα, βελόμετρα, ηλεκτρομηκυνσιόμετρα κ.λπ.

Η παραγωγή και επεξεργασία της σεισμικής διέγερσης καθώς και η ανάλυση των αποτελεσμάτων των πειραμάτων γίνονται μέσω ειδικών προγραμμάτων επεξεργασίας σημάτων που υπάρχουν στη βιβλιοθήκη του Η/Υ του Εργαστηρίου Αντισεισμικής Τεχνολογίας. Στην ίδια βιβλιοθήκη διατίθεται πληθώρα καταγραφών φυσικών σεισμών που έχουν καταγραφεί μέχρι σήμερα ανά την υφήλιο.

Στο Εργαστήριο έχει αναπτυχθεί επίσης μια ενδιαφέρουσα τεχνολογία με την οποία επιτυγχάνεται είναι δυνατόν να διεγερθεί κατά τέτοιο τρόπο ο σεισμικός προσομοιωτήρας ώστε η απόκριση σε οποιοδήποτε σημείο του δοκιμίου να είναι η επιθυμητή. Π.χ. να διατηρείται σταθερή η επιτάχυνση ή η μετακίνηση (σχετική ως προς τη βάση ή ολική) ανεξάρτητα της όποιας (γραμμικής ή μη) συμπεριφοράς του δοκιμίου. Κατ' αυτόν τον τρόπο μελετώνται συστήματα απόσβεσης και γενικότερα, ενεργητικά ή παθητικά συστήματα σεισμικής μόνωσης ή καθαρά δυναμική ανακυκλιζόμενη φόρτιση κ.λπ.

2.3 ΔΡΑΣΤΗΡΙΟΤΗΤΕΣ

Οι κύριες δραστηριότητες του προσωπικού του Εργαστηρίου είναι οι ακόλουθες:

- Διδασκαλία μαθημάτων Αντισεισμικής Τεχνολογίας σε προπτυχιακό και μεταπτυχιακό επίπεδο.
- Διεξαγωγή πειραμάτων για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς παντός είδους κατασκευών σε δυναμική καταπόνηση. Έλεγχος συστημάτων συσκευασίας, οχημάτων, αναρτήσεων, στηρίξεων, οπλικών συστημάτων, σεισμικής μόνωσης κτιρίων και εκθεμάτων σε Μουσεία.
- Έρευνα και μελέτη της συμπεριφοράς κατασκευών σε σεισμούς με τη βοήθεια μαθηματικών προσομοιωμάτων, αναλυτικών μεθόδων και προγραμμάτων Η/Υ χρησιμοποιώντας αποτελέσματα των δοκιμών.

- Διεξαγωγή πειραματικών διαδικασιών σε συνεργασία με διάφορους φορείς για έργα τα οποία εκτελούνται στην Ελλάδα.
- Μετρήσεις δονήσεων στο πεδίο.
- Εγκατάσταση δικτύων οργάνων προς παρακολούθηση από μακριά ταλαντώσεων (τάσεων και παραμορφώσεων) στο έδαφος και σε κατασκευές.
- Μετρήσεις δονήσεων από εκρήξεις στο έδαφος καθώς και πάνω σε κτίρια για την καταγραφή της ταχύτητας δόνησης σύμφωνα με το DIN 4150. Για τις μετρήσεις αυτές χρησιμοποιούνται δονησιογράφοι Minimate Blaster της εταιρείας Instantel.
- Έκδοση πιστοποιητικών δυναμικών σεισμικών δοκιμών.
- Μαθήματα προστασίας έναντι σεισμού σε μαθητές Πρωτοβάθμιας και Δευτεροβάθμιας εκπαίδευσης καθώς και ομάδες εθελοντών του ΟΑΣΠ, στο Αστυνομικό και Πυροσβεστικό Σώμα, Τοπική Αυτοδιοίκηση, κ.τ.λ..

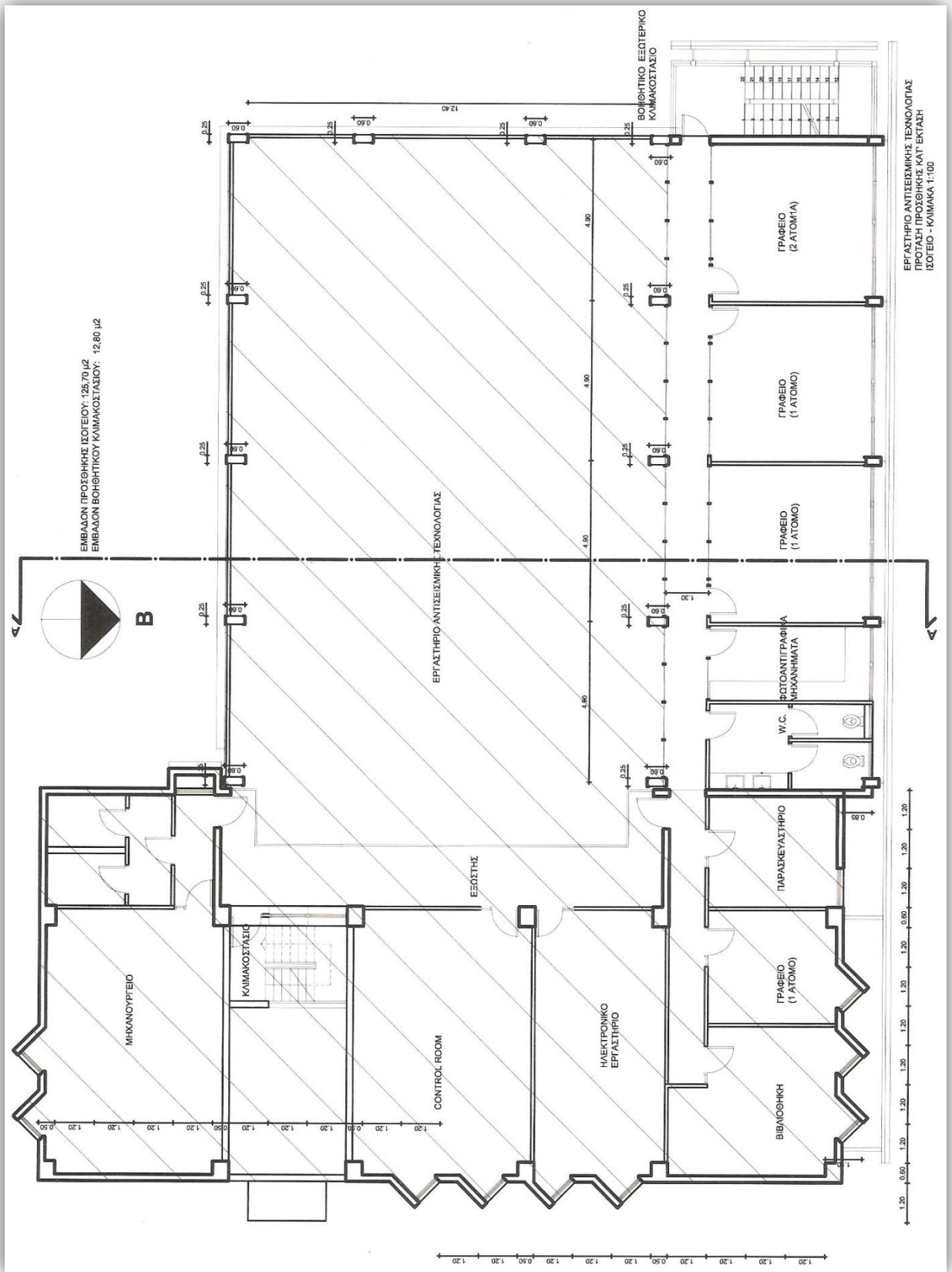
2.4 ΣΥΝΕΡΓΑΣΙΕΣ

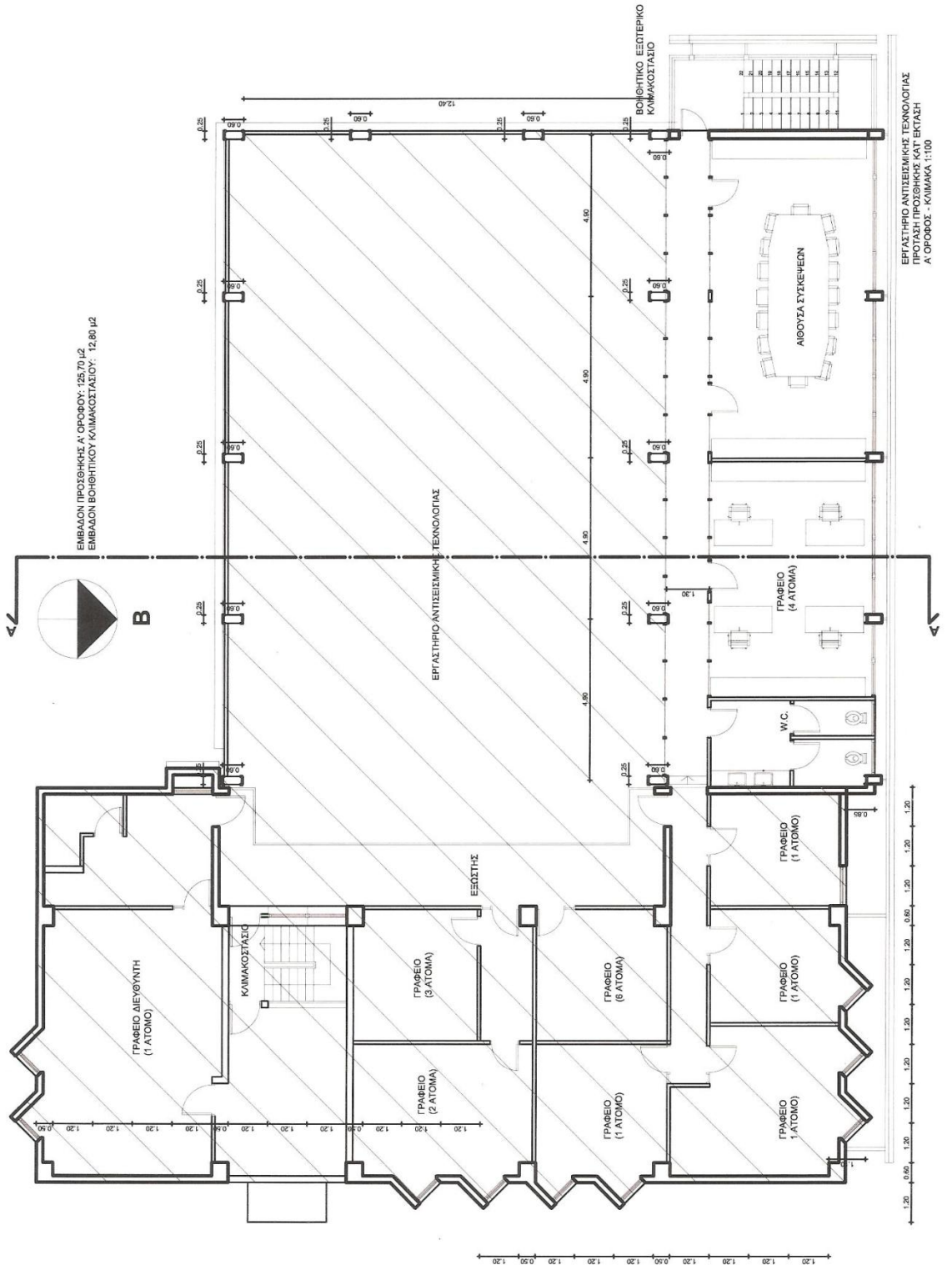
Το Εργαστήριο Αντισεισμικής Τεχνολογίας συνεργάζεται με το ΥΠΕΧΩΔΕ, τον ΟΑΣΠ, το Υπουργείο Πολιτισμού, το Υπουργείο Υγείας, τη ΔΕΗ, την Υπηρεσία Πολιτικής Αεροπορίας, τον Δήμο Αθηναίων, τον ΟΣΚ, τον ΟΣΕ, με κατασκευαστικές εταιρείες (ACAI, META, INTRASOFT, MINERVA, MIPECO, YTONG, ABB Hellas, J & P, Τεχνική Μηχανική, Ελληνική Τεχνοδομική, ΤΕΡΝΑ) καθώς επίσης και με εταιρείες του εξωτερικού (ABB Sweden, Siemens, ALSTOM Belgium, FIP, Italcementi).

2.5 ΣΥΝΔΕΣΗ ΚΤΙΡΙΩΝ

Η προέκταση του εργαστηρίου με την υφιστάμενη κατασκευή θα είναι στατικά ανεξάρτητα κτίρια, με αντισεισμικούς αρμούς 5cm.

2.6 ΣΧΕΔΙΑ ΚΑΙ ΦΩΤΟΓΡΦΙΕΣ





ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΕΣ ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟΥ



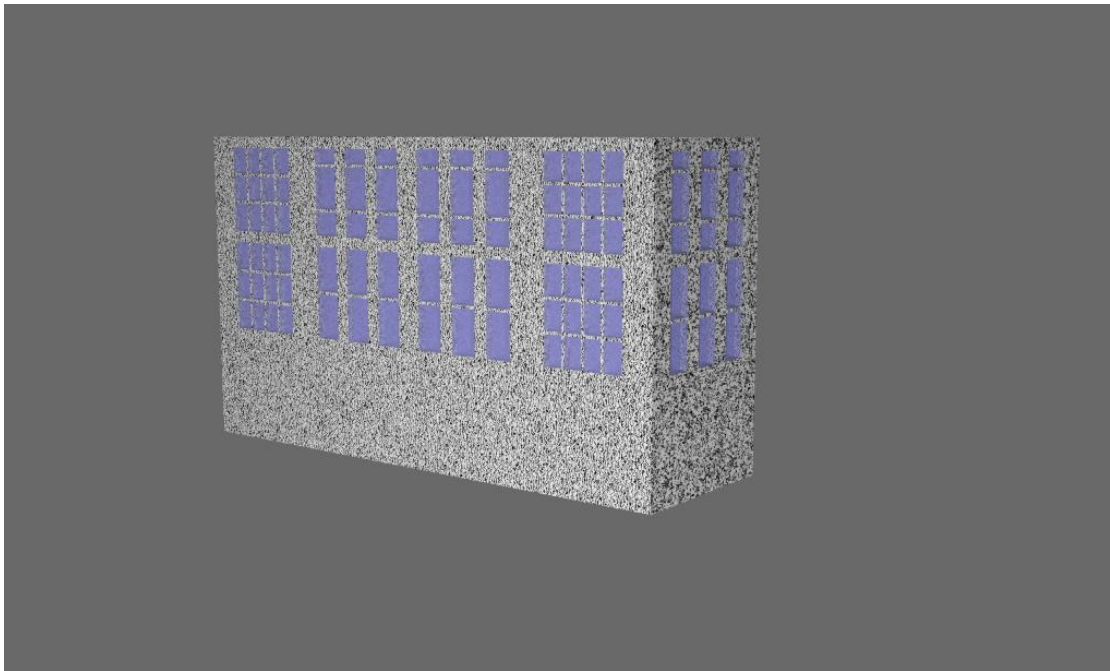
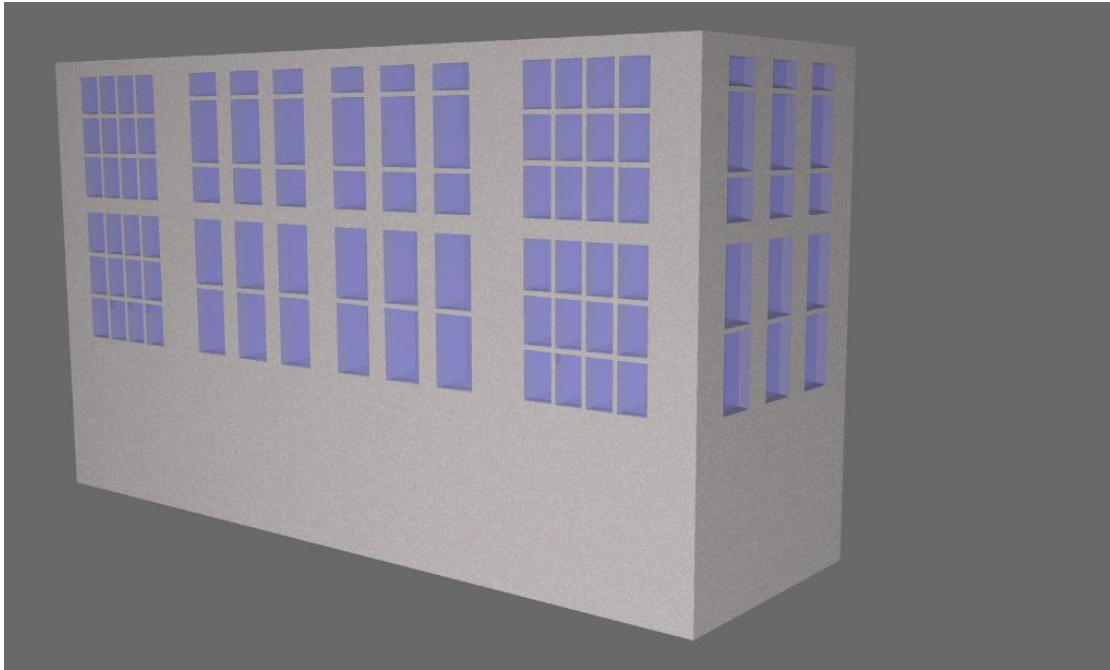


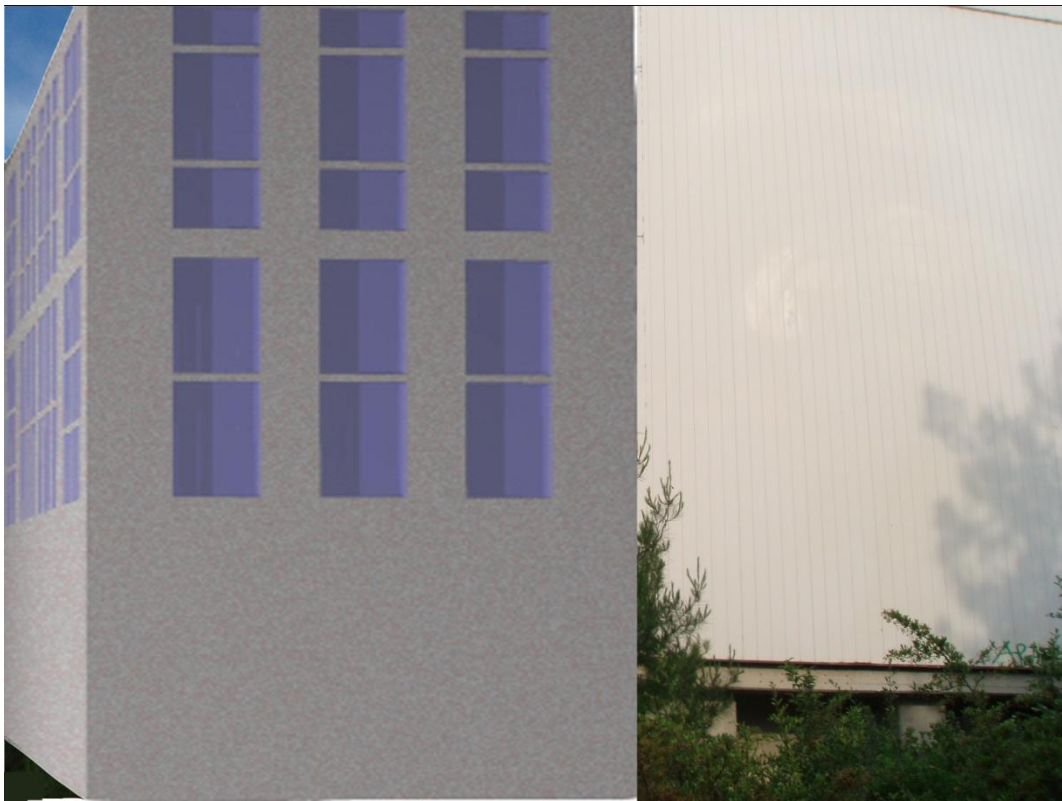
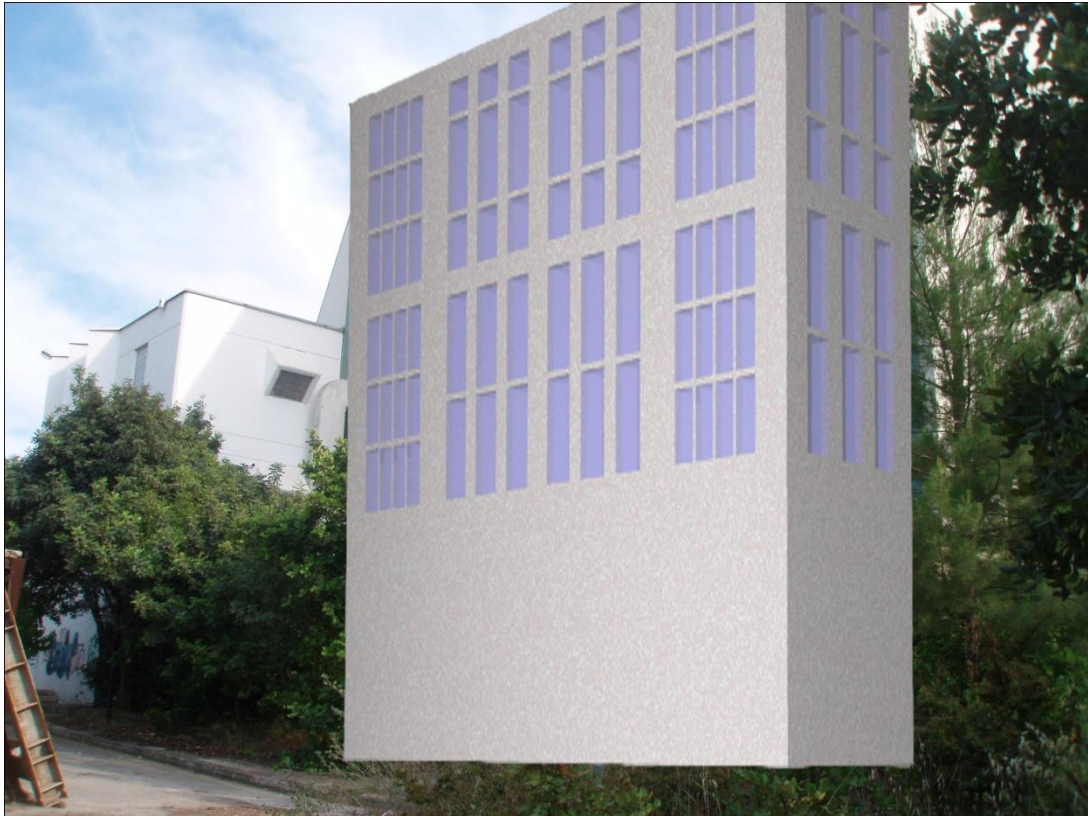












ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3.1 ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το SOFISTIK αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα που δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση κτιριακών κατασκευών. Είναι ένα ευέλικτο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή. Ένα χαρακτηριστικό του συγκεκριμένου προγράμματος είναι ότι μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την επίλυση είτε μεταλλικών κατασκευών είτε κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι δυνατότητές του για ένα εξειδικευμένο, έμπειρο χρήστη είναι πρακτικά απεριόριστες.

Το SOFISTIK αποτελείται από υποπρογράμματα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν σε συσχέτιση μεταξύ τους. Αρχικά εισάγαμε τα δεδομένα που αφορούν στα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής (υπορουτίνα AQUA). Στη συνέχεια ορίσαμε τη γεωμετρία του φορέα, εισάγοντας συντεταγμένες κόμβων(υπορουτίνα GENF), τα είδη (υπορουτίνες STAR2 και DYNA) και τους συνδυασμούς των φορτίσεων από τις οποίες καταπονείται (υπορουτίνα MAXIMA). Μέσω της υπορουτίνας MAXIMA κατασκευάστηκε επίσης η περιβάλλουσα για το συνδυασμό στατικών και σεισμικών φορτίσεων και προσδιορίστηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη. Η ιδιότητα αυτή του MAXIMA αποτελεί μια από τις ξεχωριστές ικανότητες του SOFISTIK.

Από την ανάλυση του φορέα μας με το SOFISTIK διαπιστώσαμε ότι παρουσιάζει το σημαντικό πλεονέκτημα της άμεσης εποπτείας της λειτουργίας του. Επίσης παρέχει στο χρήστη σημαντικά περιθώρια παραμετροποίησης. Αξίζει να σημειώσουμε ότι πέραν των αποτελεσμάτων για κάθε φόρτιση προσδιορίζει και τις μέγιστες και ελάχιστες μετατοπίσεις ανά κόμβο. Τέλος, ειδικά στην περίπτωση του κτιρίου μας κρίθηκε ιδιαίτερα σημαντικό το χαρακτηριστικό του προγράμματος να ορίζει σύνθετες διατομές.

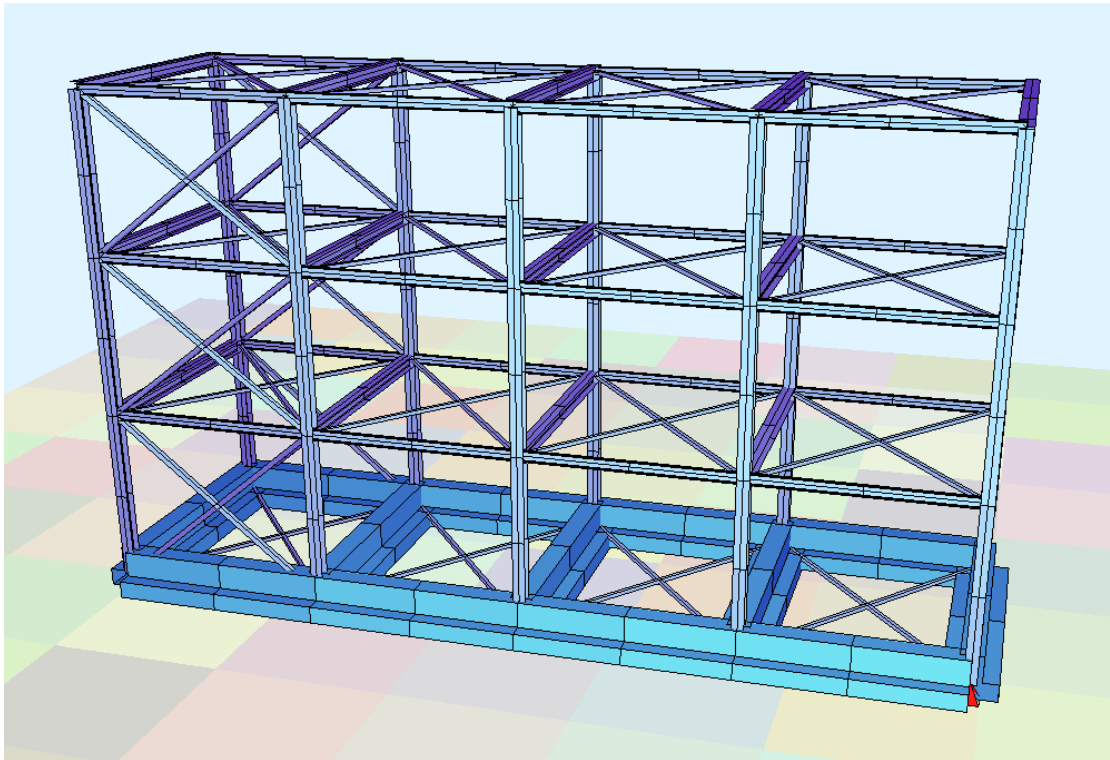
Στο σημείο αυτό θα πρέπει να τονίσουμε ότι το SOFISTIK παρόλο που είναι πρόγραμμα με μεγάλες δυνατότητες ανάλυσης, απαιτεί προσεκτικούς χειρισμούς για να είμαστε βέβαιοι ότι τα αποτελέσματα της επίλυσης είναι σωστά. Σημαντικό βοήθημα προς την κατεύθυνση αυτή αποτελεί το πλήρες και εύχρηστο εγχειρίδιο που περιλαμβάνει εκτός των άλλων και πλήθος παραδειγμάτων επίλυσης. Η μεγάλη

δυνατότητα παραμετροποίησης είναι θετική αλλά ταυτόχρονα απαιτεί προσεκτική μελέτη των παραδοχών του προγράμματος και διεξοδικό βήμα-βήμα έλεγχο του κώδικα εισαγωγής δεδομένων (ένα και μόνο λάθος μπορεί να οδηγήσει σε αποτελέσματα που απέχουν πολύ της πραγματικής εντατικής και παραμορφωσιακής κατάστασης του φορέα).

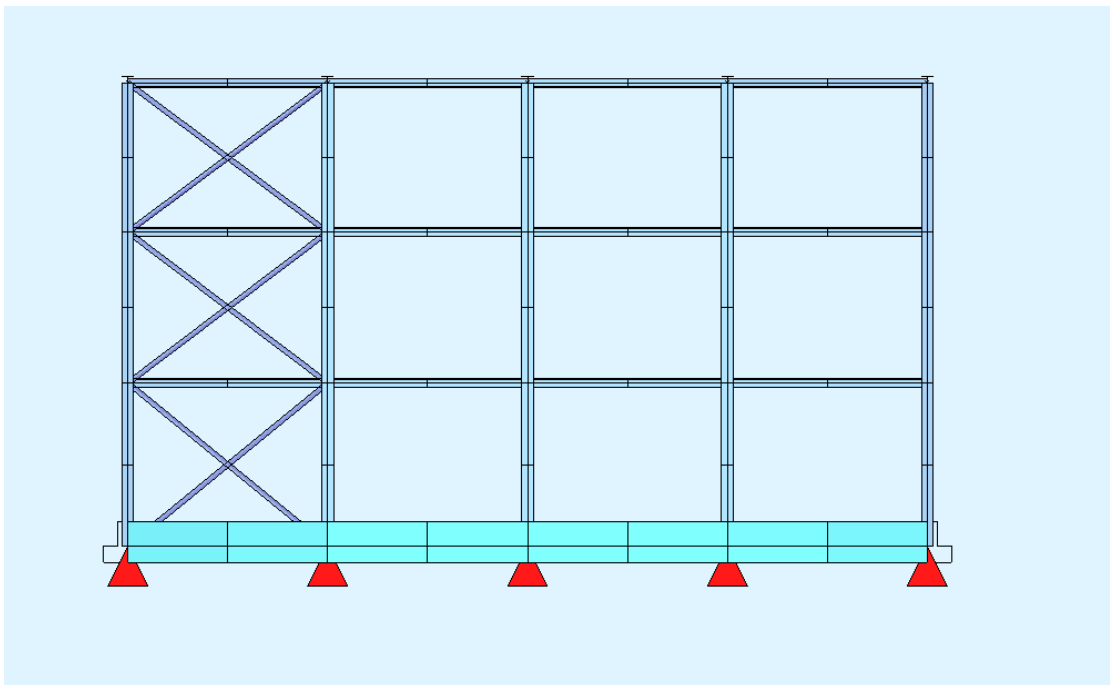
Την ανάλυση του φορέα ακολούθησε ο έλεγχος επάρκειας των στοιχείων του, που πραγματοποιήθηκε μέσω προγράμματος που κατασκευάστηκε στο EXCEL, και έλεγχος των συνδέσεων μέσω ενός άλλου προγράμματος ανάλυσης και διαστασιολόγησης μεταλλικών κατασκευών, το INSTANT. Για την διεκπεραίωση των ελέγχων αυτών εισάγαμε σαν δεδομένα τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από την αρχική επίλυση στο SOFISTIK.

3.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΦΟΡΕΑ

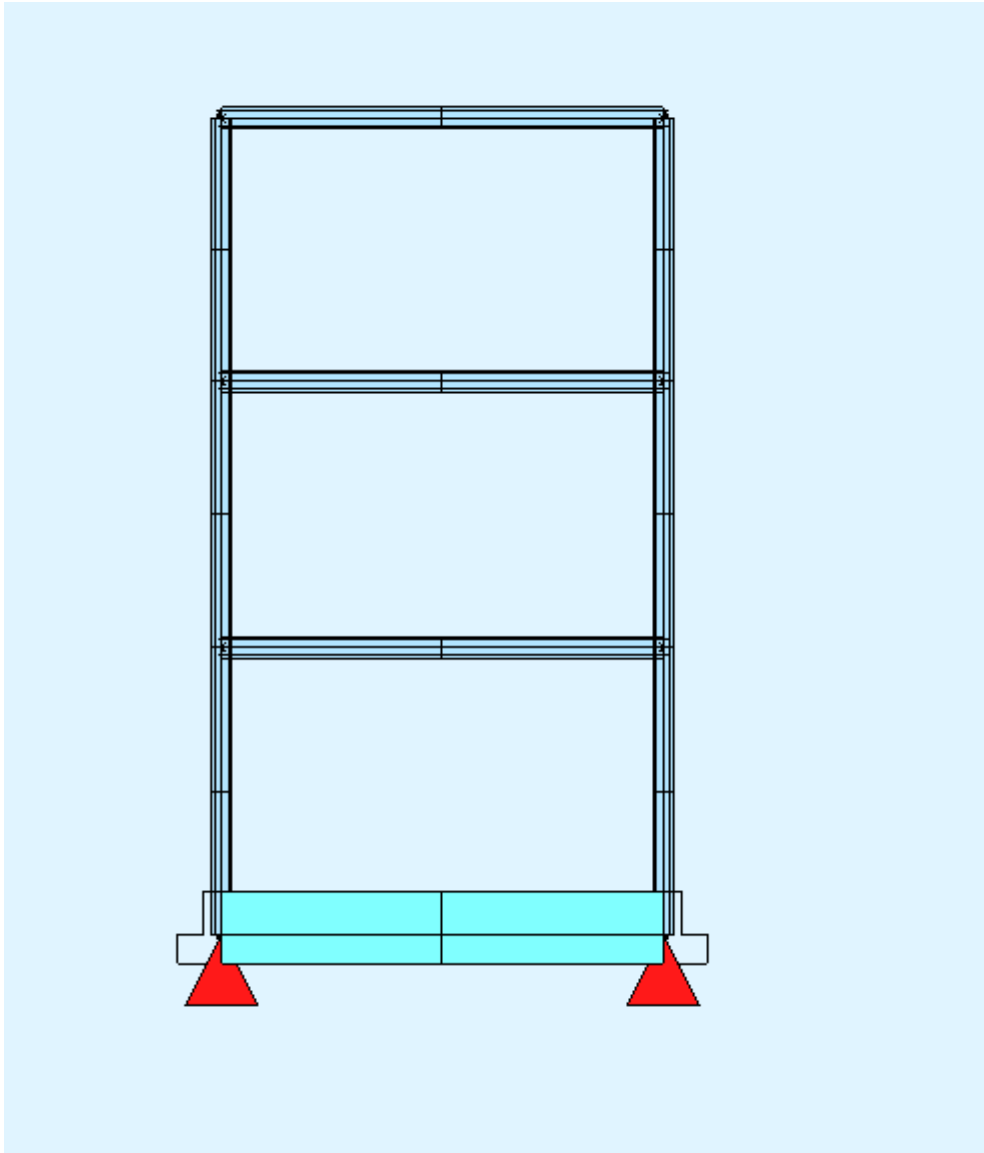
Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει τη μελέτη ενός τριώροφου κτιρίου διαστάσεων $6 \times 19.6 \text{ m}^2$ και ύψους 3,9-3,7-3,7m ανά όροφο (συνολικό ύψος 11.23m). Ο μεταλλικός σκελετός του απαρτίζεται από υποστυλώματα διατομής. Τα υποστυλώματα, **HEB 280**, στηρίζουν τις δοκούς των πατωμάτων και της οροφής που διακρίνονται σε κύριες και σε δευτερεύουσες. Οι κύριες δοκοί έχουν διατομή **HEB320** και οι δευτερεύουσες **IPE240**. Επιπλέον, τοποθετήθηκαν κατακόρυφοι χιαστί σύνδεσμοι **SH 120×120×6,3** οι οποίοι διατάσσονται σε επίπεδα κάθετα μεταξύ τους και συγκεκριμένα στα ακραία εξωτερικά κατακόρυφα επίπεδα, για αύξηση της αστρεψιάς του όλου φορέα. Την κατασκευή συμπληρώνουν τέλος, οι οριζόντιοι σύνδεσμοι διατομής **L90.9** οι οποίοι τοποθετήθηκαν στα πατώματα, καθιστώντας άκαμπτο το δίσκο τους και εξασφαλίζοντας τη διαφραγματική λειτουργία του όλου φορέα. Οι ακριβείς θέσεις των παραπάνω στοιχείων απεικονίζονται στο σχέδιο που ακολουθεί.



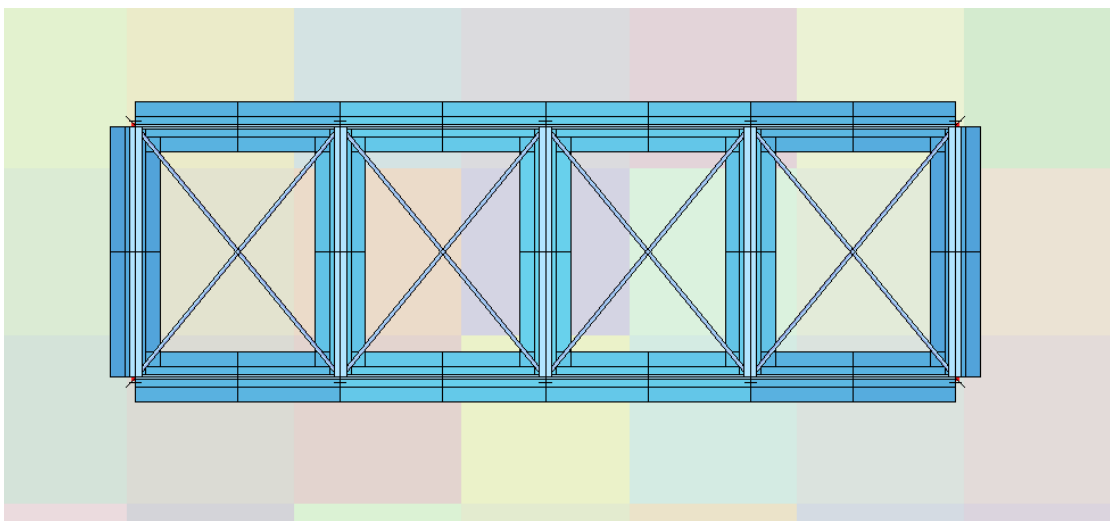
Σχήμα 3.1: Τριώροφο κτίριο



Σχήμα 3.2:Κύρια όψη του κτιρίου



Σχήμα 3.3: Πλάγια όψη κτιρίου



Σχήμα 3.4: Κάτοψη κτιρίου

Στο παραπάνω κτίριο τοποθετήθηκαν διαδοκίδες στην οροφή ισογείου, πρώτου και δεύτερου ορόφου διατομής **IPE220** που υπολογίστηκαν ως αμφιέριστες (§2.4) με άνοιγμα ίσο προς την απόσταση των κύριων δοκών και μεταξύ τους απόσταση 1,2 m.

3.3 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Σε όλο το κτιριακό συγκρότημα επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας **S235** ($f_y = 235 N/mm^2$). Ο χάλυβας χρησιμοποιείται ουσιαστικά για την απόκτηση εύκαμπτων κατασκευών, μολονότι αν απαιτείται μεγαλύτερη ακαμψία μπορούν να ενσωματωθούν στο χαλύβδινο σκελετό διαγώνιοι σύνδεσμοι. Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα στις κατασκευές είναι:

- μεγάλη αντοχή(μείωση των μονίμων φορτίων της κατασκευής, οικονομία υλικού και χώρου κ.λπ.)
- ομοιογένεια υλικού (αμετάβλητο στο χρόνο, ακρίβεια παραδοχών ανάλυσης και ελέγχων αντοχής)
- ελαστικότητα-ολκιμότητα
- μονιμότητα (με κατάλληλη συντήρηση απεριόριστη διάρκεια ζωής)
- επαναχρησιμοποίηση του υλικού (ως έχει ή μετά από ανάτηξη)
- ενίσχυση υπάρχουσών κατασκευών (για αύξηση φέρουσας ικανότητας)
- ταχύτητα κατασκευής και ανέγερσης
- ευκολία προκατασκευής
- άριστα αισθητικά αποτελέσματα

Πέραν της μεταλλικής κατασκευής κάθε κτίριο περιλαμβάνει υπόγειο χώρο και θεμελίωση από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας **C30** ($f_{ck} = 30 N/mm^2$). Για τα πατώματα χρησιμοποιήθηκε τραπεζοειδές προφίλ επικάλυψης **KSH50 t=1 mm**.

3.4 ΑΝΕΓΕΡΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Η ανέγερση πρέπει να περιγράφεται αναλυτικά σε όλες τις φάσεις από τα αντίστοιχα χρονοδιαγράμματα, σε σχέση και με τα διάφορα αναλυτικά σχέδια. Ο συνδυασμός των απαραίτητων μηχανημάτων στο εργοτάξιο(όπως γερανοί αυτοφερόμενοι ή κυλιόμενοι σε ράγες) με τα απαιτούμενα ικρίωματα, θα πρέπει εξ' αρχής να έχει μελετηθεί ώστε η ανέγερση να γίνεται απρόσκοπτα, ενώ τα κατασκευαστικά σχέδια θα πρέπει να δίνουν στον κατασκευαστή πλήρεις

πληροφορίες των προδιαγραφών για συνήθεις συνδέσεις, ελέγχους ποιότητας κ.λπ. Ο μελετητής ο οποίος σε πολλές περιπτώσεις είναι ο επιβλέπων, πρέπει να ελέγχει την πιστή εφαρμογή αυτών που περιγράφονται στα σχέδια, την εφαρμογή του προγράμματος ανέγερσης και την επάρκεια του κατασκευαστή σε προσωπικό και μηχανήματα. Πρόκειται δηλαδή για μια διαδικασία που απαιτεί μελέτη και έμπειρο εργατικό δυναμικό. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την ανέγερση, διαφέρουν ανάλογα με τον τύπο και το μέγεθος της κατασκευής, τις επιτόπου συνθήκες, τη δυνατότητα ανεφοδιασμού, την προτίμηση του κατασκευαστή κ.λπ.

Στις κατασκευές που μελετάμε η ανέγερση πραγματοποιήθηκε με τη βοήθεια γερανών, που κινούνταν σε όλο το μήκος του εκάστοτε κτιρίου, ανυψώνοντας ένα-ένα τα τεμάχια ή και ομάδα συνδεδεμένων τεμαχίων, τα οποία και συνδέονταν στην τελική τους θέση. Παράλληλα ανυψώνονταν και συνδέονταν και οι σύνδεσμοι, προκειμένου να εξασφαλιστεί η ευστάθεια της κατασκευής στο χώρο. Αρχικά πραγματοποιήθηκε η ανέγερση των υποστυλωμάτων και στη συνέχεια των δοκών.

3.5 ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

3.5.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

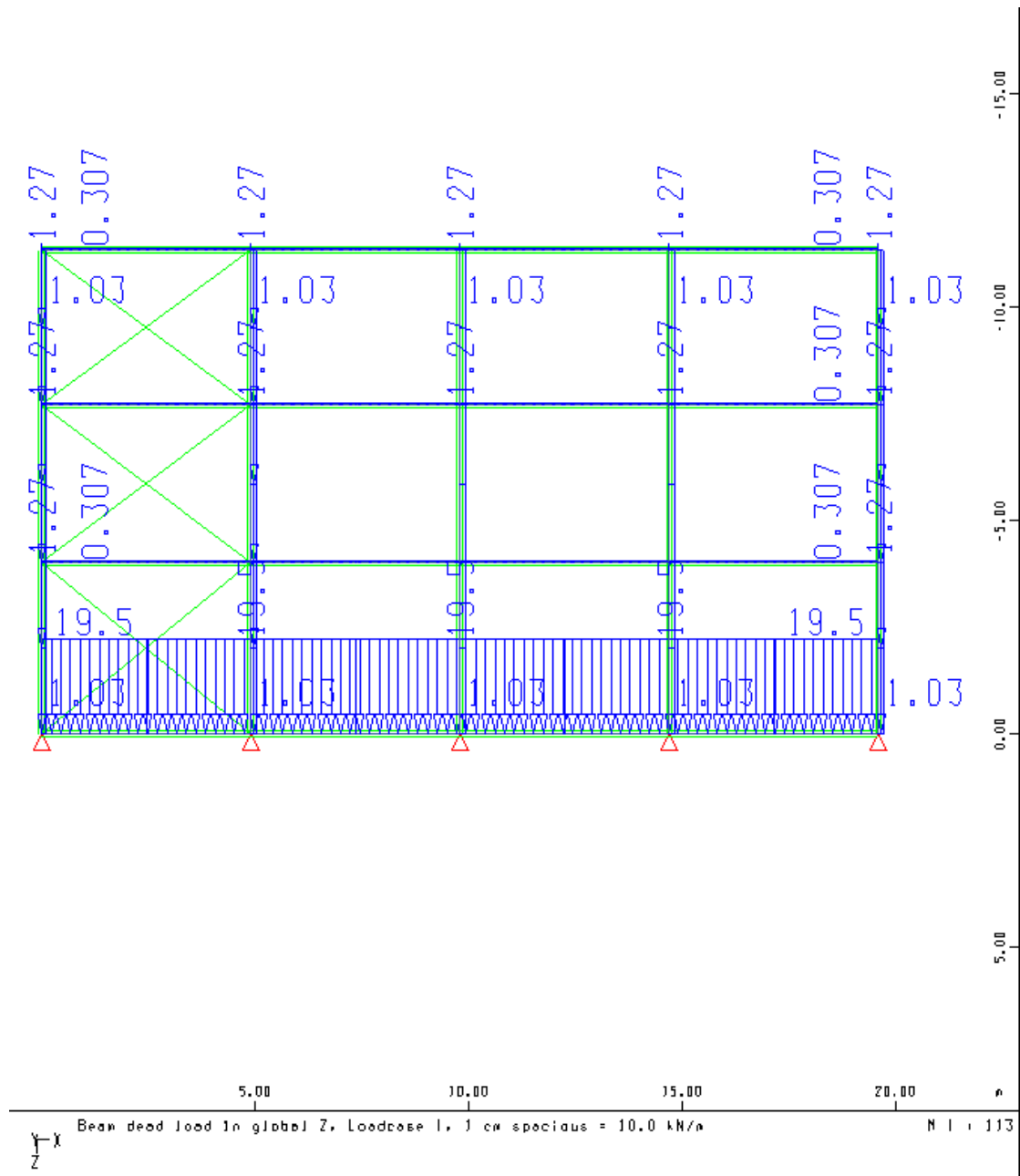
Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

- **Τα Μόνιμα Φορτία(Dead Loads)**
- **Τα Κινητά Φορτία(Live Loads)**
- **Τα Τυχηματικά Φορτία(Accidental Loads)**, τα οποία δεν αποτέλεσαν αντικείμενο μελέτης στην συγκεκριμένη εργασία.

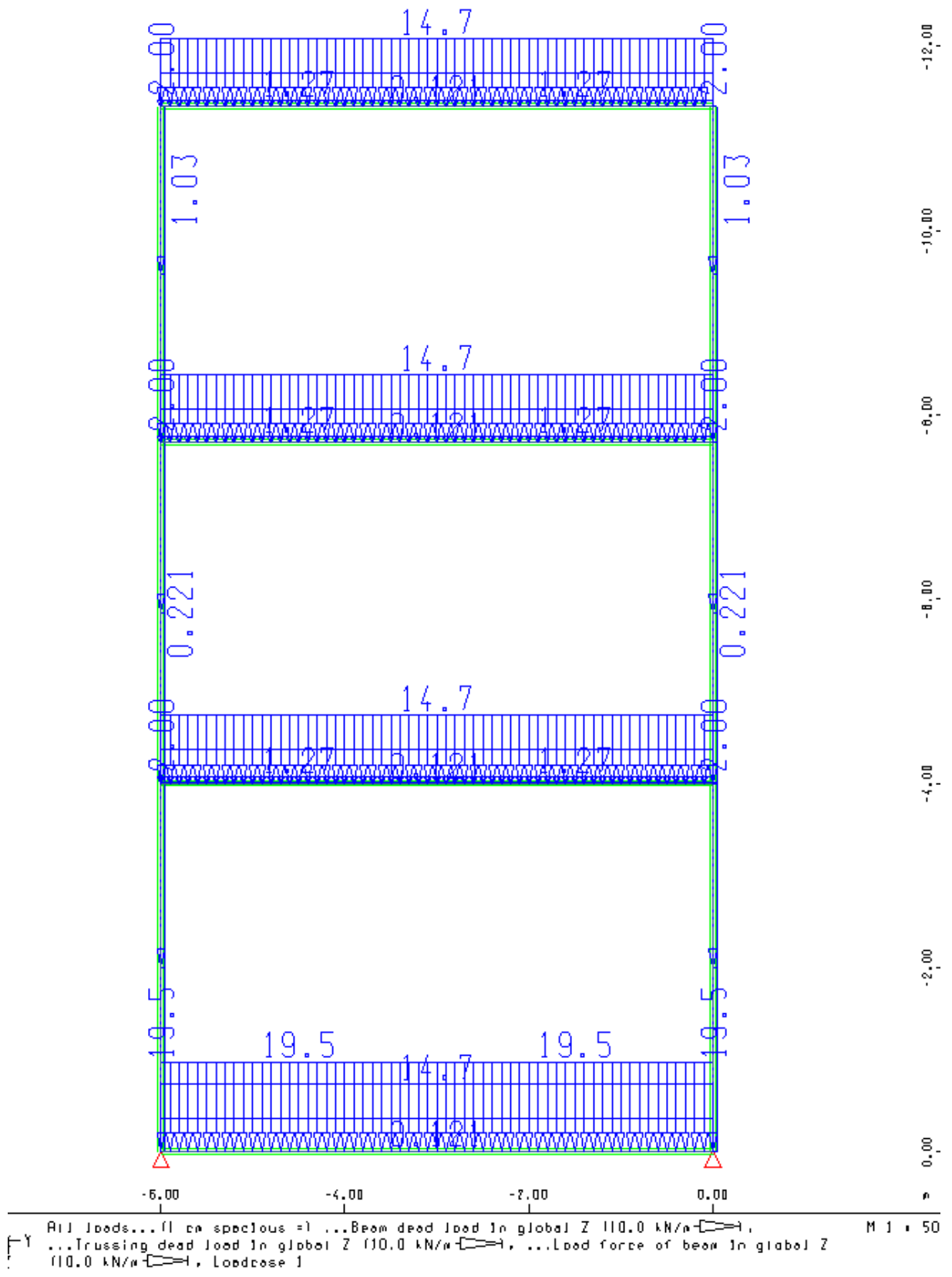
Τα παραπάνω μπορούν να δρουν σε συνδυασμό, οι συνδυασμοί αυτοί των φορτίσεων και η ακριβής τιμή τους σε αυτές λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με την μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

3.5.1.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

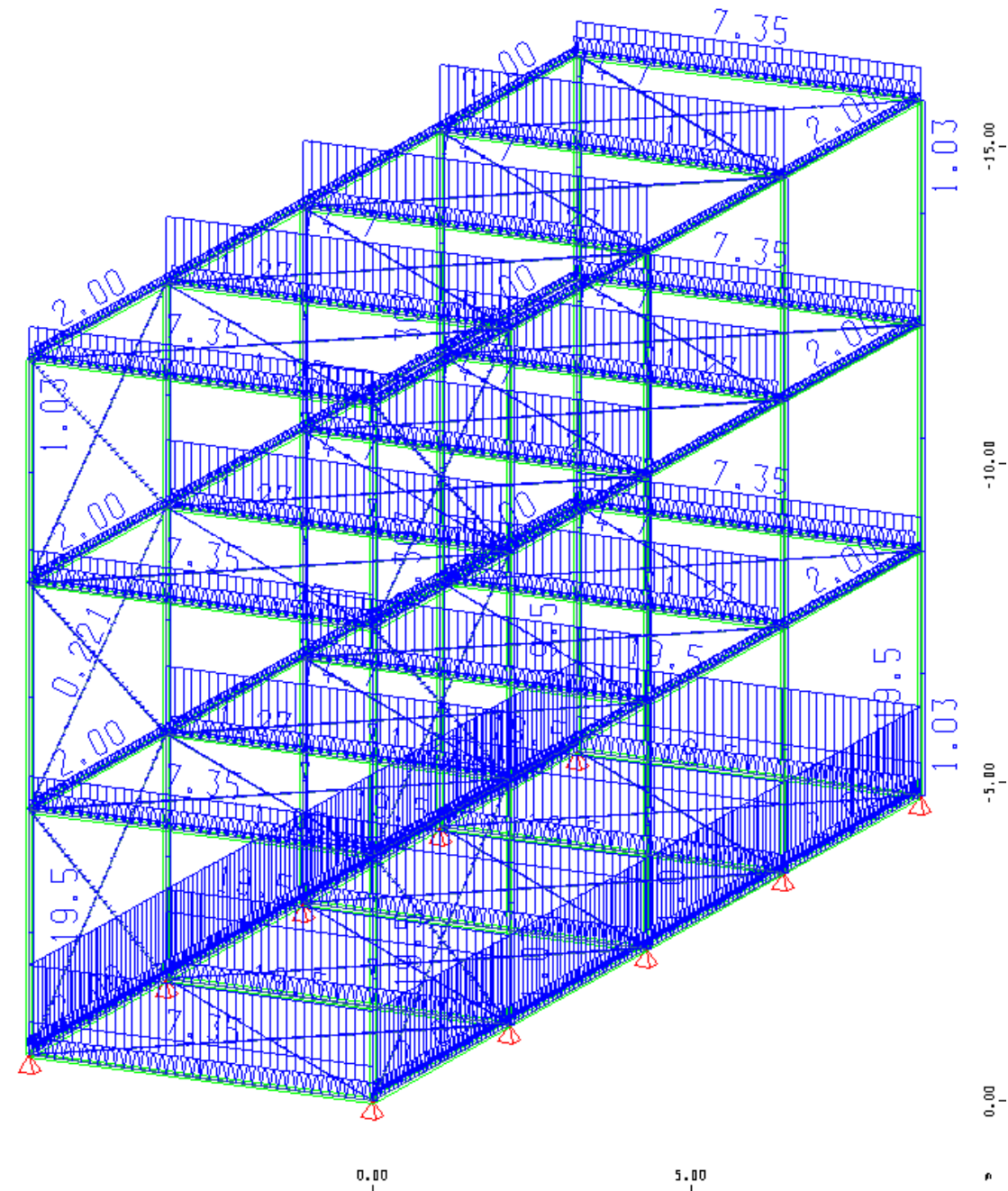
Το **Μόνιμο** ή **Νεκρό φορτίο** είναι ένα φορτίο σταθερής διεύθυνσης, γιατί ενεργεί συνεχώς επί της κατασκευής με κατεύθυνση το κέντρο της γης, δηλαδή είναι στατικό φορτίο. Στα μόνιμα φορτία περιλαμβάνεται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και των λοιπών φερόμενων στοιχείων επ' αυτής κατά τη διάρκεια της ζωής της (π.χ. μονώσεις, επιστρώσεις, τοίχοι). Στην ανάλυση εκτιμήθηκε μόνιμο φορτίο κατασκευής 300 kg/m^2 βάση των διατομών και των διαστάσεων της κατασκευής.



Σχήμα 3.5: Κατανομή μόνιμων φορτίων



Σχήμα 3.6: Κατανομή μονίμων φορτίων

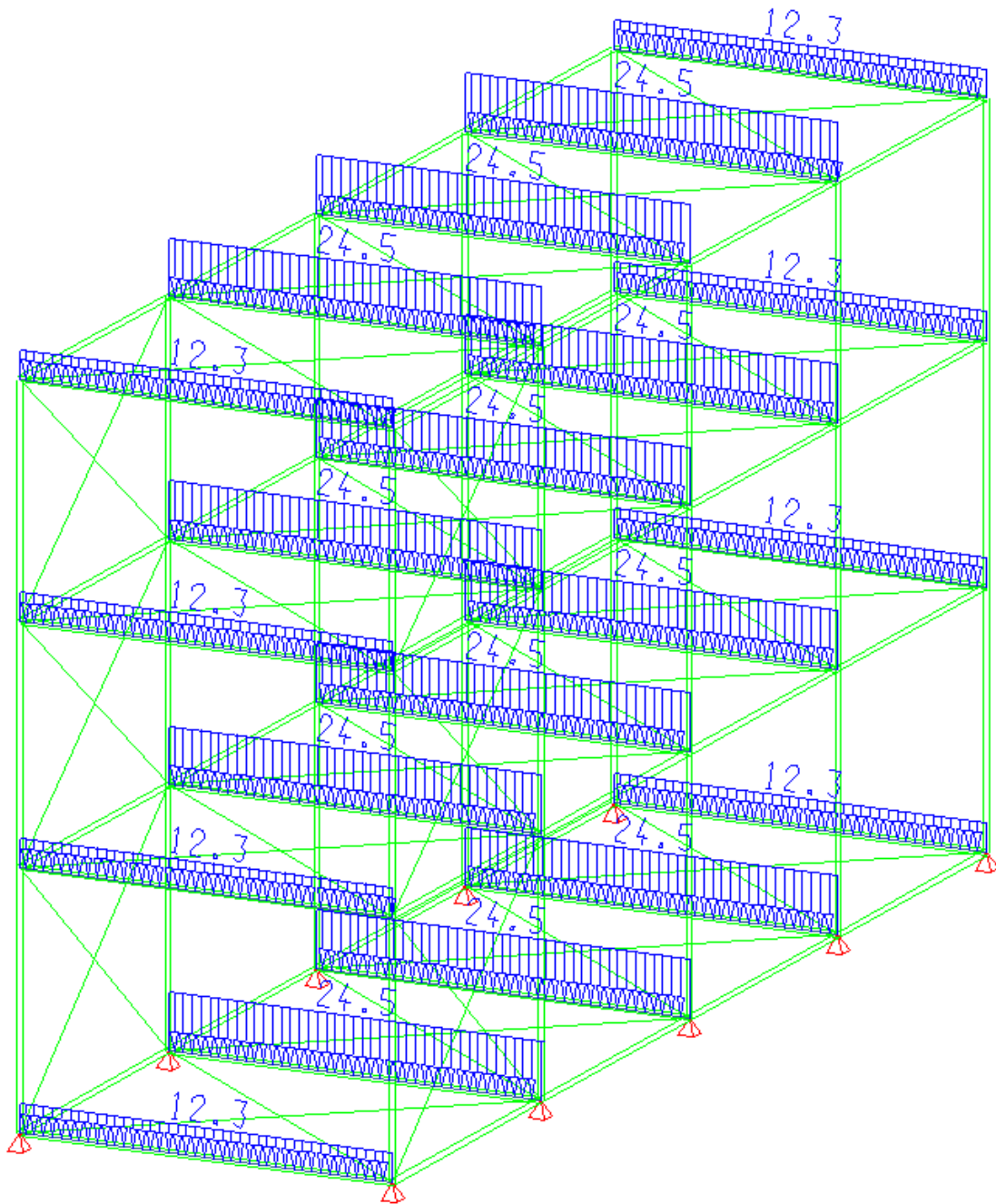


Σχήμα 3.7: Κατανομή μόνιμων φορτίων

3.5.1.2 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

Τα **Κινητά** ή **Μεταβλητά φορτία** είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν, όταν η κατασκευή βρίσκεται πλέον σε λειτουργία, και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή και παροδικό χαρακτήρα. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανομημένα. Στα κινητά φορτία βαρύτητας περιλαμβάνονται άτομα, έπιπλα, αποθηκευμένα

αντικείμενα, φορτία χιονιού κ.λπ. Στην ανάλυση εκτιμήθηκαν κινητά φορτία κατασκευής 500 kg/m^2 για ολόκληρη την κατασκευή.

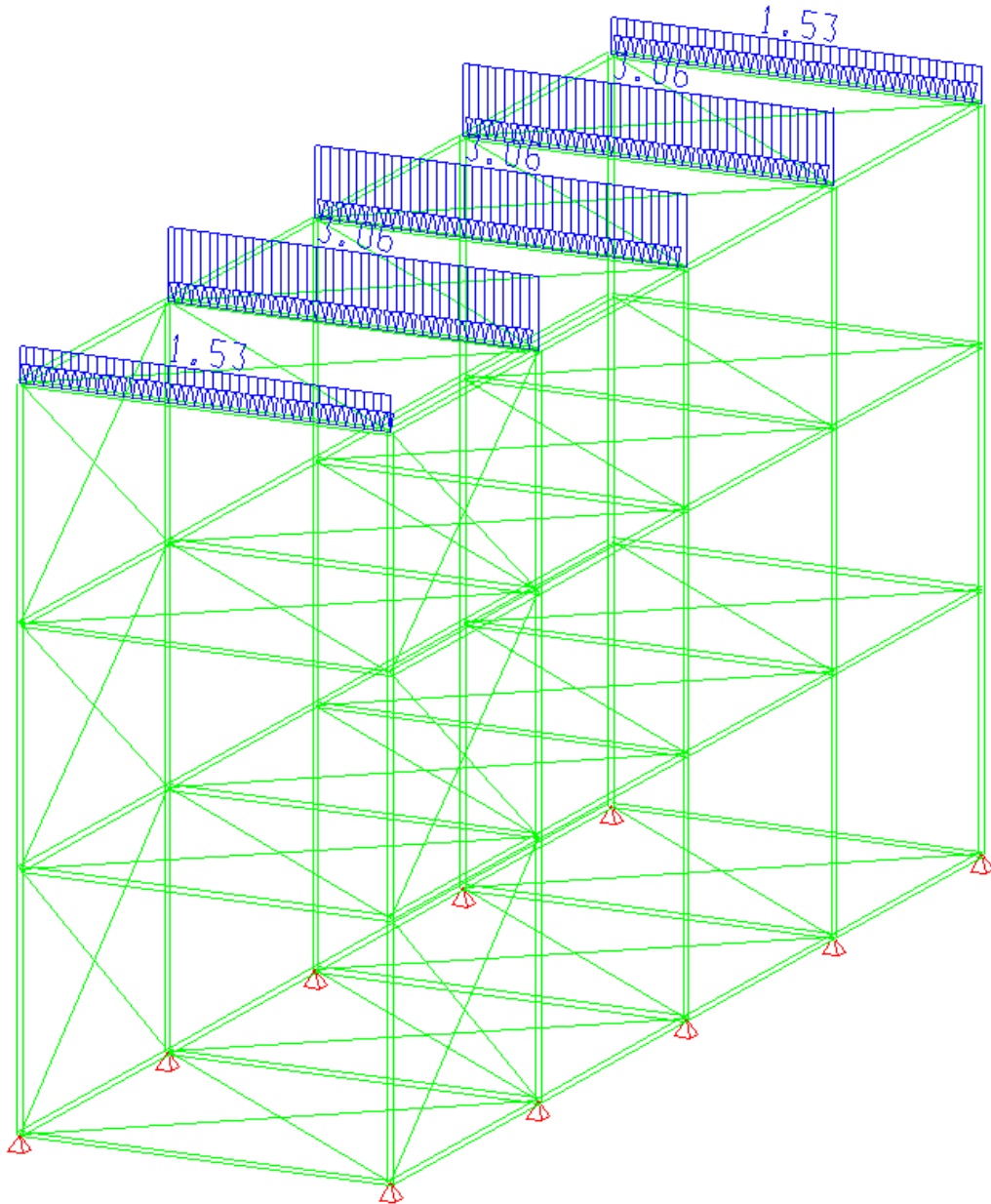


Σχήμα 3.8: Κατανομή κινητών φορτίων

3.5.1.2.1 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Το **Φορτίο Χιονιού** είναι το κινητό φορτίο βαρύτητας με το οποίο υπολογίζονται οι επίπεδες και οι κεκλιμένες στέγες. Η τιμή του κινητού φορτίου λόγω

χιονιού εξαρτάται από την κλίση της στέγης, την τοποθεσία αλλά και τον προσανατολισμό της κατασκευής ως προς την κύρια διεύθυνση που πνέουν οι άνεμοι. Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ότι η οροφή καταπονείται από φορτία χιονιού $62,5 \text{ kg/m}^2$.

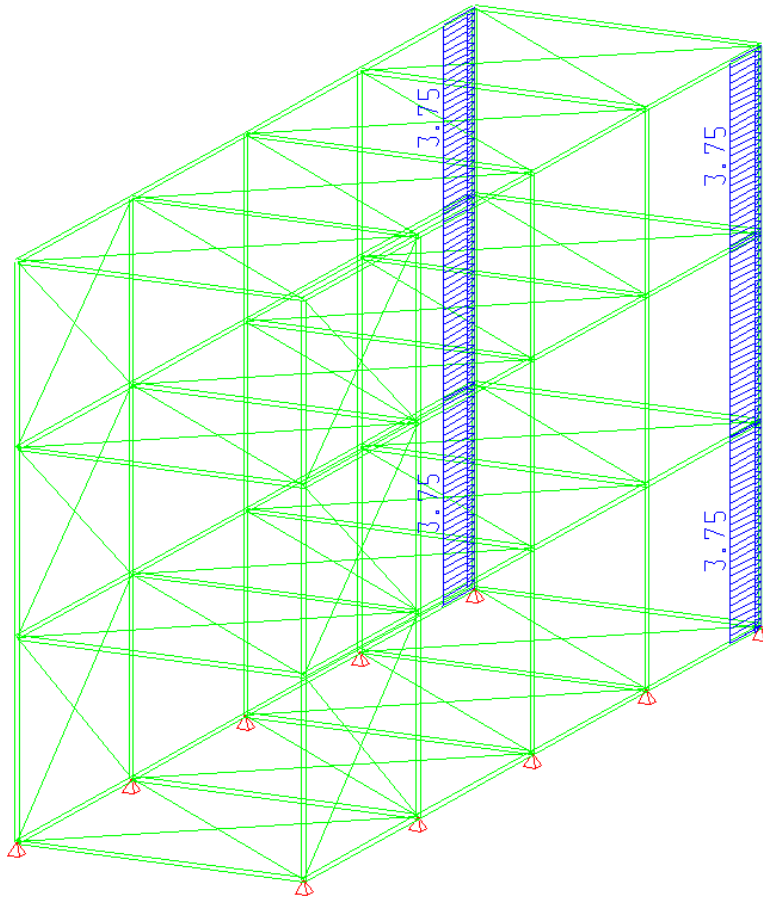


Σχήμα 3.9: Κατανομή φορτίων χιονιού

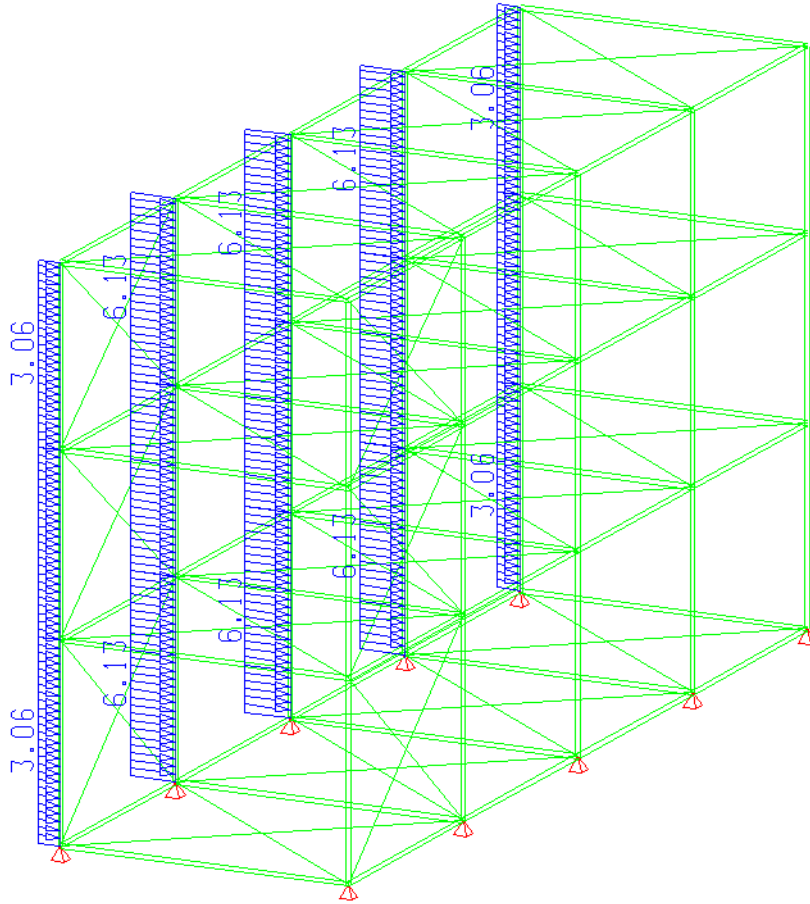
Στα πλευρικά κινητά φορτία περιλαμβάνονται : η **Ανεμοπίεση** και οι **Σεισμικές Δυνάμεις** .

3.5.1.2.2 ΑΝΕΜΟΠΙΕΣΗ

Όλες οι κατασκευές υπόκεινται σε **Ανεμοπίεση**, συνήθως όμως για ορισμένες μόνο από αυτές απαιτείται ο έλεγχος αντοχής σε ανεμοπίεση π.χ. μονώροφες σιδηρές κατασκευές με ελεύθερο τον περιβάλλοντα χώρο, πολυώροφες οικοδομές με φέροντα οργανισμό από χάλυβα κ.λπ. Η τιμή του φορτίου σχεδιασμού λόγω ανέμου προσδιορίζεται από τον οικοδομικό κανονισμό που ισχύει στην περιοχή που εκτελείται το έργο. Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ότι η κατασκευή καταπονείται από φορτία ανέμου 125 kg/m^2 .



Σχήμα 3.10:Κατανομή ανεμοπίεσης χ



Σχήμα 3.11: Κατανομή ανεμοπίεσης y

3.5.1.2.3 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

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 $A \gamma_I$), 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 κατά x και y αντίστοιχα, με τυχόντα προσανατολισμό) και της κατακόρυφης συνιστώσας (σεισμός κατά z). Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

Οι σεισμικές διεγέρσεις καθορίζονται με τη βοήθεια φασμάτων απόκρισης (σε όρους επιτάχυνσης) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα σχεδιασμού περιλαμβάνουν τα παρακάτω δύο μέρη, τα οποία συνδέονται αναπόσπαστα και από κοινού αποτελούν την απαίτηση του κανονισμού:

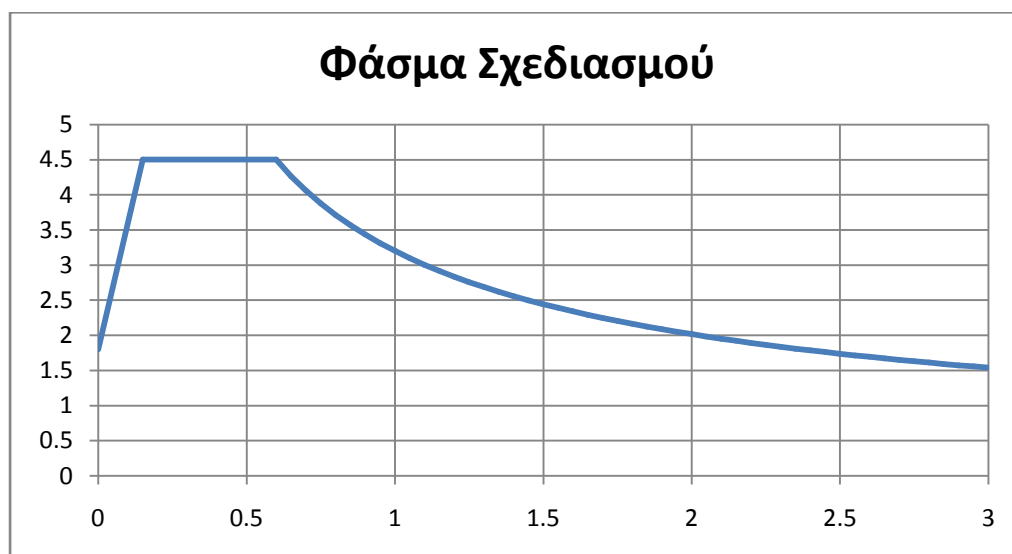
α) Το σχήμα του φάσματος, που καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης β_0 και τις περιόδους T_1 και T_2 .

β) 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.

ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Οι παράμετροι του φάσματος σχεδιασμού του ΕΑΚ μπορούν να καθοριστούν μέσω του υποπρογράμματος του SOFISTIK, DYNA. Αποφεύχθηκε η χρήση αυτής της δυνατότητας του προγράμματος για τους εξής λόγους : α) επειδή δεν ήταν δυνατή η ανεύρεση στα manuals του προγράμματος των αναλυτικών σχέσεων του ΕΑΚ για επαλήθευση της ορθότητάς τους και β) επειδή άλλαξαν οι σεισμικές ζώνες του ΕΑΚ2000 με την «Τροποποίηση διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού κανονισμού ΕΑΚ2000 λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας». Έτσι προτιμήθηκε η **απευθείας εισαγωγή των τιμών του φάσματος** του ΕΑΚ2000 οι οποίες υπολογίστηκαν για ένα εύρος περιόδων από 0 μέχρι 3 sec , ανά 0.05 sec, μέσω αρχείου που κατασκευάστηκε στο EXCEL.

Η σεισμική διέγερση μετρήθηκε με τη βοήθεια του παρακάτω φάσματος σχεδιασμού:



Περιοχή Περιόδων

Εξίσωση

$$0 \leq T < T_1 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \dots\dots\dots$$

$$T_2 < T : \quad \Phi_d(T) = \gamma_1 \cdot A \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2,3} \dots\dots\dots$$

όπου:

$A = a \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
 $\alpha = 0,16$ συντελεστής επιτάχυνσης για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I
 (για την περιοχή της Αθήνας)

$g = 9,81$ επιτάχυνση της βαρύτητας

$\gamma = 1,15$ συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου για κατηγορία
 σπουδαιότητας Σ_3

$q = 1,0$ συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

$\theta = 1$ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης

$T_1 = 0,15 \text{ sec}$ χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος για
 και $T_2 = 0,60 \text{ sec}$ κατηγορία εδάφους Γ

$\beta_0 = 2,5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

Γ κατηγορία εδάφους

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1,08$ διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης 4%

Οι τιμές των παραπάνω συντελεστών επιλέχθηκαν με βάση τους πίνακες του ΕΑΚ2000 που ακολουθούν. Για την επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς δεν χρησιμοποιήθηκαν οι μέγιστοι προβλεπόμενοι από τον κανονισμό συντελεστές ($q=3$ για χιαστί συνδέσμους, $q=4$ για πλαίσια) που εφαρμόζονται για θεώρηση πλαστικής συμπεριφοράς. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, §4.1.4[5], σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και οι έλεγχοι του ικανοτικού σχεδιασμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν

υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1,5 ή $q/2$. Για τους παραπάνω λόγους επιλέξαμε $q=1.0$.

$0 \leq T < T_1$

T	$\Phi d(T)/A_{\gamma i}$
0.00	1.8
0.05	2.82
0.10	3.84

$T_1 \leq T \leq T_2$

T	$\Phi d(T)/A_{\gamma i}$
0.15	4.5
0.20	4.5
0.25	4.5
0.30	4.5
0.35	4.5
0.40	4.5
0.45	4.5
0.50	4.5
0.55	4.5
0.60	4.5

$T_2 < T$

T	$\Phi d(T)/A_{\gamma i}$
0.65	4.26
0.70	4.06
0.75	3.87
0.80	3.71
0.85	3.56
0.90	3.43
0.95	3.31
1.00	3.20
1.05	3.09
1.1	3.00
1.15	2.91
1.20	2.83
1.25	2.75
1.30	2.69
1.35	2.62
1.40	2.55
1.45	2.49
1.50	2.44
1.55	2.39
1.6	2.34
1.65	2.29
1.70	2.24
1.75	2.20
1.80	2.16
1.85	2.12
1.90	2.08
1.95	2.05
2.00	2.01
2.05	1.98
2.10	1.95
2.15	1.92
2.20	1.89
2.25	1.86
2.30	1.83
2.35	1.81
2.40	1.78
2.45	1.76
2.50	1.73
2.55	1.71
2.60	1.69
2.65	1.67
2.7	1.65
2.75	1.63
2.80	1.61

Πίνακας 3.1 : Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους.

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
α	0.12	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 3.2 : Συντελεστές Σπουδαιότητας.

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ_1
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 3.3 : Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων T_1 και T_2 .

Κατηγορία εδάφους	A	B	Γ	Δ
T_1	0.10	0.15	0.20	0.20
T_2	0.40	0.60	0.80	1.20

Πίνακας 3.4 : Κατηγορίες Εδάφους.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυσαργλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.</p>
B	<p>Εντόνως αποσασθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.</p> <p>Ιλυσαργλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.</p>
X	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]).</p> <p>Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p> <p>Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυσαργλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπτκνώσεως ή απώλειας αντοχής.</p> <p>Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη.</p> <p>Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.</p>

Πίνακας 3.5 : Τιμές Ποσοστού Απόσβεσης ζ.

Είδος Κατασκευής		ζ%
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

3.5.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

3.5.2.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ-ΔΡΑΣΕΙΣ

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

Το κτίριο που περιλαμβάνει η μελέτη μας σχεδιάστηκε με σκοπό να ικανοποιεί τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις :

1. θα πρέπει να παραμένουν κατάλληλα για τη χρήση για την οποία προορίζονται
2. θα πρέπει να παραλαμβάνουν όλες τις δράσεις και τις επιδράσεις που πιθανόν να λάβουν χώρα κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και της χρήσης τους
3. θα πρέπει να αποφεύγεται ο κίνδυνος να υποστούν δυσανάλογα μεγάλες βλάβες από συμβάντα όπως εκρήξεις, προσκρούσεις ή συνέπειες ανθρώπινου λάθους, μέσω επιλογής κατάλληλων μέτρων (προφυλακτικά μέτρα, επιλογή κατάλληλου δομικού συστήματος).

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της (για κτιριακά έργα 50 χρόνια).

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται ως εξής :

- *Καταστάσεις διάρκειας*, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- *Παροδικές καταστάσεις*, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες (π.χ. κατά τη φάση ανέγερσης ή επισκευών).
- *Τυχηματικές καταστάσεις*, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες (π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόκρουση).
- *Καταστάσεις σεισμού*, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε α) οριακές καταστάσεις αστοχίας και β) οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης στην παρούσα εργασία). Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις). Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- *Μόνιμες* (G), ίδια βάρη της κατασκευής
- *Μεταβλητές* (Q,S,W), επιβεβλημένα(κινητά) φορτία , φορτία χιονιού και ανέμου αντίστοιχα
- *Σεισμικές* (E), οι οποίες μελετήθηκαν και ως στατικές και ως δυναμικές δράσεις.

Οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των παραπάνω δράσεων προσδιορίστηκαν ανάλογα με το είδος τη μορφή και τη θέση της κατασκευής.

3.5.2.2 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές

και σεισμού). Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

$$\Sigma \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \Sigma \gamma_{Qi} \psi_{oi} Q_{ki}$$

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\Sigma \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{pA} P_k + A_d + \psi_{11} Q_{k1} + \Sigma \psi_{1i} Q_{ki}$$

γ) Για καταστάσεις σεισμού

$$\Sigma G_{kj} + P_k + \gamma_I A_{Ed} + \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

+	σημαίνει « επαλληλία με »
G_{kj}	είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
P_k	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
Q_{k1}	είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
A_d	είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{Gj}, \gamma_{GAj}$	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p, γ_{pA}	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
γ_{Qi}	είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση
i	
γ_I	είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{oi}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$	είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Οι επιμέρους **συντελεστές ασφαλείας** γ_f χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων καθώς και αβεβαιότητες στον προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων. Οι τιμές των συντελεστών αυτών για την περίπτωση του ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή μέλους του είναι :

1. Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές

- Για μόνιμες δράσεις , $\gamma_{Gsup} = 1,35$ (δυσμενής επιρροή)

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

- Για μεταβλητές δράσεις $\gamma_Q = 1,50$

$$2. \text{ Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς } \gamma_A = 1,00$$

Ως δυσμενής επιρροή των μονίμων δράσεων χαρακτηρίζεται η περίπτωση κατά την οποία τα αποτελέσματα των μονίμων δράσεων αυξάνουν τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεταβλητών δράσεων.

Ο **συντελεστής σπουδαιότητας** γ_i αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους.

Ενώ οι **συντελεστές συνδυασμού** ψ_i των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων.

Παρακάτω επισυνάπτονται οι προτεινόμενες από τον EC1 τιμές των επιμέρους συντελεστών συνδυασμού ψ_i , τις οποίες και χρησιμοποιήσαμε:

Πίνακας3.6

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1			
Δράση	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Μεταβλητά φορτία σε κτίρια ⁽¹⁾			
Κατηγορία A: κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία B: γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια,εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοικ.λ.π)	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία D: καταστήματα	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία G: $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία H: στέγες	[0]	[0]	[0]

Φορτία χιονιού σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,2] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς) ⁽³⁾	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
<p>(1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1 (2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές (3) Βλ. EC1:Μέρος 2-5</p>			

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 στο σεισμικό συνδυασμό δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας και υποχωρήσεις στηρίξεων, δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις(π.χ. κρούσεις οχημάτων ή πλοίων). Μέχρι να καθοριστούν από σχετικό ειδικό κανονισμό, οι τιμές του συντελεστή συνδυασμού δράσεων λαμβάνονται από τον παραπάνω πίνακα.

Στην παρούσα εργασία οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι οι εξής:

1) ΟΚΑ – Δυσμενής συνδυασμός

Κινητά βασικός: $1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_x \pm 0,90W_y + 0,90S$

Άνεμος κατά x βασικός: $1,35G \pm 1,50W_x + 0,90Q \pm 0,90W_y + 0,90S$

Άνεμος κατά y βασικός: $1,35G \pm 1,50W_y + 0,90Q \pm 0,90W_x + 0,90S$

2) ΟΚΑ – Ευμενής συνδυασμός (κατασκευή υπό ανέγερση)

Η επίλυση έγινε μόνο με μόνιμα φορτία, $1,00G$

3) Σεισμικοί συνδυασμοί

Σεισμός κατά x βασικός: $1,00G + 0,50 Q \pm E_x \pm 0,30E_y \pm 0,30E_z$

Σεισμός κατά y βασικός: $1,00G + 0,50 Q \pm E_y \pm 0,30 E_x \pm 0,30E_z$

Σεισμός κατά z βασικός: $1,00G + 0,50 Q \pm 0,70 E_z \pm 0,30E_y \pm 0,30E_z$

Για την εισαγωγή των παραπάνω συνδυασμών φορτίσεων στο SOFISTIK χρησιμοποιήθηκε το υποπρόγραμμα MAXIMA. Μέσω αυτού βρέθηκαν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των συνδυασμών αυτών αλλά και των συνδυασμών

που προέκυψαν από την επαλληλία τους(περιβάλλουσα στατικών και σεισμικών φορτίσεων). Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω στατικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 11 έως 22 και των συνδέσμων στα Load Cases από 23 έως 24. Τα αποτελέσματα της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών των μελών λόγω σεισμικών φορτίων βρίσκονται στα Load Cases από 31 έως 42 και των συνδέσμων στα Load Cases από 43 έως 44. Τέλος, τα αποτελέσματα της επαλληλίας των στατικών και σεισμικών φορτίων για τα μέλη βρίσκονται στα Load Cases από 51 έως 62 και για τους συνδέσμους στα Load Cases από 63 έως 64.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4.1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η επίλυση του φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα **SOFISTIK2003**. Το πρόγραμμα **SOFISTIK2003** έχει τη δυνατότητα της εύρεσης των εντατικών μεγεθών που καταπονούν τα στοιχεία που απαρτίζουν την κατασκευή για όλα τα φορτία και για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβάλλονται στο φορέα. Στην ενότητα αυτή προσάπτονται οι έλεγχοι που εφαρμόστηκαν σε έναν αντιπροσωπευτικό αριθμό στοιχείων του φορέα τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη.

Οι έλεγχοι των διατομών κατηγοριοποιήθηκαν ανά είδος ράβδου (Κύριες Δοκοί, Δευτερεύουσες Δοκοί, Υποστυλώματα, Χιαστί Σύνδεσμοι- TRUSS):

- Οι **Κύριες** και οι **Δευτερεύουσες Δοκοί** ελέγχθηκαν σε τέμνουσα, σε διαξονική κάμψη και θλίψη και σε στρεπτοκαμπτικό λύγισμα υπό θλίψη και κάμψη. Σε τέμνουσα ελέγχθηκαν μόνο οι ράβδοι εκείνες που είχαν μέγιστες τέμνουσες σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ($V_{z,sd}$, $V_{y,sd}$). Σε διαξονική κάμψη και θλίψη ελέγχθηκαν οι ράβδοι εκείνες που είχαν μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη σχεδιασμού (N_{sd}) είτε μέγιστη ροπή κάμψης σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ($M_{y,sd}$, $M_{z,sd}$). Σε περίπτωση που η αξονική δύναμη (N_{sd}) ήταν εφελκυστική, τότε αυτή λαμβάνονταν ως μηδέν στον έλεγχο. Σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη ελέγχθηκαν όλες οι ράβδοι που ελέγχθηκαν και σε διαξονική κάμψη και θλίψη εφόσον αυτές δεν ήταν πλευρικά εξασφαλισμένες λόγω παρουσίας διαδοκίδων.
- Τα **Υποστυλώματα** ελέγχθηκαν σε τέμνουσα, σε διαξονική κάμψη και θλίψη και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη. Σε τέμνουσα ελέγχθηκαν μόνο τα υποστυλώματα εκείνα που είχαν μέγιστες τέμνουσες σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες ($V_{z,sd}$, $V_{y,sd}$). Σε διαξονική κάμψη και

θλίψη ελέγχθηκαν τα υποστυλώματα εκείνα που είχαν μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη σχεδιασμού(N_{sd}) είτε μέγιστη ροπή κάμψης σχεδιασμού κατά τους δυο άξονες($M_{y,sd}$, $M_{z,sd}$). Σε περίπτωση που η αξονική δύναμη(N_{sd}) ήταν εφελκυστική, τότε αυτή λαμβάνονταν ως μηδέν στον έλεγχο. Σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη ελέγχθηκαν όλα τα υποστυλώματα που ελέγχθηκαν και σε διαξονική κάμψη και θλίψη. Για $M_{z,sd} > M_{y,sd}$ στρέψαμε το υποστυλώμα κατά 90° ώστε ο άξονας y να γίνει ασθενής και ο z ισχυρός.

- Οι **Χιαστί Σύνδεσμοι- TRUSS** ελέγχθηκαν σε λυγισμό και μονοαξονικό εφελκυσμό(N_{sd}).

Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων των ελέγχων χρησιμοποιήθηκε αρχείο στο EXCEL όπου με βάση τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της εκάστοτε διατομής, τα εντατικά μεγέθη του υπό έλεγχο στοιχείου, το είδος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα, υπολογίστηκαν όλες οι απαιτούμενες παράμετροι.

Τέλος, στο κεφάλαιο αυτό έγινε ενδεικτικά ο έλεγχος μιας **Διαδοκίδας**, της δυσμενέστερης, σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας.

4.2 ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ ΕΛΕΓΧΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ3(ΕC3)

Πίνακας 4.1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		40 mm < $t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				

S 235	235	360	215	360
-------	-----	-----	-----	-----

1. Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- μέτρο ελαστικότητας $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000\text{ N/mm}^2$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- συντελεστής ε (N/mm^2) $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

2. Κατάταξη των διατομών - Βασικές αρχές

Ο ρόλος της κατάταξης των διατομών είναι να αναγνωρίσει την έκταση στην οποία η αντοχή και η ικανότητα στροφής των διατομών περιορίζεται από την αντοχή τους σε τοπικό λυγισμό.

Κατάταξη

- *Διατομές κατηγορίας 1* είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- *Διατομές κατηγορίας 2* είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- *Διατομές κατηγορίας 3* είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φτάσει την αντοχή διαρροής, αλλά ο τοπικός

λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Για την κατάταξη των διατομών της κατασκευής σε κατηγορίες χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού.

Πίνακας 4.2: Κορμοί δοκών (εσωτερικά μέλη διατομών κάθετα ως προς τον άξονα κάμψης)

Κατηγορία	Κορμός καμπτόμενος	Κορμός θλιβόμενος	Κορμός υπό θλίψη και κάμψη
Κατανομή τάσεων (+θλίψη)			
1	$\frac{d}{t_w} \leq 72\epsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ όταν $\alpha \leq 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$\frac{d}{t_w} \leq 83\epsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{456\epsilon}{(13\alpha - 1)}$ όταν $\alpha \leq 0.5$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{41.5\epsilon}{\alpha}$

Κατανομή τάσεων				
3	$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon$	$\frac{d}{t_w} \leq 42\varepsilon$	<p>όταν $\psi > -1.0$: $\frac{d}{t_w} \leq \frac{42\varepsilon}{(0.67 + 0.33\psi)}$</p> <p>όταν $\psi \leq -1.0$: $\frac{d}{t_w} \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$</p>	
		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

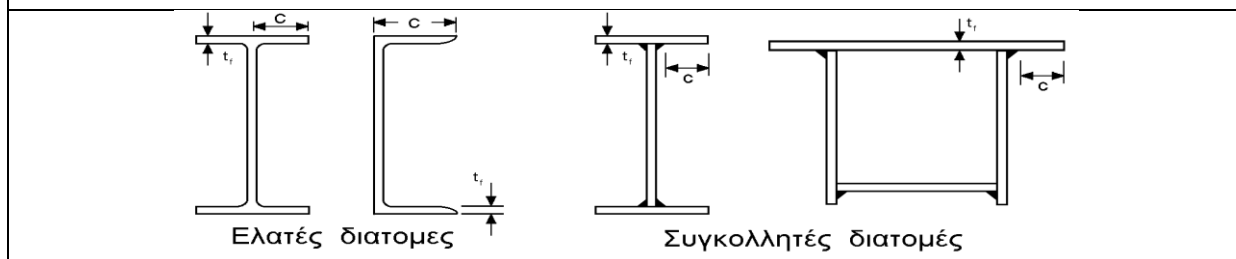
Πίνακας 4.3: Εσωτερικά τμήματα πελμάτων (παράλληλα ως προς τον άξονα κάμψης)

Κατηγορία	Τύπος διατομής	Καμπτόμενη διατομή	Θλιβόμενη διατομή
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής			
1	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 33\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 33\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$
2	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 38\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 38\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$

Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής			
3	Ελατές και κοίλες διατομές	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$	$\left(\frac{b - 3t_f}{t_f}\right) \leq 42\varepsilon$
	Λοιπές διατομές	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$	$\frac{b}{t_f} \leq 42\varepsilon$

		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

Πίνακας 4.4: Τμήματα πελμάτων με ελεύθερο άκρο



Κατηγορία	Τύπος διατομής	Θλιβόμενο μέλος	Μέλος υπό κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη	
			Θλιβόμενο άκρο	Εφελκυσμένο άκρο
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				
1	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$\frac{c}{t_f} \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στο εξεταζόμενο μέλος και καθ' ύψος της διατομής				

3	Ελατές	$\frac{c}{t_f} \leq 15\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
	Συγκολλητές	$\frac{c}{t_f} \leq 14\varepsilon$	$\frac{c}{t_f} \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
Για τον υπολογισμό του k_σ βλέπε πίνακες (10.14) και (10.15)				
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81

Γωνιακά Βλέπε και φύλλο 3 'Εξωτερικά πέλματα'	<p>(Δεν εφαρμόζεται σε περιπτώσεις γωνιακών σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία της κατασκευής)</p>
Κατηγορία	Θλιβόμενη διατομή
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θετική η θλίψη)	
3	$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon$ και $\frac{b+h}{2t} \leq 11.5\varepsilon$
Κοίλες κυκλικές διατομές	
Κατηγορία	Διατομή καμπτόμενη και/ή θλιβόμενη
1	$\frac{d}{t} \leq 50\varepsilon^2$
2	$\frac{d}{t} \leq 70\varepsilon^2$

3	$\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2$			
		Fe 360	Fe 430	Fe 510
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	ε	1	0.92	0.81
	ε^2	1	0.85	0.66

3. Οριακή κατάσταση αστοχίας

Αντοχή διατομών, όποια και αν είναι η κατηγορία : $\gamma_{MO} = 1,10$

4. Αντοχή διατομών

4.1 Αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης N_{Sd} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

4.2 Αντοχή σε λυγισμό

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

όπου N_{Sd} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

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

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{pl,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

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

4.3 Αντοχή σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης V_{sd} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{V_{sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$$

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

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

όπου A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης.

Η επιφάνεια διάτμησης A_v μπορεί να λαμβάνεται ως εξής:

α) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στον κορμό $A_v = 1,04 h_w t_w$

t_w είναι το πάχος του κορμού (Εάν το πάχος του κορμού δεν είναι σταθερό, ως t_w θα πρέπει να λαμβάνεται το ελάχιστο πάχος.).

β) ελατές διατομές I και H, με φορτίο παράλληλο στα πέλματα $A_v = 2bt_f$

γ) κοίλες κυκλικές διατομές και σωλήνες ομοιόμορφου πάχους $2A/\pi$

όπου A είναι η επιφάνεια της διατομής

b είναι το συνολικό πλάτος

h είναι το συνολικό ύψος

h_w είναι το ύψος του κορμού

t_f είναι το πάχος του πέλματος

4.4 Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} \leq 1,00$$

όπου N_{Sd} , $M_{y,Sd}$ και $M_{z,Sd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$$\chi_{\min} = \min \{ \chi_y, \chi_z \}$$

χ_y, χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού από την

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

$$\text{όπου } \Phi_{y,z} = 0,5 \left[1 + \alpha_{y,z} (\bar{\lambda}_{y,z} - 0,2) + \bar{\lambda}_{y,z}^2 \right]$$

$\alpha_{y,z}$ είναι συντελεστής ατελειών

$\lambda_{y,z}$ ανηγμένη λυγηρότητα

$$\lambda_{y,z} = \frac{l_{y,z} \sqrt{\beta_A}}{i_{y,z} 93,9 \varepsilon} \quad (\beta_A = 1,0 \text{ κατηγορία διατομής } 1,2,3)$$

k_y, k_z είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$k_{y,z} = 1 - \frac{\mu_{y,z} \cdot N_{Sd}}{\chi_{y,z} \cdot A \cdot f_y} \leq 1,50$$

$$\text{όπου } \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \cdot (2 \cdot \beta_{My,z} - 4) + \left(\frac{w_{pl,y,z} - w_{el,y,z}}{w_{el,y,z}} \right)$$

$\leq 0,90$

$\beta_{My,z}$ δίνεται στους παρακάτω πίνακες

4.5 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

όπου k_w συντελεστής που αφορά τη στρέβλωση του άκρου, λαμβάνεται ίσος με 1,00

k συντελεστής που αφορά τη στροφή του άκρου

στο οριζόντιο επίπεδο, λαμβάνεται ίσος με :

1. 0,5 για πλήρη πάκτωση
2. 1,0 για απλές στηρίξεις

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} \leq 1,00$$

όπου N_{Sd} , $M_{y,Sd}$ και $M_{z,Sd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους y-y και z-z άξονες κατά μήκος του μέλους, αντίστοιχα

$$\chi_{\min} = \min \{ \chi_y, \chi_z \}$$

χ_y, χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

k_z είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1,50$$

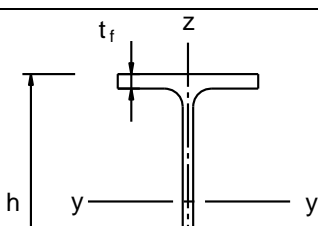
$$\text{όπου } \mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 \leq 0,90$$

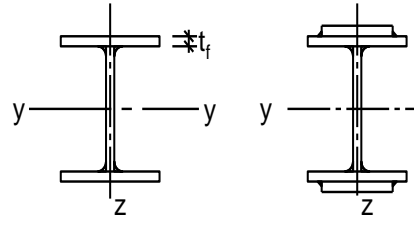
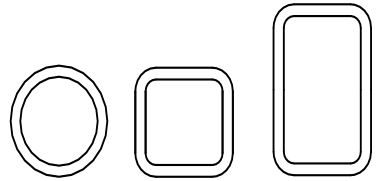
$\beta_{M,LT}$ δίνεται στους παρακάτω πίνακες

λ_{LT} ανηγμένη λυγηρότητα για τον πλευρικό λυγισμό

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}}$$

Πίνακας 4.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή		Όρια		Λυγισμός	Καμπύλη
				περί άξονα	τον λυγισμού
Ελαστές διατομές		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y	a
				z - z	b

			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	
		Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	



ΣΗΜΕΙΩΣΗ Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί στην κατάλληλη καμπύλη λυγισμού μπορεί να λαμβάνεται από το Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές του α δίνονται στον Πίνακα 6.2.

Πίνακας 4.6: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	A	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,21	0,34	0,49	0,76

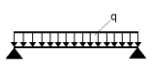
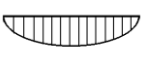
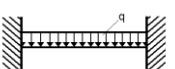

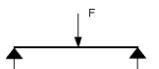
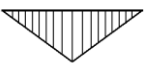
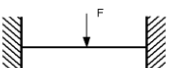

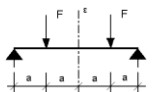
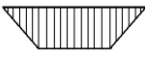
Οι συστάσεις για τις καμπύλες λυγισμού που πρέπει να χρησιμοποιούνται δίνονται στον Πίνακα 6.3.

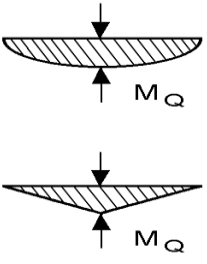
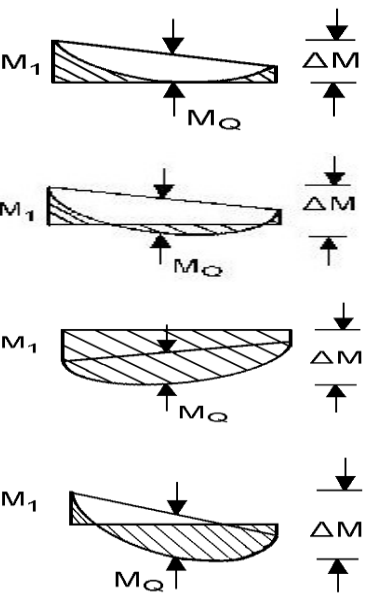
Πίνακας 4.7: Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού για διατομές χρησιμοποιώντας την εξίσωση

Ροπές άκρων  M_1  ψM_1 $-1.0 \leq \psi \leq +1.0$	$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7 \psi$
--	-----------------------------------

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

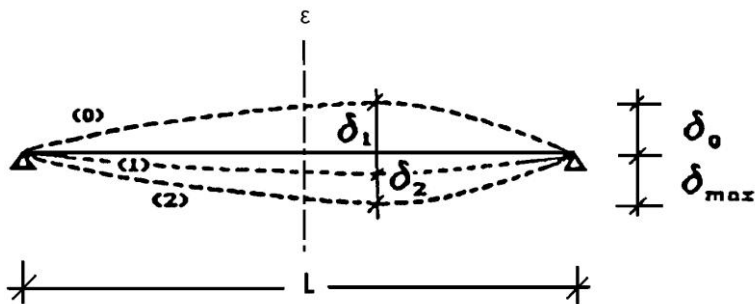
Πίνακας 4.8: Συντελεστές C_1 , C_2 και C_3 για διάφορες τιμές του k σε περίπτωση φόρτισης μόνο με εγκάρσια φορτία (και για $k_w = 1.0$).

Φόρτιση και συνθήκες στήριξης	Διάγραμμα καμπτικών ροπών	Τιμές του συντελεστή k	Συντελεστές		
			C_1	C_2	C_3
		1.0	1.132	0.459	0.525
		0.5	0.972	0.304	0.980
		1.0	1.285	1.562	0.753
		0.5	0.712	0.652	1.070
		1.0	1.365	0.553	1.730
		0.5	1.070	0.432	3.050
		1.0	1.565	1.267	2.640
		0.5	0.938	0.715	4.800
		1.0	1.046	0.430	1.120
		0.5	1.010	0.410	1.890

<p>Ροπές λόγω εγκάρσιας φόρτισης</p> 	<p>$\beta_{M,Q} = 1.3$</p> <p>$\beta_{M,Q} = 1.4$</p>
<p>Ροπές λόγω συνδυασμού των προηγούμενων περιπτώσεων</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} \cdot (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>Μόνο λόγω της εγκάρσιας φόρτισης</p> $M_Q = \max M $ <p>Για ομόσημο διάγραμμα ροπών</p> $\Delta M = \max M $ <p>Για διάγραμμα ροπών με αλλαγή προσήμου</p> $\Delta M = \max M + \min M $

Πίνακας 4.9: Συντελεστής ομοιόμορφης ισοδύναμης ροπής β_M .

Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

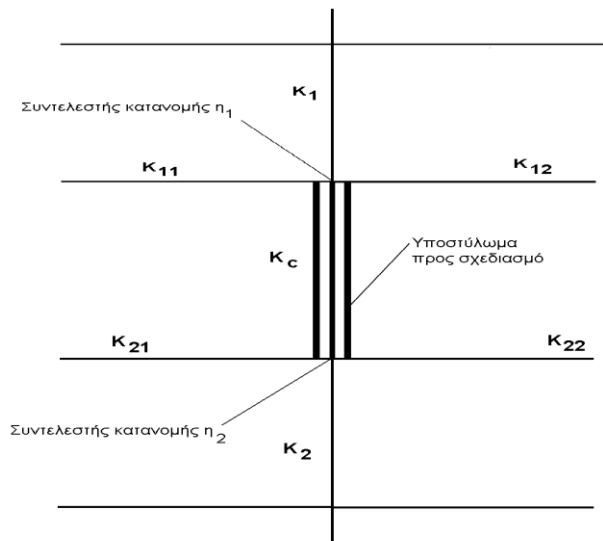


Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \quad \text{όπου} \quad \delta_{\max} < \frac{l}{250}, \quad \delta_2 < \frac{l}{300}$$

για δάπεδα γενικά και για οροφές υποδεχόμενες πρόσωπα πέραν του προσωπικού συντηρήσεως.

Συντελεστές κατανομής για συνεχή υποστυλώματα



$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$n_2 = \frac{K_2 + K_c}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

Συντελεστής ισοδύναμου μήκους λυγισμού

$$k_y = 0,5 + 0,14(n_1 + n_2) + 0,055(n_1 + n_2)^2$$

4.3.ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

4.3.1.1 Έλεγχος Κύριας Δοκού ΗΕΒ320

$$h = 320 \text{ mm}$$

$$I_y = 30820 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 225,1 \text{ cm}^4$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$I_z = 9239 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 2069000 \text{ cm}^6$$

$$t_w = 11,5 \text{ mm}$$

$$W_{el,y} = 1926 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 2149 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 20,5 \text{ mm}$$

$$W_{el,z} = 615,9 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 939,1 \text{ cm}^3$$

$$h - 2c = 225 \text{ mm}$$

$$i_y = 13,82 \text{ cm}$$

$$A = 161,3 \text{ cm}^2 \quad i_z = 7,57 \text{ cm}$$

$$A_z = 51,72 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη Διατομής

$$\begin{array}{l} \text{κορμός} \\ \frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{225}{11,5} = 19,57 \leq 33\varepsilon = 33 \end{array} \quad \text{Κατηγορία 1}$$

$$\begin{array}{l} \text{πέλιμα} \\ \frac{c}{t_f} = \frac{144,25}{20,5} = 7,04 \leq 10\varepsilon = 10 \end{array} \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,067 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y-y' \Rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

\Rightarrow

$$t_f = 20,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z-z' \Rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Ράβδος 13, x = 0,000 (Φόρτιση 55)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,sd} = 345,17 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{51,72 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 637,93 \text{ kN} > V_{z,sd} = 345,17 \text{ kN}$$

Ράβδος 60, x = 0,000 (Φόρτιση 52)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = 2,8 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -299,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = -1,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_y = 1,84$$

$$\mu_z = 4,237$$

$$k_y = 0,998 \leq 1,50$$

$$k_z = 0,995 \leq 1,50$$

$$\chi_y = 0,901 \leq 1,00$$

$$\chi_z = 0,637 \leq 1,00$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,462$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,841$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,001 + 0,652 + 0,006 = 0,659 \leq 1,00$$

B) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 1,00$, θεωρούμε απλές στρεπτικές στηρίξεις στα άκρα της δοκού

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} \\ &= \frac{1,132 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 9239}{600^2} \sqrt{\frac{2069000}{9239} + \frac{600^2 \cdot 225,1}{\pi^2 \cdot 2,6 \cdot 9239}} \\ &= 51046,5 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 510,465 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,739 \Rightarrow \chi_z = 0,761$$

$\beta_{M,LT} = 1,3$ (λόγω εγκάρσιου κατανεμημένου φορτίου)

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 = -5,895 \cdot 10^{-3} \leq 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 + \frac{0,006 \cdot 81,2}{0,761 \cdot 181 \cdot 23,5} \approx 1$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 2149 \cdot 23,5 = 50501,5 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 505,015 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{505,015}{510,465}} = 0,995$$

Καμπύλη “α” (για πρότυπες διατομές) : $\chi_{LT} = 0.69$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,001 + 0,0086 + 0,00 = 0,01 \leq 1,00$$

Ράβδος 60,x = 0,00 (Φόρτιση 52)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -81,6 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -185,15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Sd} = 0,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_y = 1,842$$

$$\mu_z = 4,237$$

$$k_y = 0,956 \leq 1,50$$

$$k_z = 0,857 \leq 1,50$$

$$\chi_y = 0,901 \leq 1,00$$

$$\chi_z = 0,637 \leq 1,00$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,462$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,841$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,037 + 0,386 + 0,000 = 0,423 \leq 1,00$$

4.3.1.2 Έλεγχος Δευτερεύουσας Δοκού ΙΡΕ240

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 12,88 \text{ cm}^4$$

$$b = 120 \text{ mm}$$

$$I_z = 283,6 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 37390 \text{ cm}^6$$

$$t_w = 6,2 \text{ mm}$$

$$W_{el,y} = 324,3 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 366,6 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 9,8 \text{ mm}$$

$$W_{el,z} = 47,27 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 73,92 \text{ cm}^3$$

$$h-2c=190,4 \text{ mm}$$

$$i_y = 9,97 \text{ cm}$$

$$A = 39,12 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 2,69 \text{ cm}$$

$$A_z = 24,96 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$\frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,7 \leq 33\varepsilon = 33$$

Κατηγορία1

πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{56,9}{9,8} = 5,8 \leq 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 \geq 1,2$$

λυγισμός περί τον άξονα y-y' \Rightarrow καμπύλη λυγισμού "a"

\Rightarrow

$$t_f = 9,8 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

λυγισμός περί τον άξονα z-z' \Rightarrow καμπύλη λυγισμού "b"

Ράβδος 4, x = 0,000 (Φόρτιση 55)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,sd} = 90,72 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{24,96 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 307,86 \text{ kN} > V_{z,sd} = 17,27 \text{ kN}$$

Ράβδος 230, x = 0,000 (Φόρτιση 52)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

[74]

$$N_{sd} = -109,3 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = -10,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = -0,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_y = -0,602 \leq 0,90$$

$$\mu_z = -2,152$$

$$k_y = 1,082 \leq 1,50$$

$$k_z = 2,237$$

$$\chi_y = 0,874 \leq 1,00$$

$$\chi_z = 0,207 \leq 1,00$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,523$$

$$\bar{\lambda}_z = 1,940$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,633 + 0,151 + 0,003 = 0,786 \leq 1,00$$

4.3.1.3 Έλεγχος Υποστυλώματος ΗΕΒ280

$$h = 280 \text{ mm}$$

$$I_y = 19270 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 143,7 \text{ cm}^4$$

$$b = 280 \text{ mm}$$

$$I_z = 6595 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 113000 \text{ cm}^6$$

$$t_w = 10,5 \text{ mm}$$

$$W_{el,y} = 1534 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 1869 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 18 \text{ mm}$$

$$W_{el,z} = 717,6 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 856,5 \text{ cm}^3$$

$$h-2c = 196 \text{ mm}$$

$$i_y = 12,11 \text{ cm}$$

$$A = 131,4 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 7,09 \text{ cm}$$

$$A_z = 41,13 \text{ cm}^2$$

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$\frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{196}{10,5} = 18,67 \leq 33\varepsilon = 33$$

Κατηγορία 1

πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{134,75}{18} = 7,48 \leq 10\varepsilon = 10$$

Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 \leq 1,2$$

λυγισμός περί τον άξονα y-y' \Rightarrow καμπύλη λυγισμού

“b”

 \Rightarrow

$$t_f = 18mm \leq 40mm$$

λυγισμός περί τον άξονα z-z' \Rightarrow καμπύλη λυγισμού “c”

Εύρεση Ακαμψίας Υποστυλώματος 73 και 91

Θεωρούμε ,ότι οι δοκοί που συντρέχουν στους κόμβους 1 και 2 δεν υπόκεινται σε αξονική δύναμη και ότι το απομακρυσμένο άκρο τους είναι αρθρωμένο. Σ' αυτήν την περίπτωση, οι συντελεστές ενεργού ακαμψίας των δοκών δίνονται από τη σχέση:

$$K_{ij} = \frac{I_{ij}}{L_{ij}} \cdot 0,75 \quad K_c = \frac{I_c}{L_c}$$

$$L_c = 400 \text{ cm}$$

$$L_1 = 370 \text{ cm}$$

$$L_{11} = 490 \text{ cm}$$

$$L_{12} = 490 \text{ cm}$$

- Για λυγισμό περι τον χ:

$$I_c = 6595 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 19270$$

$$I_{11} = I_{12} = 3892 \text{ cm}^4$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{16,49 + 52,08}{16,49 + 52,08 + 2 \cdot 5,96} = 0,89$$

$$n_2 = \frac{K_c}{K_c} = 1$$

επομένως από τον πίνακα προκύπτει ότι $\frac{L_{cr}}{L_c} = 0,92$

και $L_{cr} = 368$

- Για λυγισμό περι τον ψ

$$I_c = 19270 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = 52,08$$

$$I_{11} = I_{12} = 30820 \text{ cm}^4 \text{ και } L = 600$$

$$n_1 = \frac{K_1 + K_c}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = \frac{48,175 + 52,08}{48,175 + 52,08 + 38,52} = 0,722$$

$$n_2 = \frac{K_c}{K_c} = 1$$

επομένως από τον πίνακα προκύπτει ότι $\frac{L_{cr}}{L_c} = 0,88$

και $L_{cr} = 352$

Ράβδος 91 x = 0,000 (Φόρτιση 56)

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z, sd} = -111,1 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_\mu} = \frac{41,13 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 507,31 \text{ kN} > V_{z,sd} = 111,1 \text{ kN}$$

B) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{sd} = -677,5 \text{ kN}$$

$$M_{y,sd} = 192,99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,sd} = 1,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_M = \beta_{M,\Psi} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,8 - 0,7 \cdot \frac{81,26}{-88,87} = 2,44$$

$$\mu_y = -0,378 \leq 0,90$$

$$\mu_z = -0,315 \leq 0,90$$

$$k_y = 1,097 \leq 1,50$$

$$k_z = 1,098 \leq 1,50$$

$$\chi_y = 0,945 \leq 1,00$$

$$\chi_z = 0,785 \leq 1,00$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,352$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,600$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,341 + 0,646 + 0,010 = 0,997 \leq 1,00$$

Γ) Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό θλίψη και κάμψη

$k_w = 1,00$, όπως προτείνεται από EC3

$k = 0,50$, θεωρούμε πακτωμένα και τα δυο άκρα του υποστυλώματος

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{LT}^2} \sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{LT}^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$$= \frac{0,712 \cdot \pi^2 \cdot 21000 \cdot 6595}{352^2} \sqrt{0,5^2 \frac{113000}{6595} + \frac{352^2 \cdot 143,7}{\pi^2 \cdot 2,6 \cdot 6595}}$$

$$= 82190,5 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 821,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,506 \Rightarrow \chi_z = 0,840$$

$$\beta_{M,LT} = \beta_{M,\Psi} = 2,44$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0,15 = 0,035 \leq 0,90$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0,035 \cdot 278,1}{0,840 \cdot 149 \cdot 23,5} \approx 1$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1869 \cdot 23,5 = 43921,5 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 439,215 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{439,215}{821,9}} = 0,73$$

Καμπύλη “a” (για πρότυπες διατομές) : $\chi_{LT} = 0,85$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,26 + 0,005 + 0,001 = 0,266 \leq 1,00$$

Ράβδος 73, x = 0,000 (Φόρτιση 52)

A) Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

$$N_{Sd} = -873 \text{ kN}$$

$$M_{y,Sd} = -78,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{z,Sd} = -15,08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_M = \beta_{M,\Psi} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,8 - 0,7 \cdot \frac{-0,51}{-33,71} \approx 1,80$$

$$\mu_y = 0,378 \leq 0,90$$

$$\mu_z = -0,315 \leq 0,90$$

$$k_y = 1,126 \leq 1,50$$

$$k_z = 1,126 \leq 1,50$$

$$\chi_y = 0,945 \leq 1,00$$

$$\chi_z = 0,785 \leq 1,00$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,352$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,600$$

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_\mu}} = 0,439 + 0,270 + 0,111 = 0,821 \leq 1,00$$

4.3.1.4 Έλεγχος Διαγώνιων Στοιχείων Κατακόρυφων Συνδέσμων Ακαμψίας

SH 120 120 6,3

$$D = 120 \text{ mm}$$

$$I_z = I_y = 602,9 \text{ cm}^4$$

$$t = 6,3 \text{ mm}$$

$$i = 4,62 \text{ cm}$$

$$A = 28,23 \text{ cm}^2$$

$$l = 6,14 \text{ m}$$

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$d = h - 3t = 120 - 3 \cdot 6,3 = 101,1$$

$$\frac{d}{t} = \frac{101,1}{6,3} = 16,05 \leq 33\varepsilon$$

Κατηγορία 1

πέλιμα

$$\frac{(b - 3t)}{t} = \frac{(120 - 3 \cdot 6,3)}{6,3} = 16,05 \leq 42\varepsilon = 42$$

Κατηγορία 1

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Ράβδος 150 (Φόρτιση 64)

- Περιορισμός λυγερότητας

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L}{i \cdot \lambda} = \frac{614}{4,62 \cdot 93,9} = 1,42 < 1,5$$

- Έλεγχος σε λυγισμό

$$N_{sd} = -255,7 \text{ kN}$$

$$k_y = 1,00 \text{ (ράβδος αμφιαρθρωτή)}$$

Καμπύλη “α” (για κοίλες διατομές “ εν θερμώ”): $\chi = 0,4$

$$N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{0,4 \cdot 28,23 \cdot 23,5}{1,0} = 265,36 \text{ kN} > N_{sd} = 255,7 \text{ kN}$$

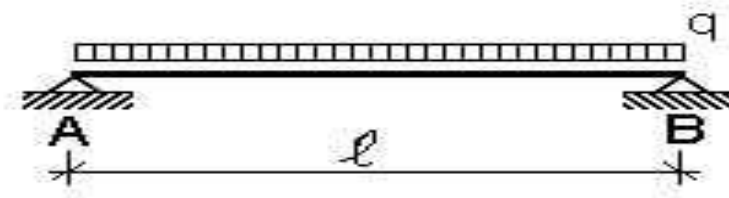
Ράβδος 150 (Φόρτιση 63)

- Έλεγχος σε εφελκυσμό

$$N_{sd} = 228,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = 663,4 \text{ kN} > N_{sd} = 228,0 \text{ kN}$$

4.4. Έλεγχος Διαδοκίδας ΙΡΕ220



$$h = 220 \text{ mm}$$

$$I_y = 2772 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 9,7 \text{ cm}^4$$

$$b = 110 \text{ mm}$$

$$I_z = 204,9 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 22670 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 5,9 \text{ mm}$$

$$W_{el,y} = 252 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 285,4 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 9,2 \text{ mm}$$

$$W_{el,z} = 37,25 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 58,11 \text{ cm}^3$$

$$h-2c = 190 \text{ mm}$$

$$i_y = 9,11 \text{ cm}$$

$$A = 33,37 \text{ cm}^2$$

$$i_z = 2,48 \text{ cm}$$

Κατάταξη Διατομής

κορμός

$$\frac{(h-2c)}{t_w} = \frac{208}{11} = 18,91 \leq 33\varepsilon = 33 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,89 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \text{Κατηγορία 1}$$

Η διατομή ανήκει σε Κατηγορία 1.

Φορτίσεις

$$\text{μόνιμα} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{κινητά} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

ζώνη επιρροής : 1,20 m

A) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

$$q_{sd} = 1,35 \cdot g_{ολ} + 1,50 \cdot q = 1,35 \cdot 3 \cdot 1,2 + 1,50 \cdot 5,0 \cdot 1,2 = 13,86 \text{ kN/m}$$

Στατική Επίλυση Ράβδου

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l}{2} = \frac{13,86 \cdot 4,9}{2} = 33,957 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{13,86 \cdot 4,9^2}{8} = 41,59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A) Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{sd} = 33,957 \text{ kN}$$

Πλαστική οριακή τέμνουσα :

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{\mu}} = \frac{11,89 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,0} = 161,32 \text{ kN} > V_{sd} = 33,957 \text{ kN}$$

$$A_v = h \cdot t_w = 11,89 \text{ cm}^2$$

B) Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{1,1} = \frac{252 \cdot 23,5}{1,1 \cdot 100} = 53,83 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{sd} = 41,59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

B) Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$$\delta = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

για μόνιμα και κινητά $q=8 \text{ kN/m}$

$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,08 \cdot 490^4}{21000 \cdot 3890 \cdot 2772} = 1,03 \text{ cm} < \frac{l}{250} = 1,96 \text{ cm}$$

μόνο για κινητά $q=5 \text{ kN/m}$

$$\delta_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,05 \cdot 490^4}{21000 \cdot 2772} = 0,64 \text{ cm} < \frac{l}{300} = 1,63 \text{ cm}$$

4.5 ΓΩΝΙΑΚΗ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗ

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 ο περιορισμός γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου είναι $\gamma < \gamma_{op}$ όπου :

$$\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{2,5 \cdot h} \geq \frac{\Delta_{ελ}}{h} \quad (\text{δηλ. για } q < 2,5 \text{ ισχύει } \gamma = \frac{\Delta_{ελ}}{h})$$

όπου $q = 1,0$ ο συντελεστής συμπεριφοράς

h το ύψος του ορόφου με $h = 3,9\text{m}$ για το ισόγειο και $h = 3,70\text{m}$ για τους υπόλοιπους ορόφους

Δ η σχετική μετακίνηση όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση

γ_{op} είναι 0,005 για τοιχοπληρώσεις και 0,007 για λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα ,

Από την επίλυση του φορέα προέκυψε κατά τη διεύθυνση x μέγιστη μετακίνηση $\Delta x = 4,343 \text{ mm}$ του κόμβου 205 για LC 452 (CQC). Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε να γίνει ο έλεγχος στα υποστυλώματα 82, 83, 84. Από την επίλυση του φορέα προέκυψε κατά τη διεύθυνση y μέγιστη μετακίνηση $\Delta y = 20,27 \text{ mm}$ του κόμβου 202 για LC 462 (CQC). Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε να γίνει ο έλεγχος στα υποστυλώματα 75, 84, 73. Στον πίνακα που ακολουθεί έχει υπολογιστεί η γωνιακή παραμόρφωση για κάθε κόμβο.

ΚΟΜΒΟΙ	max Δx	γ
205	4,343	0,00118
204	4,282	0.00116
103	4,072	0.0010

ΚΟΜΒΟΙ	max Δy	γ
202	20,27	0.0049
203	20,21	0.0048
201	20,18	0.0048

Παραπείθονται τα αποτελέστε για κάθε κόμβο

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
Loadcases : 11-12
Elements : 1 101 201 301

Nodes

Nodal Displacements

Node.	LC	VX	VY
Nr	Nr	[mm]	[mm]
1	11	0.000	0.000
	12	0.000	0.000
101	11	3.776	0.002
	12	0.052	19.392
201	11	7.558	0.003
	12	0.113	39.567
301	11	10.521	0.005
	12	0.159	51.854

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 2 102 202 302

Nodes

Nodal Displacements

Node.	LC	VX	VY
Nr	Nr	[mm]	[mm]
2	11	0.000	0.000
	12	0.000	0.000
102	11	3.854	0.006
	12	0.092	19.523
202	11	7.726	0.011
	12	0.147	39.793
302	11	10.792	0.015
	12	0.196	52.150

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 3 103 203 303

Nodes

Nodal Displacements

Node.	LC	VX	VY
Nr	Nr	[mm]	[mm]
3	11	0.000	0.000
	12	0.000	0.000
103	11	4.072	0.008
	12	0.145	19.424
203	11	8.198	0.013
	12	0.247	39.629
303	11	11.378	0.016
	12	0.321	51.953

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 4 104 204 304

Nodes

Nodal Displacements

Node.	LC	VX	VY
Nr	Nr	[mm]	[mm]
4	11	0.000	0.000
	12	0.000	0.000
104	11	4.207	0.004
	12	0.205	19.121
204	11	8.489	0.007
	12	0.350	39.050
304	11	11.741	0.008
	12	0.454	51.210

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 5 105 205 305

Nodes

Nodal Displacements

Node.	LC	VX	VY
Nr	Nr	[mm]	[mm]
5	11	0.000	0.000
	12	0.000	0.000
105	11	4.250	0.001
	12	0.231	18.637
205	11	8.593	0.002
	12	0.395	38.117
305	11	11.869	0.002
	12	0.512	49.998

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 6 106 206 306

Nodes

Nodal Displacements

Node.	LC	VX	VY
Nr	Nr	[mm]	[mm]
6	11	0.000	0.000
	12	0.000	0.000
106	11	3.776	0.002
	12	0.052	19.392
206	11	7.558	0.003
	12	0.113	39.567
306	11	10.521	0.005
	12	0.159	51.854

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 7 107 207 307

Nodes

Nodal Displacements							
	Node.	LC	VX	VY	Node.	LC	VX
VY	Nr	Nr	[mm]	[mm]	Nr	Nr	[mm]
[mm]							
	7	11	0.000	0.000			
		12	0.000	0.000			
	107	11	3.854	0.006			
		12	0.092	19.523			
	207	11	7.726	0.011			
		12	0.147	39.793			
	307	11	10.792	0.015			
		12	0.196	52.150			

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 8 108 208 308

Nodes

Nodal Displacements							
	Node.	LC	VX	VY	Node.	LC	VX
VY	Nr	Nr	[mm]	[mm]	Nr	Nr	[mm]
[mm]							
	8	11	0.000	0.000			
		12	0.000	0.000			
	108	11	4.072	0.008			
		12	0.145	19.424			
	208	11	8.198	0.013			
		12	0.247	39.629			
	308	11	11.378	0.016			
		12	0.321	51.953			

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 9 109 209 309

Nodes

Nodal Displacements							
	Node.	LC	VX	VY	Node.	LC	VX
VY	Nr	Nr	[mm]	[mm]	Nr	Nr	[mm]
[mm]							
	9	11	0.000	0.000			
		12	0.000	0.000			
	109	11	4.207	0.004			
		12	0.205	19.121			
	209	11	8.489	0.007			
		12	0.350	39.050			
	309	11	11.741	0.008			
		12	0.454	51.210			

S E L E C T E D R E S U L T S

Database : GERFOT.cdb
 System : RAUM

Loadcasenumber Title
 11 MAX-STN
 12 MIN-STN

Printvolume : All results seperate
 Loadcases : 11-12
 Elements : 10 110 210 310

Nodes

Nodal Displacements								
VY		Node.	LC	VX	VY	Node.	LC	VX
[mm]		Nr	Nr	[mm]	[mm]	Nr	Nr	[mm]
		10	11	0.000	0.000			
			12	0.000	0.000			
		110	11	4.250	0.001			
			12	0.231	18.637			
		210	11	8.593	0.002			
			12	0.395	38.117			
		310	11	11.869	0.002			
			12	0.512	49.998			

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5



INSTANT

Έλεγχοι Συνδέσεων σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα (Περιληπτική αναφορά)

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στο έπακρο την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών. Επειδή όμως η συμπεριφορά των συνδέσεων δεν είναι τόσο καλά γνωστή όπως των μελών, απαιτείται μία συντηρητικότερη προσέγγιση του σχεδιασμού των συνδέσεων σε σχέση με αυτή των μελών.

Τα εμπορικά και βιομηχανικά κτίρια(μονώροφα ή διώροφα) που κατασκευάζονται αποκλειστικά από ένα υλικό(στην παρούσα μελέτη κύριο δομικό υλικό ο χάλυβας) ή από συμβιβαστά υλικά, είναι γενικά πιο ανθεκτικά στους σεισμούς από τα κτίρια που κατασκευάζονται από μία ποικιλία υλικών, τα οποία λόγω της ετερογένειάς τους έχουν αποδειχτεί ιδιαίτερα ευάλωτα στις συνδέσεις μεταξύ διαφορετικών υλικών.

Οι συνδέσεις θα πρέπει να υπολογίζονται επίσης κατά τρόπο που να καθιστούν την κατασκευή και ανέγερση των φορέων όσο το δυνατόν πιο απλή και γρήγορη. Δεν θα πρέπει να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες σε κατασκευαστικές ατέλειες του εργοστασίου ή του εργοταξίου, θα πρέπει δε να ελαχιστοποιούν τη χρησιμοποίηση μέσων υψηλής ειδικευσης. Οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν επίσης τη δυνατότητα επιθεώρησης κατά τη διάρκεια κατασκευής.

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα ή σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις

αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, και έτσι οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

5.2.ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων(δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέλμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Τα παραπάνω αποτελούν μόνο παραδείγματα συνδέσεων, δεδομένου ότι υπάρχει μια μεγάλη ποικιλία διαμόρφωσης κόμβων για τις διάφορες περιπτώσεις.

Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, δυσκαμψία και στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως **πλήρους ή μερικής αντοχής**, αν η ροπή αντοχής τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Έξαλλου οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως **αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι**. Αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, άκαμπτοι ως πακτώσεις, ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Ο έλεγχος των συνδέσεων των μελών των υπό μελέτη κτιρίων πραγματοποιήθηκε με χρήση του προγράμματος Έλεγχος Συνδέσεων INSTANT 2000. Το πρόγραμμα αυτό παρέχει την δυνατότητα της διαστασιολόγησης ενός συνόλου διαφορετικών κόμβων σε μια ενιαία εργασία. Υπάρχει η δυνατότητα επιλογής των συνδέσεων οι οποίες θα ελεγχθούν, καθώς και για ποιές περιπτώσεις φορτίσεων και συνδυασμών. Στο πρόγραμμα υπάρχει μια σύνδεση πάντοτε επιλεγμένη και οι ενέργειες ορισμού μελών και δυνάμεων καθώς και λεπτομερειών αφορούν την συγκεκριμένη σύνδεση. Ανάλογα με τον τύπο της ενεργής σύνδεσης ενεργοποιούνται και τα σχετικά παράθυρα διαλόγου. Οι λεπτομέρειες κάθε σύνδεσης εμφανίζονται στην περιοχή σχεδίου σε διαφορετικές όψεις και σε κλίμακα, έτσι ώστε

να υπάρχει και γραφική απεικόνιση των δεδομένων. Κάθε αλλαγή σε διατομές, κοχλίες, αποστάσεις επηρεάζει το σχέδιο και απεικονίζεται σε αυτό.

Για κάθε κόμβο αρχικά ορίστηκε ο τύπος του (πχ. δοκός σε υποστύλωμα ή δικτύωμα, ή έδραση κτλ). Στην συνέχεια καθορίστηκαν οι διατομές των μελών που συντρέχουν καθώς και τα εντατικά μεγέθη των μελών στην θέση του κόμβου. Το επόμενο βήμα ήταν ο καθορισμός των λεπτομερειών της σύνδεσης, δηλαδή πλάκες, συγκολλήσεις, κοχλίες, ενισχύσεις κτλ. Όταν ολοκληρώθηκε η εισαγωγή των δεδομένων της σύνδεσης έγιναν οι έλεγχοι σύμφωνα με τον κανονισμό και παράχθηκε η αναφορά (αναλυτική ή περιληπτική). Επειδή η επίλυση των τριών κτιρίων δεν έγινε με το INSTANT, η πληροφορία των διατομών των συνδεόμενων μελών όπως και τα εντατικά μεγέθη (για τις περιπτώσεις φορτίσεων όπως και συνδυασμών) στην θέση των κόμβων έπρεπε να οριστούν στο αντίστοιχο παράθυρο εισαγωγής δεδομένων.

Οι κατηγορίες συνδέσεων που καλύπτονται από το πρόγραμμα φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα	
A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλμα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος.
B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα & δοκού σε δοκό	
B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
Γ. Συνέχεια μελών	
Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμολαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμολαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.
Δ. Κόμβος δικτύωματος	
Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
Ε. Έδραση υποστυλώματος	
E.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
E.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.

E.3 Αρθρωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.4 Αρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου I ή H μέσω γωνιακών.

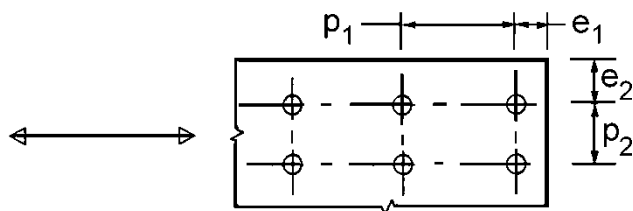
Πίνακας 5.1: Κατηγορίες συνδέσεων

Το πρόγραμμα περιλαμβάνει τους κανονισμούς που αφορούν στον έλεγχο των συνδέσεων των μεταλλικών κατασκευών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 – Τμήμα 1.1. Παρακάτω παρατίθενται οι πίνακες με βάση τους οποίους έγιναν οι έλεγχοι στο INSTANT.

Πίνακας 5.2: Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μέσων συνδέσεως

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
p_1	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
p_2	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

Συμβολισμοί για τις αποστάσεις των μέσων συνδέσεως

**Πίνακας 5.3: Ποιότητες κοχλίων και μηχανικά χαρακτηριστικά**

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

Διάμετροι οπών

M12-M14 $d_0 = d + 1\text{mm}$

M16-M24 $d_0 = d + 2\text{mm}$

M27-M36 $d_0 = d + 3\text{mm}$ **Πίνακας 5.4: Έλεγχοι Αντοχής Κοχλιών**

Είδος Αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή κοχλία σε διάτμηση	$A) F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα:</p> <ul style="list-style-type: none"> - για ποιότητες 4.6, 5.6 and 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: $\alpha_v = 0,5$ $B) F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$ <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης δεν τέμνει το σπείρωμα: $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας	$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$ <ul style="list-style-type: none"> - όπου $\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right)$ - για ακραίους κοχλίες: $k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$ - για μεσαίους κοχλίες: $k_1 = \min \left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$ 	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό ²⁾	$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ <p>όπου $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή κοχλία σε ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας $\gamma_{M2} = 1,25$.

5.3 Ανάλυση και προσομοίωση κόμβων

5.3.1. Ανάλυση - Γενικές αρχές

Η επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων στην κατανομή των εντατικών μεγεθών σε μία κατασκευή και στις συνολικές παραμορφώσεις της πρέπει να γενικά να λαμβάνεται υπόψη, όταν όμως η επίδραση είναι επαρκώς μικρή μπορεί να αγνοείται. Προκειμένου να εξακριβωθεί αν η επίδραση της συμπεριφοράς των κόμβων είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση, μπορεί να γίνει διάκριση μεταξύ τριών απλοποιημένων προσομοιώσεων κόμβων:

- απλών, όπου ο κόμβος μπορεί να θεωρηθεί ότι δε μεταφέρει ροπές κάμψης,
- συνεχών, όπου μπορεί να θεωρηθεί ότι η συμπεριφορά του κόμβου δεν έχει καμία επίδραση στην ανάλυση,
- ημι-συνεχών, όπου η συμπεριφορά του κόμβου είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη στην ανάλυση.

Η σχέση ροπής-στροφής ενός κόμβου που χρησιμοποιείται στην ανάλυση μπορεί να προσεγγισθεί με οποιαδήποτε κατάλληλη καμπύλη, συμπεριλαμβανομένης και της γραμμικοποιημένης προσέγγισης (π.χ. διγραμμική ή τριγραμμική), με την προϋπόθεση ότι η προσεγγιστική καμπύλη βρίσκεται συνολικά κάτω από την πραγματική καμπύλη ροπής-στροφής.

5.3.2. Ταξινόμηση των κόμβων με βάση την δυσκαμψία τους

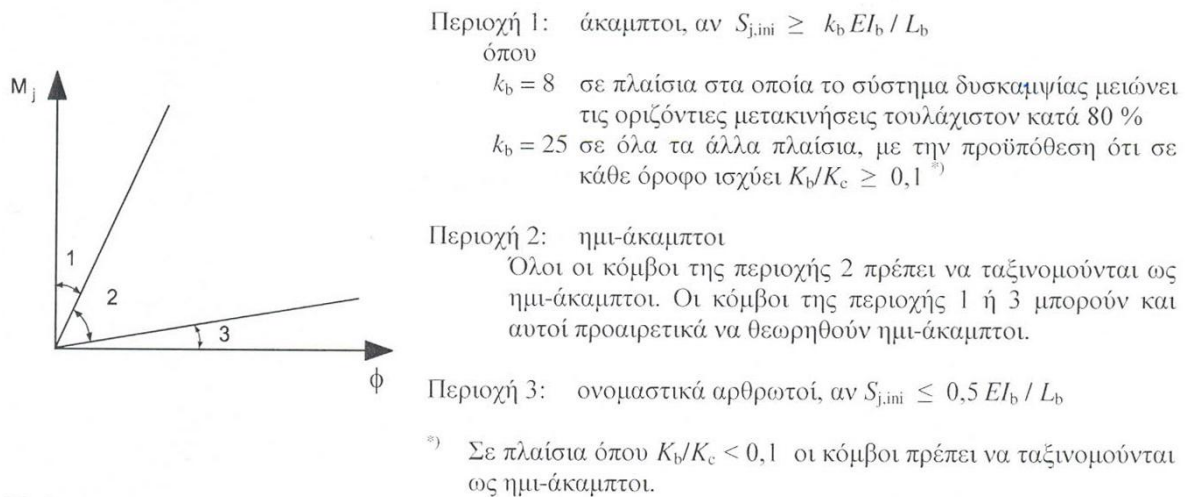
- (α) Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως άκαμπτος, ονομαστικά αρθρωτός ή ημι-άκαμπτος σύμφωνα με τη στροφική του δυσκαμψία, συγκρίνοντας την αρχική στροφική του δυσκαμψία $S_{j,ini}$ με τα όρια που δίνονται στο σχήμα 6.1,
- (β) Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί με βάση πειραματικά δεδομένα, εμπειρία από παρόμοιες επιτυχείς υπάρχουσες εφαρμογές ή υπολογιστικά, με βάση δεδομένα από δοκιμές,
- (γ) Οι κόμβοι που ταξινομούνται ως άκαμπτοι, μπορεί να θεωρηθεί ότι έχουν επαρκή στροφική δυσκαμψία ώστε να δικαιολογούν ανάλυση με παραδοχή πλήρους συνέχειας,
- (δ) Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη, χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές,

(ε) Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να εκδηλώσει τις στροφές που προκύπτουν από τα φορτία σχεδιασμού,

(στ) Ένας κόμβος ο οποίος δεν ικανοποιεί τα κριτήρια άκαμπτου ή ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομείται ως ημι-άκαμπτος,

(ζ) οι ημιάκαμπτοι κόμβοι πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρουν τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού,

(η) η συμπεριφορά ημιάκαμπτων κόμβων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση δεν έχει επαρκώς διερευνηθεί. Επομένως τέτοιοι κόμβοι δεν συνιστώνται σε σεισμικές περιοχές.



Υπόμνημα:

K_b είναι η μέση τιμή του I_b/L_b για όλες τις δοκούς στην άνω στάθμη ενός ορόφου

K_c είναι η μέση τιμή του I_c/L_c για όλα τα υποστυλώματα του ορόφου

I_b είναι η ροπή αδράνειας δοκού

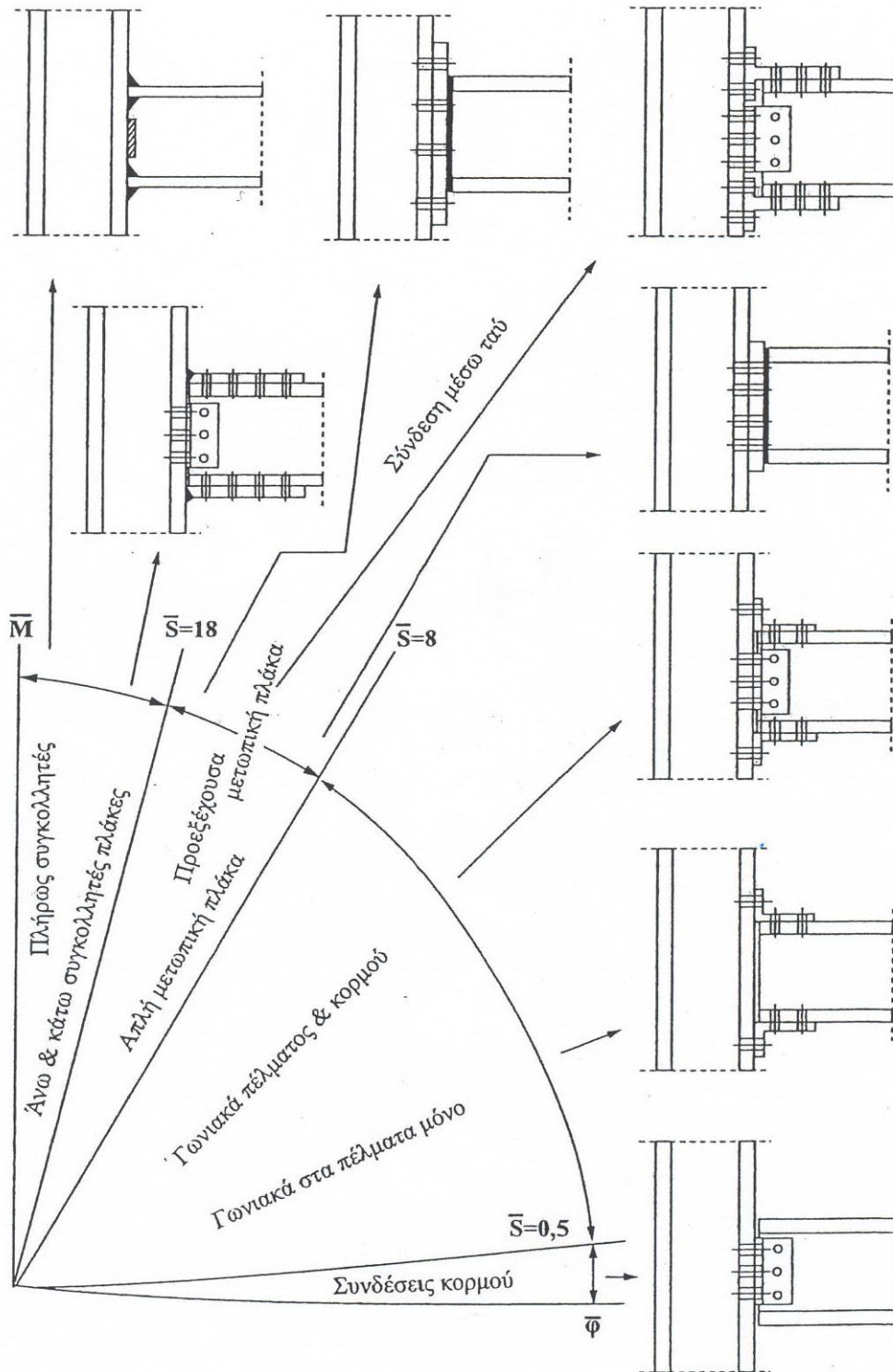
I_c είναι η ροπή αδράνειας υποστυλώματος

L_b είναι το άνοιγμα δοκού (μεταξύ των αξόνων των υποστυλωμάτων)

L_c είναι το ύψος ορόφου ενός υποστυλώματος

Σχήμα 5.1. Ταξινόμηση κόμβων με βάση την δυσκαμψία

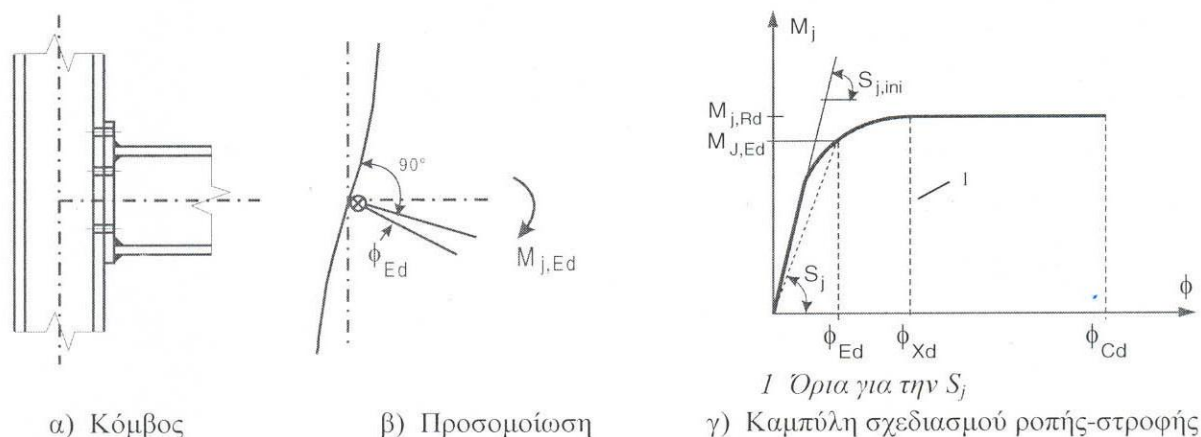
Στο σχήμα 6.2 φαίνεται η ανηγμένη δυσκαμψία κόμβου διαφόρων τύπων. Φαίνεται και πάλι ότι κοχλίωση με κοχλίες μεταξύ των πελμάτων της δοκού διαθέτει πολύ μικρή δυσκαμψία και μπορεί να χαρακτηριστεί ως ονομαστικά αρθρωτός κόμβος.



Σχήμα 5.2. Τυπικές τιμές ανηγμένης δυσκαμψίας συνήθως τύπων συνδέσεων δοκού -υποστυλώματος

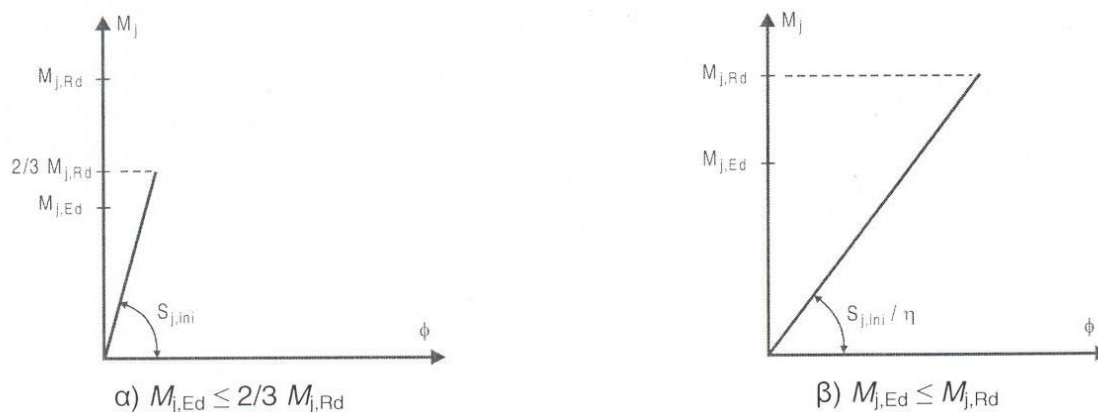
5.3.3. Ελαστική ανάλυση φορέα

- (α) Οι κόμβοι πρέπει να ταξινομούνται σύμφωνα με τη στροφική δυσκαμψία τους,
 (β) Οι κόμβοι πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή προκειμένου να μεταφέρουν τις δυνάμεις και τις ροπές οι οποίες από την ανάλυση προκύπτει ότι δρουν επ' αυτών,
 (γ) Στην περίπτωση ενός ημι-άκαμπτου κόμβου, πρέπει γενικά να χρησιμοποιείται στην ανάλυση η στροφική δυσκαμψία S_j που αντιστοιχεί στη ροπή κάμψης $M_{j,Ed}$ (βλέπε σχήμα 6.3).



Σχήμα 5.3. Στροφική δυσκαμψία που πρέπει να χρησιμοποιείται στην ελαστική ανάλυση του φορέα

Αν η $M_{j,Ed}$ δεν υπερβαίνει τα $2/3 M_{j,Rd}$, μπορεί να ληφθεί στην ανάλυση του φορέα η αρχική στροφική δυσκαμψία $S_{j,ini}$ (σχήμα 6.4),



Σχήμα 5.4. Καμπύλη σχεδιασμού ροπής – στροφής ενός κόμβου

(δ) Απλοποιώντας την προηγούμενη παράγραφο, η στρωφική δυσκαμψία μπορεί να θεωρηθεί στην ανάλυση ίση με $S_{j,ini/n}$ για κάθε τιμή της ροπής $M_{j,Ed}$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.4 όπου n είναι ο διορθωτικός συντελεστής δυσκαμψίας του Πίνακα 6.1,

Τύπος σύνδεσης	Κόμβοι δοκού-υποστυλώματος	Άλλοι τύποι κόμβων (δοκός επί δοκού, αποκατάσταση συνέχειας δοκού, βάση υποστυλώματος)
Συγκολλητή	2	3
Κοχλιωτή με μετωπική πλάκα	2	3
Κοχλιωτή με γωνιακά	2	3,5
Πλάκα έδρασης	-	3

Πίνακας 5.5 Διορθωτικός συντελεστής δυσκαμψίας η

(ε) Σε κόμβους που συνδέουν διατομές H ή I η στρωφική δυσκαμψία S_j μπορεί να υπολογίζεται αναλυτικά κατά τις προβλέψεις του κεφαλαίου 6 του μέρους 1.8 (EC3).


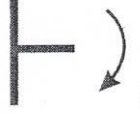
5.3.4. Ταξινόμηση των κόμβων με βάση την αντοχή τους

(α) Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής, ονομαστικά αρθρωτός ή μερικής αντοχής συγκρίνοντας την αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ με τις αντοχές σχεδιασμού σε ροπή κάμψης των μελών που συνδέει. Για την ταξινόμηση κόμβων, η αντοχή ενός μέλους πρέπει να λαμβάνεται στην παρειά του κόμβου,

(β) Η αντοχή σχεδιασμού ενός κόμβου πλήρους αντοχής δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από την αντοχή κανενός από τα συνδεόμενα μέλη,

(γ) Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να μεταφέρει τα εντατικά μεγέθη, χωρίς να αναπτύσσει σημαντικές ροπές,

(γ) Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως πλήρους αντοχής, αν πληρεί τα κριτήρια που δίνονται στο Σχήμα 6.5,

α) Κεφαλή υποστυλώματος		Είτε	$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$
		ή	$M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$
β) Εντός του ύψους υποστυλώματος		Είτε	$M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$
		ή	$M_{j,Rd} \geq 2 M_{c,pl,Rd}$

Υπόμνημα:

$M_{b,pl,Rd}$ είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της δοκού

$M_{c,pl,Rd}$ είναι η πλαστική αντοχή σχεδιασμού σε ροπή του υποστυλώματος

Σχήμα 5.5. Κόμβοι πλήρους αντοχής

(δ) Ένας ονομαστικά αρθρωτός κόμβος πρέπει να είναι σε θέση να εκδηλώσει τις στροφές που προκύπτουν από τα φορτία σχεδιασμού,

(ε) Ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως ονομαστικά αρθρωτός αν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ δεν είναι μεγαλύτερη από 0,25 φορές την αντοχή σχεδιασμού σε ροπή που απαιτείται για ένα κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι διαθέτει επί πλέον επαρκή στρωφική ικανότητα,

(στ) Ένας κόμβος ο οποίος δεν πληρεί τα κριτήρια ενός κόμβου πλήρους αντοχής ή ενός ονομαστικά αρθρωτού κόμβου πρέπει να ταξινομείται ως μερικής αντοχής.

5.3.5. Πλαστική ανάλυση φορέα

(α) Σε περίπτωση πλαστικής στατικής ανάλυσης οι κόμβοι πρέπει να ταξινομούνται σύμφωνα με την αντοχή τους,

(β) σε κόμβους οι οποίοι συνδέουν διατομές H ή I , η ροπή $M_{j,Rd}$ μπορεί να υπολογίζεται αναλυτικά κατά τις διατάξεις του Κεφαλαίου 6 του Μέρους 1.8 (EC3),

(γ) Η στρωφική ικανότητα ενός ο κόμβου πρέπει να είναι επαρκής, ώστε να επιτρέπει την ανάπτυξη των στροφών που προκύπτουν από την ανάλυση, ιδιαίτερα στις θέσεις που προβλέπεται ή είναι πιθανός ο σχηματισμός πλαστικής αρθρώσεως,

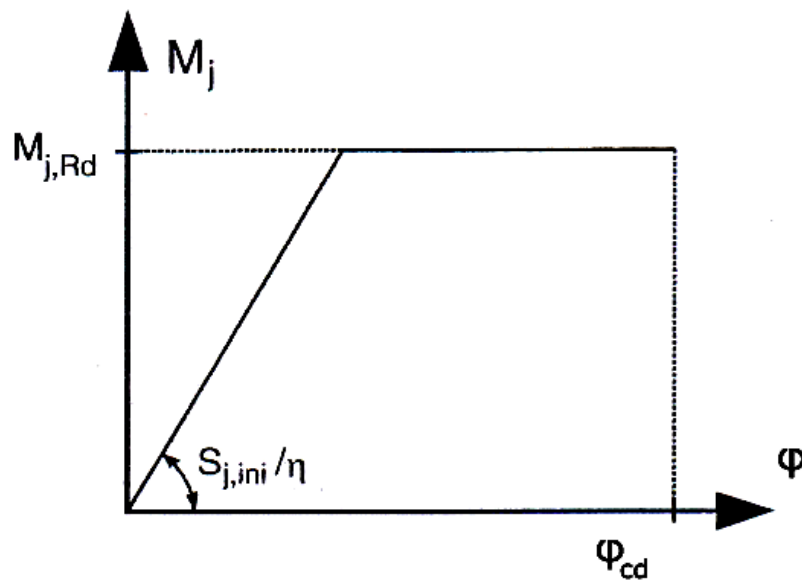
(δ) Σε κόμβους οι οποίοι συνδέουν διατομές H και I , η στρωφική ικανότητα μπορεί να υπολογίζεται κατά τις διατάξεις του ίδιου κεφαλαίου, όπως (β).

5.3.6. Ελαστοπλαστική ανάλυση φορέα

(α) Οι κόμβοι πρέπει να ταξινομούνται σύμφωνα με τη δυσκαμψία τους και την αντοχή τους,

(β) Η σχέση ροπής-στροφής των κόμβων πρέπει να χρησιμοποιείται προκειμένου να προσδιοριστεί η κατανομή των εντατικών μεγεθών,

(γ) Απλοποιητικά μπορεί να υιοθετηθεί η διγραμμική σχέση σχεδιασμού ροπής-στροφής που φαίνεται στο σχήμα 6.6. Ο διορθωτικός συντελεστής δυσκαμψίας η μπορεί να λαμβάνεται από τον Πίνακα 6.1.



Σχήμα

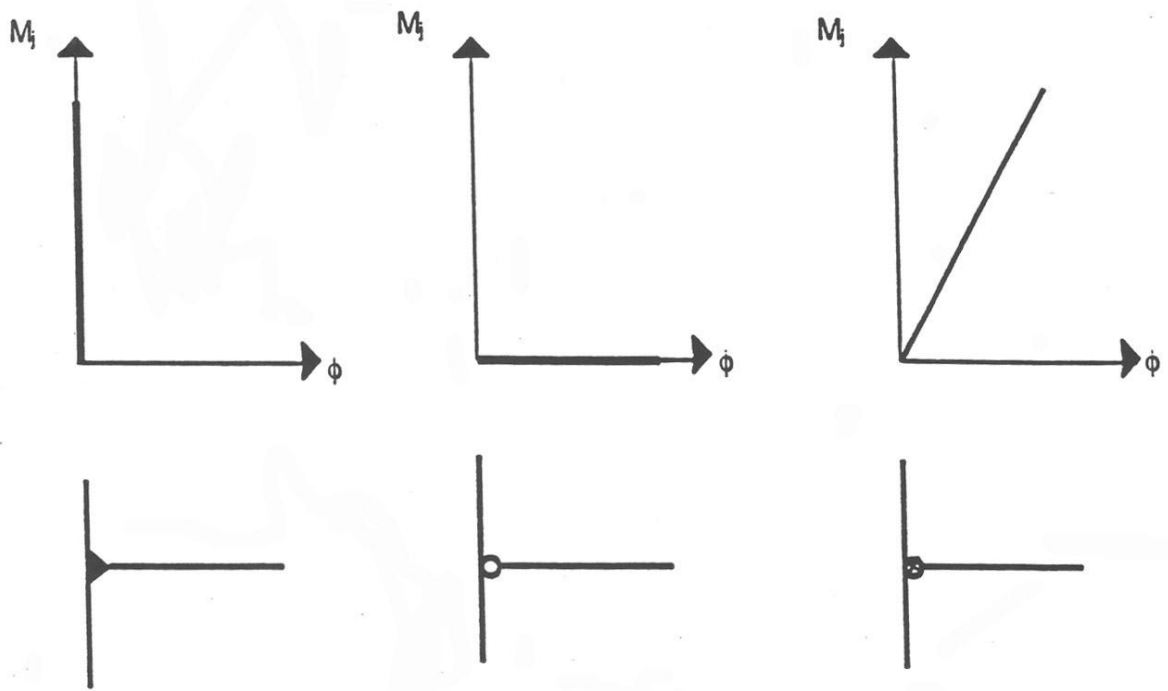
6.6.

Απλοποιημένη σχέση M-φ για τη σύνδεση

Ανακεφαλαιωτικά στον Πίνακα 5.6 φαίνεται ο χαρακτηρισμός των κόμβων σε απλούς, συνεχείς και ημισυνεχείς και οι αντίστοιχοι συμβολισμοί (Σχήμα 6.7.) ανάλογα με τον τύπο της ανάλυσης που πρόκειται να ακολουθηθεί.

Μέθοδος ανάλυσης φορέα	Ταξινόμηση κόμβου		
	Ελαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Άκαμπτος
Πλαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Πλήρους αντοχής	Μερικής-αντοχής
Ελαστο- πλαστική	Ονομαστικά αρθρωτός	Άκαμπτος και πλήρους αντοχής	Ημι-άκαμπτος και μερικής-αντοχής Ημι-άκαμπτος και πλήρους αντοχής Άκαμπτος και μερικής-αντοχής
Τύπος προσομοίωσης κόμβου	Απλός	Συνεχής	Ημι-συνεχής

Πίνακας 5.6. Τύποι προσομοίωσης κόμβων



(α) δύσκαμπτος κόμβος

(β) αρθρωτός κόμβος

(γ) ημιάκαμπτος κόμβος

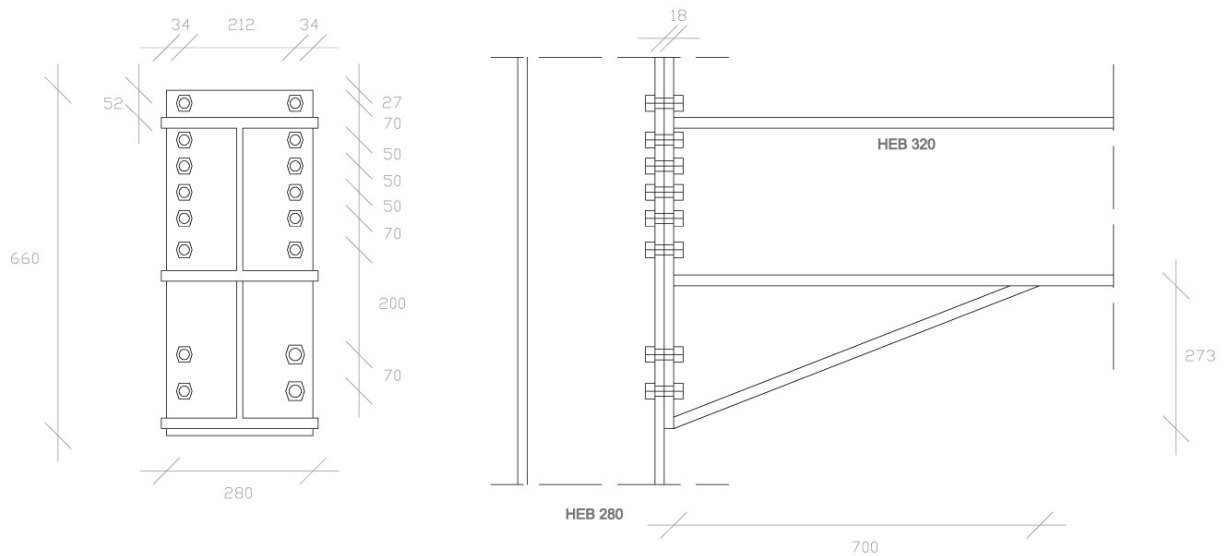
Σχήμα 5.7. Προσομοίωση των κόμβων (περίπτωση ελαστικής στατικής ανάλυσης)

5.4. Έλεγχοι συνδέσεων

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των ελέγχων που προέκυψαν από την επίλυση στο INSTANT. Οι έλεγχοι έγιναν για κάθε κτίριο για τις εξής περιπτώσεις συνδέσεων :

1. κύρια δοκός σε υποστύλωμα
2. διαδοκίδα σε κύρια δοκό
3. έδραση υποστυλώματος

5.4.1. Κύρια δοκός σε υποστυλωμα



ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος..... : [mm]
 Δύναμη..... : [kN]
 Γωνία..... : [deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός..... : ENV (1993-1-1)
 γ Mo..... : 1.10
 γ Mb (διάτμηση)..... : 1.25
 γ Mb (εφελκυσμός)..... : 1.25
 γ Mw..... : 1.25
 γ M2..... : 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

Α.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ-ΥΠΟΣΤ.ΜΕ ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ (ΚΟΧΛΙΩΤΗ)

Όνομα.....:ypostulwmadoko

Περιγραφή.....:

=====

ΕΓΚΥΡΟΤΗΤΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

=====

- Οι διατομές είναι Τάξης 1, 2 ή 3
- $NSd < 0.1 * Np1Rd$, όπου
 NSd : αξονική δύναμη στη δοκό
 $Np1Rd$: αντοχή σε αξονική διατομής της δοκού

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:	HEB320
Τάξη διατομής.....:	1
Ύψος (h).....:	320.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	20.50mm
Πάχος κορμού (tw).....:	11.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Γωνία.....:	
0.00deg	
Προβαλλόμενο ύψος δοκού (h').....:	
320.00mm	
Μήκος (l).....:	0.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	
16130.00mm ²	
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:	
30820000.00mm ⁴	
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα..:	
1930000.00mm ³	
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα..:	
2149000.00mm ³	
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....:	
0.235kN/mm ²	
Όριο αστοχίας πέλματος.....:	
0.360kN/mm ²	
Όριο διαρροής κορμού.....:	
0.235kN/mm ²	
Όριο αστοχίας κορμού.....:	
0.360kN/mm ²	

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ

=====

Ύψος (hp).....	660.00mm
Πλάτος (bp).....	280.00mm
Πάχος (tp).....	18.00mm
Απόσταση του πάνω άκρου από το πέλμα της δοκού:	52.00mm
Τύπος.....	Προεξέχουσα

ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Ύψος (h).....	272.50mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	300.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	20.50mm
Πάχος κορμού (tw).....	11.50mm
Μήκος (l).....	700.00mm
Γωνία.....	21.27deg

ΚΟΧΛΙΕΣ

=====

Τύπος.....	ΚΑΝΟΝΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	20.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	22.00mm
Εμβαδόν κοχλίας (A).....	314.00mm ²
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλίας (As).....	245.00mm ²
Πάχος κεφαλής κοχλίας.....	13.00mm
Πάχος παξιμαδιού.....	16.00mm
Ποιότητα.....	4.6
Όριο διαρροής.....	0.240kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	0.400kN/mm ²

Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλίας

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ

=====

Κάθετη απόσταση μεταξύ της 1ης σειράς κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e1).....	27.00mm
Οριζόντια απόσταση κοχλιών και το άκρο της μετωπικής πλάκας (e2).....	34.00mm
Απόσταση μεταξύ των στηλών κοχλιών.....	212.00mm
Αποστάσεις μεταξύ των σειρών κοχλιών :	
1 και 2.....	70.00mm
2 και 3.....	50.00mm
3 και 4.....	50.00mm
4 και 5.....	50.00mm
5 και 6.....	70.00mm
6 και 7.....	200.00mm
7 και 8.....	70.00mm

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....:	HEB280
Ύψος (h).....:	280.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	280.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	18.00mm
Πάχος κορμού (tw).....:	10.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	24.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	13140.00mm ²
Ροπή αδράνειας ως προς τον ισχυρό άξονα.....:	192700000.00mm ⁴
Ελαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:	1380000.00mm ³
Πλαστική ροπή αντίστασης ως προς ισχυρό άξονα.:	1534000.00mm ³
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής πέλματος.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας πέλματος.....:	0.360kN/mm ²
Όριο διαρροής κορμού.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας κορμού.....:	0.360kN/mm ²

 Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ **[aaaaaa]**

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

(Αναγωγή των δυνάμεων των δοκών)

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Δεξιά δοκός	81.60kN	253.89kN	185150.00kNmm
Υποστυλώμα	0.00kN	0.00kN	0.00kNmm

 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ {J.3.5.2}

=====

Εμβαδόν διάτμησης κορμού υποστυλώματος.....:	4113.00mm ²
Συντελεστής β {J.2.6.3}.....:	1.00
Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος.....:	456.58kN
Πλαστική ροπή σχεδιασμού κορμού υποστυλώματος/β.....:	456.58kN

ΠΕΛΑΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.5}

=====

Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.25)

e.....	:	34.00mm
emin.....	:	34.00mm
m.....	:	81.55mm
n.....	:	34.00mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ Τ/Πίνακας J.6

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	1
Ενεργό μήκος 1.....	:	211.35mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	211.35mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	2
Ενεργό μήκος 1.....	:	368.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	368.70mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	3
Ενεργό μήκος 1.....	:	368.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	368.70mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	4
Ενεργό μήκος 1.....	:	368.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	368.70mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	5
Ενεργό μήκος 1.....	:	368.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	368.70mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	6
Ενεργό μήκος 1.....	:	368.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	368.70mm

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	1+2
Ενεργό μήκος 1.....	:	281.35mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	281.35mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	2+3
Ενεργό μήκος 1.....	:	418.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	418.70mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	1+2+3
Ενεργό μήκος 1.....	:	331.35mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	331.35mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	3+4
Ενεργό μήκος 1.....	:	418.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	418.70mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	2+3+4
Ενεργό μήκος 1.....	:	468.70mm

Ενεργό μήκος 2.....	: 468.70mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:1+2+3+4
Ενεργό μήκος 1.....	: 381.35mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 381.35mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:4+5
Ενεργό μήκος 1.....	: 418.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 418.70mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:3+4+5
Ενεργό μήκος 1.....	: 468.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 468.70mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:2+3+4+5
Ενεργό μήκος 1.....	: 518.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 518.70mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:1+2+3+4+5
Ενεργό μήκος 1.....	: 431.35mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 431.35mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:5+6
Ενεργό μήκος 1.....	: 438.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 438.70mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:4+5+6
Ενεργό μήκος 1.....	: 488.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 488.70mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:3+4+5+6
Ενεργό μήκος 1.....	: 538.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 538.70mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:2+3+4+5+6
Ενεργό μήκος 1.....	: 588.70mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 588.70mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:1+2+3+4+5+6
Ενεργό μήκος 1.....	: 501.35mm
Ενεργό μήκος 2.....	: 501.35mm

ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟ ΠΕΛΜΑ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ {J.3.5.5.2}

A.ΣΧ. σε εφελκυσμό κοχλία..... : 70.56kN

1) Σειρές κοχλίων/ανεξάρτητες

Διαμήκειες θλιπτικές τάσεις στο πέλμα..... :
0.00kN/mm²

Μειωτικός συντελεστής k_{fc} που οφείλεται στις διαμήκειες
θλιπτικές τάσεις..... : 1.00

A.ΣΧ.σε εφελκυσμό πέλματος ισοδ/μης έν. βραχέως T {J.3.2.1}

* Σειρά κοχλιών Νο.....	:1
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a, J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
3657.32kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
3657.32kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	179.39kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	104.83kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	104.83kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:2
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a, J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
6380.19kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
6380.19kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	312.95kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	151.96kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	141.12kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a, J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
6380.19kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
6380.19kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	312.95kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	151.96kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	141.12kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:4
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a, J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
6380.19kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
6380.19kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	312.95kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	151.96kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	141.12kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:5
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a, J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
6380.19kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
6380.19kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	312.95kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	151.96kN

Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	: 141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	: 141.12kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:6	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
6380.19kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
6380.19kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	: 312.95kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	: 151.96kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	: 141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	: 141.12kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

Διαμήκεις θλιπτικές τάσεις στο πέλμα.....	:
0.00kN/mm2	
Μειωτικός συντελεστής kfc που οφείλεται στις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις.....	: 1.00

Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό πέλματος ισοδ/μης έν. βραχέως T {J.3.2.1}

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:1+2
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
4868.63kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
4868.63kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	: 238.80kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	: 167.32kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	: 282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	: 167.32kN

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:2+3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
7245.41kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
7245.41kNmm	

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	: 355.39kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	: 208.46kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	: 282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	: 208.46kN

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:1+2+3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	:
5733.86kNmm	
- Mpl2Rd.....	:
5733.86kNmm	

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	281.24kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	223.82kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	423.36kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	223.82kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
7245.41kNmm	
- Mpl2Rd.....	
7245.41kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	355.39kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	208.46kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	208.46kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
8110.64kNmm	
- Mpl2Rd.....	
8110.64kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	397.82kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	264.95kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	423.36kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	264.95kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2+3+4	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
6599.09kNmm	
- Mpl2Rd.....	
6599.09kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	323.68kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	280.32kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	564.48kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	280.32kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::4+5	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
7245.41kNmm	
- Mpl2Rd.....	
7245.41kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	355.39kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	208.46kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	208.46kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4+5	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
8110.64kNmm	

- Mpl2Rd.....	:	
8110.64kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	397.82kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	264.95kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	423.36kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	264.95kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:	2+3+4+5
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
8975.87kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
8975.87kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	440.26kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	321.45kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	564.48kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	321.45kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:	1+2+3+4+5
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
7464.32kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
7464.32kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	366.12kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	336.82kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	705.60kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	336.82kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:	5+6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
7591.50kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
7591.50kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	372.36kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	214.45kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	214.45kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:	4+5+6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
8456.73kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
8456.73kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	414.80kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	270.95kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	423.36kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	270.95kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:	3+4+5+6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		

- Mpl1Rd.....	:	
9321.96kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
9321.96kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	457.24kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	327.44kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	564.48kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	327.44kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	2+3+4+5+6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
10187.19kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
10187.19kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	499.68kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	383.94kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	705.60kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	383.94kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	1+2+3+4+5+6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
8675.63kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
8675.63kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	425.54kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	399.31kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	846.72kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	399.31kN

ΜΕΤΩΠΙΚΗ ΠΛΑΚΑ ΣΕ ΚΑΜΨΗ {J.3.5.7}

=====

Γεωμετρικά στοιχεία (Σχήμα J.28)

e.....	:	34.00mm
m.....	:	96.86mm
ex.....	:	27.00mm
mχ.....	:	21.61mm

ΕΝΕΡΓΟ ΜΗΚΟΣ ΙΣΟΔΥΝΑΜΗΣ ΕΝΩΣΗΣ ΒΡΑΧΕΩΣ T/Πίνακας J.8

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	1
Ενεργό μήκος 1.....	:	94.09mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	94.09mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	2
Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)		
m1.....	:	96.86mm
m2.....	:	21.11mm

λ1.....	:	0.7402
λ2.....	:	0.1613
α.....	:	6.003
Ενεργό μήκος 1.....	:	581.43mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	581.43mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	3
Ενεργό μήκος 1.....	:	429.92mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	429.92mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	4
Ενεργό μήκος 1.....	:	429.92mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	429.92mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	5
Ενεργό μήκος 1.....	:	429.92mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	429.92mm
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	6
Γεωμετρικά στοιχεία (Εξίσωση J.27)		
m1.....	:	96.86mm
m2.....	:	31.11mm
λ1.....	:	0.7402
λ2.....	:	0.2377
α.....	:	5.310
Ενεργό μήκος 1.....	:	514.34mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	514.34mm

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	2+3
Ενεργό μήκος 1.....	:	631.43mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	631.43mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	3+4
Ενεργό μήκος 1.....	:	479.92mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	479.92mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	2+3+4
Ενεργό μήκος 1.....	:	681.43mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	681.43mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	4+5
Ενεργό μήκος 1.....	:	479.92mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	479.92mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	3+4+5
Ενεργό μήκος 1.....	:	529.92mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	529.92mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	2+3+4+5
Ενεργό μήκος 1.....	:	731.43mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	731.43mm
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	5+6
Ενεργό μήκος 1.....	:	584.34mm
Ενεργό μήκος 2.....	:	584.34mm

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::4+5+6
Ενεργό μήκος 1.....:	634.34mm
Ενεργό μήκος 2.....:	634.34mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4+5+6
Ενεργό μήκος 1.....:	684.34mm
Ενεργό μήκος 2.....:	684.34mm
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4+5+6
Ενεργό μήκος 1.....:	885.85mm
Ενεργό μήκος 2.....:	885.85mm

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

A.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως T {J.3.2.1}

* Σειρά κοχλιών Νο.....:	1
Πλαστική A.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....:	
1628.13kNmm	
- Mpl2Rd.....:	
1628.13kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....:	301.42kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλίων με διαρροή πέλματος.....:	145.38kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλίων.....:	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....:	141.12kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:	2
Πλαστική A.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....:	
10061.38kNmm	
- Mpl2Rd.....:	
10061.38kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....:	415.52kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλίων με διαρροή πέλματος.....:	190.44kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλίων.....:	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....:	141.12kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:	3
Πλαστική A.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....:	
7439.63kNmm	
- Mpl2Rd.....:	
7439.63kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....:	307.25kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλίων με διαρροή πέλματος.....:	150.37kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλίων.....:	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....:	141.12kN

* Σειρά κοχλιών Νο.....:	4
Πλαστική A.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	

- Mp11Rd.....	:	
7439.63kNmm		
- Mp12Rd.....	:	
7439.63kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	307.25kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	150.37kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	141.12kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	5
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mp11Rd.....	:	
7439.63kNmm		
- Mp12Rd.....	:	
7439.63kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	307.25kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	150.37kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	141.12kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....	:	6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mp11Rd.....	:	
8900.44kNmm		
- Mp12Rd.....	:	
8900.44kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	367.57kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	172.70kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	141.12kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	141.12kN
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών		

Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό μετ/κής πλάκας ένωσης βραχέως T {J.3.2.1}		

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	2+3
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mp11Rd.....	:	
10926.61kNmm		
- Mp12Rd.....	:	
10926.61kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	451.25kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	240.34kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	240.34kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	:	3+4
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mp11Rd.....	:	
8304.86kNmm		
- Mp12Rd.....	:	
8304.86kNmm		

Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	342.98kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	200.27kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	200.27kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
11791.83kNmm	
- Mpl2Rd.....	
11791.83kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	486.98kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	290.23kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	423.36kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	290.23kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::4+5	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
8304.86kNmm	
- Mpl2Rd.....	
8304.86kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	342.98kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	200.27kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	200.27kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4+5	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
9170.09kNmm	
- Mpl2Rd.....	
9170.09kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	378.71kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	250.16kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	423.36kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	250.16kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4+5	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
12657.06kNmm	
- Mpl2Rd.....	
12657.06kNmm	
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	522.72kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	340.12kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	564.48kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	340.12kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::5+6	
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)	
- Mpl1Rd.....	
10111.76kNmm	

- Mpl2Rd.....	:	
10111.76kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	417.60kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	227.88kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	282.24kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	227.88kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:	4+5+6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
10976.99kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
10976.99kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	453.33kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	277.77kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	423.36kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	277.77kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:	3+4+5+6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
11842.22kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
11842.22kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	489.07kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	327.66kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	564.48kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	327.66kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές :	:	2+3+4+5+6
Πλαστική Α.ΣΧ. για την ισοδ/μη ένωση βραχέως T (J.7a,J.7b)		
- Mpl1Rd.....	:	
15329.19kNmm		
- Mpl2Rd.....	:	
15329.19kNmm		
Αστοχία 1 :Πλήρης διαρροή πέλματος.....	:	633.07kN
Αστοχία 2 :Αστοχία κοχλιών με διαρροή πέλματος.....	:	417.63kN
Αστοχία 3 :Αστοχία κοχλιών.....	:	705.60kN
Αντοχή σχεδιασμού.....	:	417.63kN

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.6}

=====

Το ενεργό πλάτος του κορμού υποστ. σε εφελκυσμό είναι ίσο με το ενεργό μήκος της ισοδύναμης ένωσης βραχέως T του πέλματος υποστυλώματος σε κάμψη

Ενεργό πάχος t_{eff} κορμού υποστ/τος σε εφελκυσμό...
10.50mm

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

* Σειρά κοχλιών Νο.....:1	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.8517
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
403.80kN	
* Σειρά κοχλιών Νο.....:2	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.6817
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
563.82kN	
* Σειρά κοχλιών Νο.....:3	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.6817
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
563.82kN	
* Σειρά κοχλιών Νο.....:4	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.6817
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
563.82kN	
* Σειρά κοχλιών Νο.....:5	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.6817
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
563.82kN	
* Σειρά κοχλιών Νο.....:6	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.6817
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
563.82kN	
2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών	

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.7737
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
488.28kN	
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.6343
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
595.77kN	
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2+3	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.7198
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
535.00kN	
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.6343
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
595.77kN	
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4	
Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....:	0.5912
Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:	
621.56kN	

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2+3+4
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.6693
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 572.57kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::4+5
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.6343
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 595.77kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4+5
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.5912
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 621.56kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4+5
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.5522
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 642.51kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2+3+4+5
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.6230
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 602.82kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::5+6
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.6166
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 606.75kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::4+5+6
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.5751
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 630.46kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4+5+6
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.5377
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 649.77kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4+5+6
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.5040
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 665.61kN

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2+3+4+5+6
 Μειωτικός συν/τής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.....: 0.5653
 Α.ΣΧ.σε εφελκυσμό κορμού υποστ/τος.....:
 635.72kN

ΚΟΡΜΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.3}

=====

Ενεργό πάχος t_{weff} κορμού υποστυλώματος
 σε θλίψη.....: 10.50mm
 Ενεργό πλάτος b_{eff} κορμού υποστυλώματος σε θλίψη.: 265.50mm
 Μειωτικός συντελεστής ω από αλληλεπίδραση τάσεων.: 0.7913

Μειωτικός συντελεστής ρ για λυγισμό πλάκας.....:	1.00
Μειωτικός συντελεστής k_{wc} που οφείλεται στις διαμήκεις θλιπτικές τάσεις.....:	1.00
Αντοχή Σχεδιασμού σε θλίψη κορμού υποστυλώματος..:	469.75kN

ΚΟΡΜΟΣ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ {J.3.5.8}

=====

Το ενεργό πλάτος του κορμού δοκού σε εφελκυσμό είναι ίσο με το ενεργό μήκος ισοδύναμης ένωσης βραχέως T της μετωπικής πλάκας σε κάμψη

1) Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

* Σειρά κοχλιών Νο.....:	2
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1428.47kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:	3
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1056.24kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:	4
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1056.24kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:	5
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1056.24kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:	6
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1263.64kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	2+3
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1551.31kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	3+4
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1179.08kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	2+3+4
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1674.15kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	4+5
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1179.08kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	3+4+5
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1301.93kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	2+3+4+5
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1796.99kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	5+6
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1435.62kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές :	4+5+6
Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....:	1558.46kN

- * Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4+5+6
 Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....: 1681.30kN
- * Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4+5+6
 Αντοχή Σχεδιασμού σε εφελκυσμό κορμού δοκού.....: 2176.37kN

ΚΟΡΜΟΣ ΚΑΙ ΠΕΛΜΑ ΔΟΚΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ {J.3.5.4}

=====

- Αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενίσχυσης κόμβου.....: 1224.36kN

ΑΝΤΟΧΕΣ ΚΟΧΛΙΩΝ {J.3.6.2}

=====

1) Σειρές κοχλίων/ανεξάρτητες

- * Σειρά κοχλίων Νο.....:1
 - Κορμός υποσιυλώματος σε διάτμηση.....: 456.58kN
 - Κορμός υποσιυλώματος σε θλίψη.....: 469.75kN
 - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....: 1224.36kN
 - Πέλμα υποσιυλώματος σε κάμψη.....: 104.83kN
 - Κορμός υποσιυλώματος σε εφελκυσμό.....: 403.80kN
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 141.12kN

- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[1].....: 104.83kN

- * Σειρά κοχλίων Νο.....:2
 - Κορμός υποσιυλώματος σε διάτμηση.....: 351.75kN
 - Κορμός υποσιυλώματος σε θλίψη.....: 364.93kN
 - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....: 1119.54kN
 - Πέλμα υποσιυλώματος σε κάμψη.....: 141.12kN
 - Κορμός υποσιυλώματος σε εφελκυσμό.....: 563.82kN
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 141.12kN
 - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....: 1428.47kN
 - Κοχλίες σε εφελκυσμό.....: 134.06kN

2) Σειρές κοχλίων/τμήμα της ομάδας κοχλίων

- * Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2
 - Πέλμα υποσιυλώματος σε κάμψη.....: 62.49kN
 - Κορμός υποσιυλώματος σε εφελκυσμό.....: 383.45kN

- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[2].....: 62.49kN

- * Σειρά κοχλίων Νο.....:3
 - Κορμός υποσιυλώματος σε διάτμηση.....: 289.26kN
 - Κορμός υποσιυλώματος σε θλίψη.....: 302.44kN
 - Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....: 1057.05kN
 - Πέλμα υποσιυλώματος σε κάμψη.....: 141.12kN
 - Κορμός υποσιυλώματος σε εφελκυσμό.....: 563.82kN
 - Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....: 141.12kN
 - Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....: 1056.24kN
 - Κοχλίες σε εφελκυσμό.....: 134.06kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές ::2+3
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	145.97kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	533.28kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1488.82kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	177.85kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές ::1+2+3
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	56.50kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	367.68kN
- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[3].....:	56.50kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:	4
- Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....:	232.76kN
- Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....:	245.94kN
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....:	1000.55kN
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	141.12kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	563.82kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	141.12kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1056.24kN
- Κοχλίες σε εφελκυσμό.....:	134.06kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές ::3+4
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	151.96kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	539.27kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1122.59kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	143.77kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές ::2+3+4
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	145.97kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	502.57kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1555.16kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	171.24kN
* Ομάδα κοχλιών με τις σειρές ::1+2+3+4
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	56.50kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	348.76kN
- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[4].....:	56.50kN
* Σειρά κοχλιών Νο.....:	5
- Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....:	176.26kN
- Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....:	189.44kN
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....:	944.05kN
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	141.12kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	563.82kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	141.12kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1056.24kN
- Κοχλίες σε εφελκυσμό.....:	134.06kN

2) Σειρές κοχλιών/τμήμα της ομάδας κοχλιών

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::4+5
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	151.96kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	539.27kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1122.59kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	143.77kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4+5
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	151.96kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	508.56kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1188.93kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	137.16kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4+5
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	145.97kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	467.02kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1621.50kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	164.63kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2+3+4+5
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	56.50kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	322.51kN
- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[5].....:	56.50kN
* Σειρά κοχλίων No.....:	6
- Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση.....:	119.76kN
- Κορμός υποστυλώματος σε θλίψη.....:	132.94kN
- Κορμός και πέλμα δοκού σε θλίψη.....:	887.55kN
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	141.12kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	563.82kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	141.12kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1263.64kN
- Κοχλίες σε εφελκυσμό.....:	134.06kN

2) Σειρές κοχλίων/τμήμα της ομάδας κοχλίων

* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::5+6
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	157.95kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	550.25kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1379.12kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	171.38kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::4+5+6
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	157.95kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	517.46kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1445.46kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	164.77kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::3+4+5+6
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	157.95kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....:	480.27kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....:	1511.80kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....:	158.16kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::2+3+4+5+6
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....:	151.96kN

- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....	433.62kN
- Κορμός δοκού σε εφελκυσμό.....	1944.38kN
- Μετωπική πλάκα σε κάμψη.....	185.64kN
* Ομάδα κοχλίων με τις σειρές ::1+2+3+4+5+6	
- Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη.....	62.49kN
- Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό.....	298.90kN
- Πλαστική αντοχή σχεδιασμού FRd[6].....	62.49kN

ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

=====

* Σειρά κοχλίων Νο.....	:1
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[1].....	104.83kN
* Σειρά κοχλίων Νο.....	:2
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[2].....	62.49kN
* Σειρά κοχλίων Νο.....	:3
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[3].....	56.50kN
* Σειρά κοχλίων Νο.....	:4
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[4].....	56.50kN
* Σειρά κοχλίων Νο.....	:5
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[5].....	56.50kN
* Σειρά κοχλίων Νο.....	:6
Τρόπος αστοχίας : Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη	
Αντοχή σχεδιασμού σειράς κοχλίας FRd[6].....	62.49kN

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΡΟΠΗ

=====

Αντοχή σχεδιασμού σε ροπή {J.3.6}
MRd.....:191167.03kNmm

Λόγος Ροπής MSd / Αντοχή σε ροπή MRd.....: 0.97
Η αντοχή σε ροπή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλίας {Πίνακας 6.5.3}.....	94.08kN
Αντοχή σε διάτμηση όλων των σειρών κοχλίων που υπόκεινται σε διάτμηση και εφελκυσμό.....	161.28kN
A.σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σ.κοχλίων.....	188.16kN
A.σε σύνθλιψη άντυγας των εφελκυσμένων σ.κοχλίων...	1578.76kN

A.σε σύνθλιψη άντυγας των μή εφελκ/νων σ.κοχλιών..:	840.44kN
A.σε διάτμηση των εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....:	161.28kN
A.σε διάτμηση των μη εφελκυσμένων σ.κοχλιών.....:	188.16kN
Συνολική αντοχή σε διάτμηση κοχλιών.....:	349.44kN
Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση VRd.....:	349.44kN
Λόγος τέμνουσας Vsd / αντοχή σε τέμνουσα VRd.....:	0.73
Η αντοχή σε διάτμηση είναι.....:	ΕΠΑΡΚΗΣ

ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

=====

- * Το πάχος των συγκολλήσεων του κορμού δοκού
στην μετωπική πλάκα είναι.....: 3.00mm
- Η απαιτούμενη τιμή είναι.....: 3.00mm
- * Το πάχος των συγκολλήσεων του πέλματος δοκού
στην μετωπική πλάκα είναι.....: 3.00mm
- Η απαιτούμενη τιμή για μεταθετό πλαίσιο είναι.: 4.00mm
- Η απαιτούμενη τιμή για αμετάθετο πλαίσιο είναι: 5.00mm

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΘΛΙΨΗ ΚΟΡΜΟΥ ΤΗΣ ΔΟΚΟΥ
ΣΤΟ ΣΗΜΕΙΟ ΟΠΟΥ ΣΥΝΔΕΕΤΑΙ Η ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΟΜΒΟΥ

=====

Η αντοχή του κορμού της δοκού είναι επαρκής

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.4}

=====

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k1

- * Μη ενισχυμένος κορμός υποστ/τος στην διατεμνόμενη περιοχή:

Παράμετρος β {J.2.6.3}.....:	1.00
Μοχλοβράχιονας z {J.4.3}.....:	474.22mm
** Συντελεστής δυσκαμψίας k1.....:	3.30mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k2

- * Μη ενισχυμένος κορμός υποστ/τος στην θλιβόμενη περιοχή:

Ενεργό πλάτος beff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη..:	265.50mm
Ενεργό πάχος tweff κορμού υποστυλώματος σε θλίψη..:	10.50mm
** Συντελεστής δυσκαμψίας k2.....:	9.96mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k3

- * Πέλαμα υποστυλώματος, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό

** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T

{ Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες

ή τμήμα ομάδας κοχλιών }

Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....:	62.00mm
Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....:	60.00mm
Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....:	50.00mm
Σειρά κοχλιών No 4 : leff.....:	50.00mm
Σειρά κοχλιών No 5 : leff.....:	60.00mm
Σειρά κοχλιών No 6 : leff.....:	219.35mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.25) m.....:	81.55mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 1.:	0.57mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 2.:	0.55mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 3.:	0.46mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 4.:	0.46mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 5.:	0.55mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k3 για σειρά κοχλιών 6.:	2.00mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k4

- * Κορμός υποστρώματος σε εφελκυσμό, για ενισχυμένη ή μη σύνδεση με μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό

** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T

{ Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
ή τμήμα ομάδας κοχλιών }

Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....:	62.00mm
Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....:	60.00mm
Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....:	50.00mm
Σειρά κοχλιών No 4 : leff.....:	50.00mm
Σειρά κοχλιών No 5 : leff.....:	60.00mm
Σειρά κοχλιών No 6 : leff.....:	219.35mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 1.:	2.33mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 2.:	2.25mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 3.:	1.88mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 4.:	1.88mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 5.:	2.25mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k4 για σειρά κοχλιών 6.:	8.23mm

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k5

- * Μετωπική πλάκα, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό :

** Ενεργό μήκος ένωσης βραχέως T

{ Σειρές κοχλιών/ανεξάρτητες
ή τμήμα ομάδας κοχλιών }

Σειρά κοχλιών No 1 : leff.....:	94.09mm
Σειρά κοχλιών No 2 : leff.....:	354.28mm
Σειρά κοχλιών No 3 : leff.....:	50.00mm
Σειρά κοχλιών No 4 : leff.....:	50.00mm
Σειρά κοχλιών No 5 : leff.....:	60.00mm
Σειρά κοχλιών No 6 : leff.....:	334.38mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....:	21.61mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 1.:	46.24mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....:	96.86mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 2.:	1.93mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....:	96.86mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 3.:	0.27mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....:	96.86mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 4.:	0.27mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....:	96.86mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 5.:	0.33mm

Γεωμετρικό στοιχείο (Σχήμα J.28) m.....:	96.86mm
--	---------

**Συντελεστής δυσκαμψίας k5 για σειρά κοχλιών 6.:	1.82mm
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ (ΕΣ) k7	
* Κοχλίες, μία σειρά κοχλιών σε εφελκυσμό:	
Πάχος bolt head.....:	13.00mm
Πάχος of the bolt nut.....:	16.00mm
* Σειρά κοχλιών No.....:1	
Μήκος Lb κοχλία.....:	50.50mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....:	7.76mm
* Σειρά κοχλιών No.....:2	
Μήκος Lb κοχλία.....:	50.50mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....:	7.76mm
* Σειρά κοχλιών No.....:3	
Μήκος Lb κοχλία.....:	50.50mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....:	7.76mm
* Σειρά κοχλιών No.....:4	
Μήκος Lb κοχλία.....:	50.50mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....:	7.76mm
* Σειρά κοχλιών No.....:5	
Μήκος Lb κοχλία.....:	50.50mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....:	7.76mm
* Σειρά κοχλιών No.....:6	
Μήκος Lb κοχλία.....:	50.50mm
**Συντελεστής δυσκαμψίας k7 για σειρά κοχλιών.....:	7.76mm

ΕΝΕΡΓΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}

=====

Ενεργός συντελεστής δυσκαμψίας :

* Σειρά κοχλιών No 1 : keff.....:	0.43mm
* Σειρά κοχλιών No 2 : keff.....:	0.34mm
* Σειρά κοχλιών No 3 : keff.....:	0.15mm
* Σειρά κοχλιών No 4 : keff.....:	0.15mm
* Σειρά κοχλιών No 5 : keff.....:	0.18mm
* Σειρά κοχλιών No 6 : keff.....:	0.77mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΜΟΧΛΟΒΡΑΧΙΟΝΑΣ {J.4.3}

=====

Απόσταση hr μεταξύ σειράς κοχλιών και κέντρου θλίψης:

* Σειρά κοχλιών No 1.....:	607.25mm
* Σειρά κοχλιών No 2.....:	537.25mm
* Σειρά κοχλιών No 3.....:	487.25mm
* Σειρά κοχλιών No 4.....:	437.25mm
* Σειρά κοχλιών No 5.....:	387.25mm
* Σειρά κοχλιών No 6.....:	317.25mm

Ισοδύναμος μοχλοβραχίονας z: 474.22mm

ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ {J.4.3.1}

=====

Ισοδύναμος συντελεστής δυσκαμψίας keq: 1.90mm
ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ {J.4.1}

=====

* Ιδεατή ακαμψία
Sj.....:323197.25kNmm/deg

ΣΤΡΟΦΙΚΗ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ {J.5}

=====

* Δεν παρέχεται πληροφορία στον EC3

ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

=====

- * Ταξινόμηση με την ακαμψία
- ΑΡΘΡΩΤΗ για l (δοκού) $\leq L1$
- ΗΜΙΑΚΑΜΠΤΗ για $L1 < l$ (δοκού) $< L2$
- ΑΚΑΜΠΤΗ για $L2 \leq l$ (δοκού)

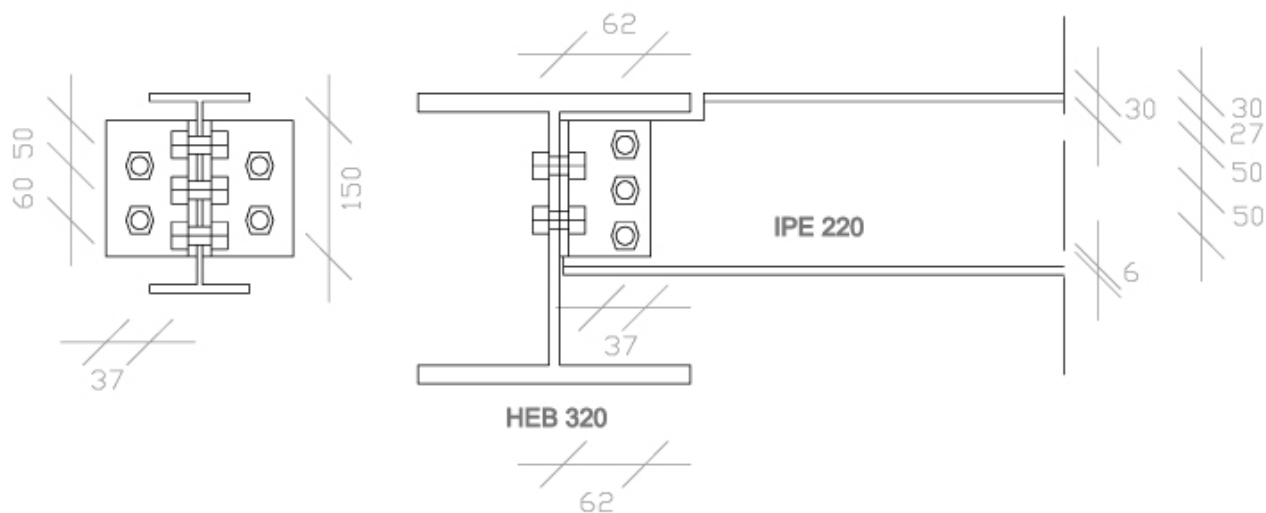
Για μεταθετό πλαίσιο :

- L1 είναι ίσο με..... 1747.53mm
- L2 είναι ίσο με..... 27960.46mm

Για αμετάθετο πλαίσιο :

- L1 είναι ίσο με..... 1747.53mm
- L2 είναι ίσο με..... 87376.44mm

5.4.2. Σύνδεση διαδοκίδας σε κύρια δοκό



ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....: [mm]
 Δύναμη.....: [kN]
 Γωνία.....: [deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....: ENV (1993-1-1)
 γ_{Mo}: 1.10
 γ_{Mb} (διάτμηση).....: 1.25
 γ_{Mb} (εφελκυσμός).....: 1.25
 γ_{Mw}: 1.25
 γ_{M2}: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

Α.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΑΡΘΡΩΤΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΔΟΚΟΥ ΜΕ ΔΟΚΟ (ΓΩΝΙΑΚΑ ΣΤΟΝ ΚΟΡΜΟ)

Όνομα.....: dokos edoko

Περιγραφή.....:

=====

ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....:	HEB320
Ύψος (h).....:	320.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....:	300.00 mm
Πάχος πέλματος (tf).....:	20.50mm
Πάχος κορμού (tw).....:	11.50mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....:	27.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....:	16130.00mm ²
Ποιότητα υλικού.....:	S235
Όριο διαρροής.....:	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....:	0.360kN/mm ²

ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟΣ

=====

Διατομή.....	IPE220
Ύψος (h).....	220.00mm
Πλάτος πέλματος (bf).....	110.00mm
Πάχος πέλματος (tf).....	9.20mm
Πάχος κορμού (tw).....	5.90mm
Ακτίνα καμπυλότητας (r).....	12.00mm
Εμβαδόν διατομής (A).....	3340.00mm ²
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm ²

ΖΕΥΓΟΣ ΓΩΝΙΑΚΩΝ

=====

Διατ ομή.....	L100x10
Εμβαδόν διατομής (A).....	1920.00mm ²
Σκέλος που συνδέεται στην κύρια δοκό/υποστ/α..:	100.000mm
Σκέλος που συνδέεται στη δοκό.....	100.000mm
Πάχος.....	10.000mm
Μήκος γωνιακού.....	150.000mm
Ποιότητα υλικού.....	S235
Όριο διαρροής.....	0.235kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	0.360kN/mm ²
Κάθετη απόσταση μεταξύ της κορυφής γωνιακού και το πάνω πέλμα της δοκού (qc1b).....	30.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	KANONΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	20.00 mm
Διάμετρος οπής (d0).....	22.00mm
Εμβαδόν κοχλία (A).....	314.00mm ²
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As).....	245.00mm ²
Ποιότητα.....	4.6
Όριο διαρροής.....	
0.240kN/mm ²	
Όριο αστοχίας.....	0.400kN/mm ²
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα του κοχλία	
Απόσταση από άκρο (e1).....	50.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	37.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	60.00mm
Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών.....	2
Αριθμός κολονών κοχλιών.....	1

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΚΟΧΛΙΩΝ ΣΤΗΝ ΔΟΚΟ

=====

Τύπος.....	KANONΙΚΟΙ
Διάμετρος (d).....	20.00mm
Διάμετρος οπής (d0).....	22.00mm
Εμβαδόν κοχλία (A).....	314.00mm ²
Εμβαδόν εφελκυσμού κοχλία (As).....	245.00mm ²
Ποιότητα.....	4.6
Όριο διαρροής.....	0.240kN/mm ²
Όριο αστοχίας.....	0.400kN/mm ²
Το επίπεδο διάτμησης διέρχεται από το σπείρωμα το υ κοχλία	
Απόσταση από άκρο (e1).....	27.00mm
Απόσταση από άκρο (e2).....	37.00mm
Απόσταση μεταξύ των σειρών κοχλιών (p1).....	50.00mm

Απόσταση μεταξύ των κολονών κοχλιών (p2).....:	54.00mm
Αριθμός σειρών κοχλιών... ..:	3
Αριθμός κολονών κοχλιών.....:	1

ΑΠΟΤΜΗΣΕΙΣ

=====

Μήκος πάνω απότμησης.....:	62.00mm
Πλάτος πάνω απότμησης.....:	30.00mm
Μήκος κάτω απότμησης.....:	62.00mm
Πλάτος κάτω απότμησης.....:	6.00mm

ΑΠΟΣΤΑΣΕΙΣ

=====

Πάνω πέλμα δοκού & πέλμα κύριας δοκού (qbfcf) ..:	0.00mm
Δοκός από την κύρια δοκό/υποστύλωμα (qbc).....:	10.00mm

***** **

Α Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ **[aaaaaa]**

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

Τέμνουσα στην δεξιά δοκό.....:	33.900kN
--------------------------------	----------

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙ Α ΤΗΝ ΔΕΞΙΑ ΔΟΚΟ

ΑΝΤΟΧΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ

=====

* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών.....	94.08kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....:	24.16kN
Λόγος.....:	0.26

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κοχλία Fb.Rd.....:	41.06kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....:	12.08kN
Λόγος.....:	0.29

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

=====

Αντοχή σε σύνθλιψη άντ υγας κοχλία Fb.Rd.....:	24.22kN
Μέγιστη Δύναμη σε κοχλία.....:	24.16kN
Λόγος.....:	1.00

* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου σε δοκό {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....:	139.67kN
Διατμητική Δύναμη.....:	16.95kN
Λόγος.....:	0.12

* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης κορμού δοκού {6.5.2.2}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....:	131.55kN
Διατμητική Δύναμη.....:	33.90kN
Λόγος.....:	0.26

* Αντοχή σε διάτμηση δοκού {5.4.6}

=====

Αντοχή σε διάτμηση.....:	196.25kN
Διατμητική Δύναμη.....:	33.90kN
Λόγος.....:	0.17

* Αντοχή σε διάτμηση κοχλιών που συνδέουν γωνιακά σε κύρια δοκό {6.5.5}

Αντοχή σε δι άτμηση κοχλιών.....	47.04kN
Διατμητική Δύναμη.....:	8.48kN
Λόγος.....:	0.18

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.5}

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας.....	66.15kN
Διατμητική Δύναμη.....:	8.48kN
Λόγος.....:	0.13

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κύριας δοκού {6.5.5}

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας.....	76.07kN
Διατμητική Δύναμη.....:	8.48kN
Λόγος.....:	0.11

* Αντοχή σε διάτμηση λόγω απόσχισης γωνιακού συνδεδεμένου με κύρια δοκό {6.5.2.2}

Αντοχή σε διάτμηση.....:	176.25kN
Διατμητική Δύναμη.....:	16.95kN
Λόγος.....:	0.10

* Αντοχή σε τοπική διάτμηση κύριας δοκού {5.4.6}

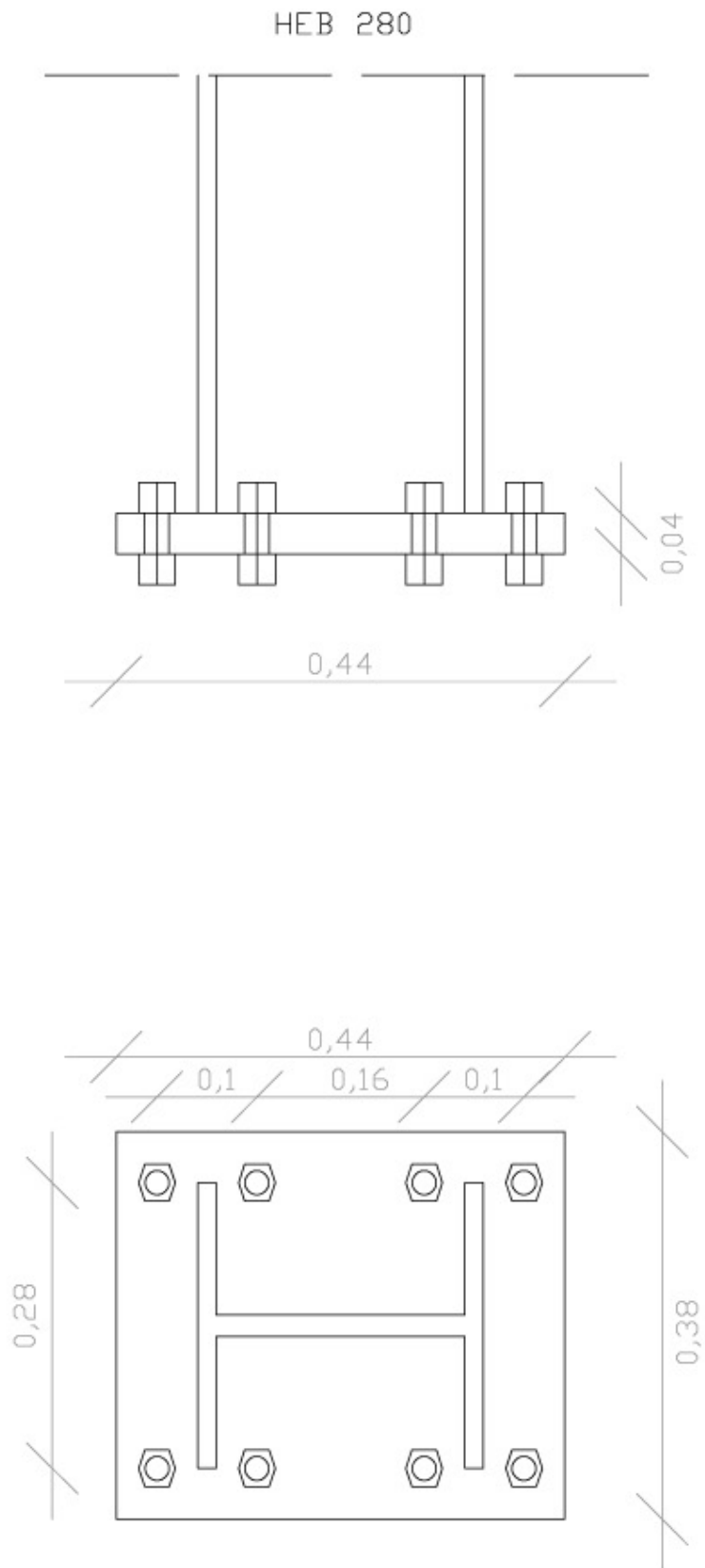
Αντοχή σε διάτμηση.....:	425.53kN
Διατμητική Δύναμη.....:	33.90kN
Λόγος.....:	0.08

Ο μεγαλύτερος λόγος παρατηρείται στον έλεγχο :

* Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας κορμού δοκού {6.5.5}

Λόγος.....:	1.00 < 1.00
Η αντοχή είναι.....	ΕΠΙΡΚΗΣ

5.4.3. Έδραση υποστυλώματος



ΜΟΝΑΔΕΣ

=====

Μήκος.....: [mm]
 Δύναμη.....: [kN]
 Γωνία.....: [deg]

ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

=====

Κανονισμός.....: ENV (1993-1-1)
 γ Mo.....: 1.10
 γ Mb (διάτμηση).....: 1.25
 γ Mb (εφελκυσμός).....: 1.25
 γ Mw.....: 1.25
 γ M2.....: 1.25

ΣΥΝΤΜΗΣΕΙΣ

=====

A.ΣΧ. = Αντοχή Σχεδιασμού

=====

ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ EC3

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΣΥΝΔΕΣΗΣ :

ΕΔΡΑΣΗ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΜΟΡΦΗΣ Η (ΠΑΚΤΩΣΗ)

Όνομα.....: edrasiupost

Περιγραφή.....:

=====

ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑ

=====

Διατομή.....: HEB280
 Ύψος (h).....: 280.00mm
 Πλάτος πέλματος (bf).....: 280.00mm
 Πάχος πέλματος (tf).....: 18.00mm
 Πάχος κορμού (tw).....: 10.50mm
 Ποιότητα υλικού.....: S235
 Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm2

ΠΛΑΚΑ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Πλευρά (hp).....: 440.00mm
 Πλευρά (bp).....: 380.00mm
 Πάχος (tp).....: 40.00mm
 Ποιότητα υλικού.....: S235
 Όριο διαρροής.....: 0.235kN/mm2
 Πάχος συγκόλλησης στον κορμό (aw).....: 10.00mm
 Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα (af).....: 10.00mm

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Ποιότητα.....: C30
 Θλιπτική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.02000kN/mm2
 Διατμητική αντοχή σχεδιασμού.....: 0.00135kN/mm2
 Μέτρο Ελαστικότητας.....: 32.00kN/mm2
 Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας γc.....: 1.5

ΑΓΚΥΡΙΑ (ΜΕ ΑΓΚΙΣΤΡΟ)

=====

Διάμετρος (d).....: 24.00mm
 Ποιότητα.....: 5.8
 Όριο διαρροής.....: 0.400kN/mm2
 Διάμετρος ράβδου αγκύρωσης.....: 36.00mm
 Διάμετρος αγκίστρου (D).....: 70.00mm
 Ευθύγραμμο μήκος αγκίστρου (l2).....: 50.00mm
 Μήκος αγκυρίου (H).....: 700.00mm

ΤΟΠΟΛΟΓΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Αριθμός αγκυρίων.....: 8
 Απόσταση s των αγκυρίων μεταξύ τους.....: 280.00mm

Απόσταση a2 αγκυρίων από πέλμα υποστυλώματος...: 40.00mm
 ΣΤΟΙΧΕΙΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Διατομή.....: 0.00mm
 Ύψος.....: 0.00mm

ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ

=====

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

A Π Ο Τ Ε Λ Ε Σ Μ Α Τ Α Φ Ο Ρ Τ Ι Σ Η Σ **[aaaaaa]**

ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ

=====

	Αξονική (NSd)	Τέμνουσα (VSd)	Ροπή (MSd)
Υποστύλωμα	677.50kN	111.10kN	192990.00kNmm

ΟΥΔΕΤΕΡΟΣ ΑΞΟΝΑΣ

=====

Απόσταση ουδ.άξονα από θλιβόμενο άκρο πλάκας γ0...: 184.81mm
 Αριθμός εφελκυσμένων αγκυρίων.....:4
 ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΛΙΠΤΙΚΗΣ ΤΑΣΗΣ ΣΤΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

=====

Αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση ακμής p_m: 0.02499kN/mm²
 Θλιπτική αντοχή σε συγκεντρωμένη πίεση.....: 0.02550kN/mm²
 Λόγος p_m/σ_{bc}: 0.98
 Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

=====

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη ανά αγκύριο N_j: 95.84kN
 Αντοχή διατομής αγκυρίου NRd.....: 112.96kN
 Λόγος N_j/NRd: 0.85
 Η διατομή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ
 Ικανότητα συνάφειας με σκυρόδεμα NRd.....: 105.15kN
 Λόγος N_j/NRd: 0.91
 Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΕΦΕΛΚΥΟΜΕΝΗΣ ΖΩΝΗΣ

=====

Μήκος ενεργού ζώνης εφελκυσμού πέλματος l_{eff}: 63.00mm
 Μέγιστη εφελκυστική δύναμη πέλματος.....: 191.67kN
 Αντοχή.....: 266.49kN
 Λόγος.....: 0.72
 Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΑΚΑΜΨΙΑΣ ΠΛΑΚΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ

=====

Απαιτούμενο ελάχιστο πάχος (t_p minimum).....: 31.00mm
 Το πάχος είναι ΕΠΑΡΚΕΣ ($t_p \geq t_p$ minimum)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΩΝ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

=====

Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης κορμού/πλάκας.....: 3.00mm
 Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ
 Ελάχιστο πάχος συγκόλλησης πέλματος/πλάκας.....: 8.00mm
 Η συγκόλληση είναι.....ΕΠΑΡΚΗΣ
 Ορθή τάση.....:
 0.21842kN/mm²
 Διατμητική τάση.....:
 0.05611kN/mm²
 Αντοχή.....:
 0.23500kN/mm²
 Λόγος.....: 0.93
 Η αντοχή είναι.....: ΕΠΑΡΚΗΣ

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΟΙΧΕΙΟΥ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Συνισταμένη θλιπτικής δράσης (F_c).....: 973.56kN
 Δεν απαιτείται στοιχείο διάτμησης (ισχύει $V < 0.3 \cdot F_c$)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σεισμοί θέτουν ένα ξεχωριστό τεχνικό πρόβλημα, αφού ένας δυνατός σεισμός αποτελεί τη δυσμενέστερη φόρτιση στην οποία είναι πιθανό να υποβληθούν οι περισσότερες κατασκευές, παρόλο που η πιθανότητα μιας δοσμένης κατασκευής να υποστεί ένα μεγάλο σεισμό είναι πολύ μικρή. Η βέλτιστη πρακτική προσέγγιση αυτού του συνδυασμού συνθηκών είναι να σχεδιαστεί η κατασκευή έτσι, ώστε να αποφύγει την κατάρρευση στην περίπτωση του πιο ισχυρού πιθανού σεισμού, εξασφαλίζοντας έτσι τις ανθρώπινες ζωές, αλλά επιτρέποντας ενδεχόμενες ζημιές, στη βάση του ότι είναι λιγότερο δαπανηρή η αποκατάσταση ή αντικατάσταση μικρού αριθμού κατασκευών που θα πληγούν από ένα πολύ μεγάλο σεισμό παρά να χτίζονται όλες οι κατασκευές τόσο ανθεκτικές ώστε να αποφεύγουν ακόμα και τις ζημιές.

Τα προβλήματα που εμπεριέχονται στην επαρκή αναπαράσταση της σεισμικής συμπεριφοράς κατά την ανάλυση της κατασκευής είναι πολυάριθμα, και πολλοί συνδυασμοί θα πρέπει να γίνουν ακόμα και στις πιο επιτηδευμένες αναλύσεις. Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά, η ένταση και η μετακίνηση/παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους. Η κατανόηση των δυναμικών χαρακτηριστικών απόκρισης των κατασκευών είναι ουσιώδης προκειμένου να αποκομίσουμε το μέγιστο όφελος, ακόμα και από την απλούστερη μέθοδο σεισμικής ανάλυσης. Οι πολλές μέθοδοι που υπάρχουν για τον γραμμικό υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών εμπίπτουν σε δύο διακεκριμένες κατηγορίες:

- Ανάλυση με ισοδύναμα στατικά φορτία
- Δυναμική ανάλυση.

Στην αντισεισμική μηχανική, η επιρροή της συμπεριφοράς του υλικού στην επιλογή της κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης αποτελεί πολύ σημαντικότερο θέμα απ'ότι στα προβλήματα της μη-σεισμικής μηχανικής. Το όλο πρόβλημα μπορεί να χωριστεί σε δύο κατηγορίες με βάση το αν η συμπεριφορά του υλικού χαρακτηρίζεται ως ψαθυρή ή όλκιμη, δηλαδή αν μπορεί να θεωρηθεί σαν γραμμικά ελαστική ή

ανελαστική. Τα υλικά της όλκιμης κατηγορίας είναι πίο ικανοποιητικά στην αντισεισμική συμπεριφορά από τα ψαθυρά λόγω της δυνατότητας ανελαστικής τους παραμόρφωσης, αλλά είναι για τον ίδιο λόγο λιγότερο βολικά στην ανάλυσή τους. Παρατηρώντας τον παρακάτω πίνακα μπορούμε να πούμε ότι για τις κανονικές χαλύβδινες κατασκευές οι μέθοδοι (4) και (5) μπορούν να θεωρηθούν ικανοποιητικές λόγω της υψηλής πλαστιμότητας του χάλυβα.

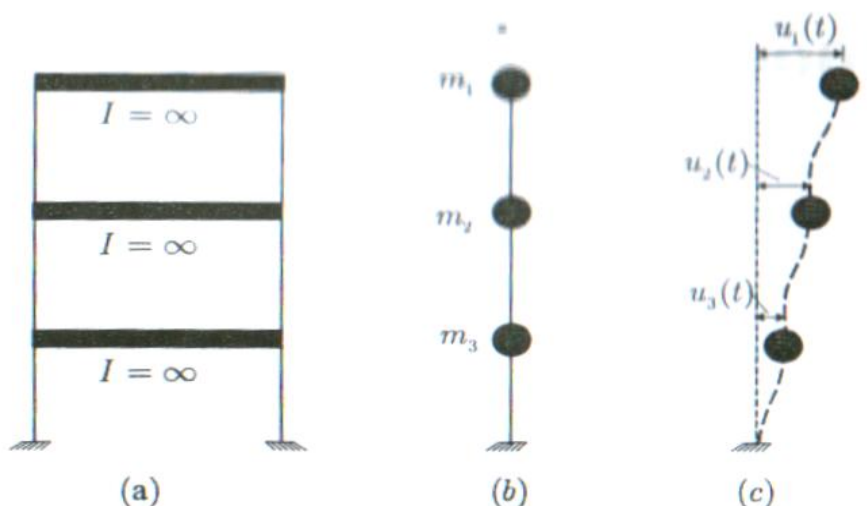
Πίνακας 5.3 Σεισμική ανάλυση και μέθοδοι σχεδιασμού

Συμπεριφορά ύλικου	Μέθοδος ανάλυσης	Σεισμική φόρτιση	Παραδοχές ύπολογισμού
	Ίσοδύναμη —στατική	Αδθαίρετα μειωμένη	(1) Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σνν τήν έπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
Γραμμικά έλαστική (ψαθυρή)	Γραμμική δυναμική	Αδθαίρετα μειωμένη	(2) Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σνν τήν έπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
		Πλήρης	(3) Συνολική άντοχή, σνν τήν έπιπρόσθετη συμβατική πλαστι- μότητα
	Ίσοδύναμη —στατική	Αδθαίρετα μειωμένη	(4) * Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σνν έπι- πρόσθετη αδθαίρετη πλαστιμό- τητα
Άνελαστική (πλάστιμη)	Γραμμική δυναμική	Αδθαίρετα μειωμένη	(5) * Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σνν έπι- πρόσθετη αδθαίρετη πλαστιμό- τητα
		Αδθαίρετα μειωμένη	(6) * Μέθοδος έπιτρεπομένων τάσεων ή συνολικής άντοχής, σνν προσεγγιστική ανάλυση για τις άπαιτήσεις πλαστιμότητας
	Πλήρης	(7) Κατασκευή προοριζόμενη να παραμείνει έλαστική, αλλά με έπι- πρόσθετη συμβατική πλαστιμό- τητα	
	Άνελαστική δυναμική	Πλήρης	(8) Άπαιτήσεις πλαστιμότητας που προκύπτουν από τις στροφές στις πλαστικές άρθρώσεις

* Οί πίο συνηθισμένες μέθοδοι

6.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΑΖΩΝ

Στις κατασκευές του Πολιτικού Μηχανικού η μάζα, ενώ είναι κατανεμημένη σε όλα τα μέλη τους, συχνά εμφανίζει συγκεντρώσεις σε ορισμένα σημεία ή περιοχές, στα κτίρια π.χ. η μάζα συγκεντρώνεται στις στάθμες των ορόφων, υιοθετείται δηλαδή η παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων τους. Αυτό επιτρέπει να περιγράψουμε την κίνηση του απειροβάθμιου συστήματος με πολυβάθμιο λαμβάνοντας ως συντεταγμένες της παραμόρφωσης τις συνιστώσες μετατοπίσεως των σημείων της κατασκευής που παρουσιάζουν συγκέντρωση των αδρανειακών χαρακτηριστικών τους (μαζών, ροπών αδρανείας). Στο σχήμα (α) φαίνεται ένα τριώροφο πλαίσιο του οποίου τα ζυγώματα είναι πρακτικά άκαμπτα. Στην κατασκευή αυτή οι μάζες είναι συγκεντρωμένες στις στάθμες των ορόφων. Επομένως μπορούμε να την προσεγγίσουμε με το μοντέλο του σχήματος (β). Στο σχήμα (γ) φαίνεται το μοντέλο σε κίνηση.



Συνεπώς, κάνοντας την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών υιοθετούμε για το φορέα ένα μοντέλο που απέχει αρκετά από τη πραγματικότητα και, επιπλέον, θεωρώντας πως τα φορτία επιβάλλονται ως στατικά (θεώρηση που γίνεται στην Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο) απομακρυνόμαστε αρκετά από το να περιγράψουμε το φυσικό φαινόμενο του σεισμού και τις συνέπειες αυτού όπως έχουν στην πράξη.

Το υποπρόγραμμα STAR2 του SOFISTIK είναι αυτό με το οποίο, αφού εισάγουμε τα είδη, τις τιμές των φορτίσεων και τα στοιχεία στα οποία ασκούνται, πραγματοποιείται η στατική επίλυση του κτιρίου.

Αρχικά κάναμε μια ξεχωριστή επίλυση στο υποπρόγραμμα STAR2 λαμβάνοντας υπόψη μόνο τα μόνιμα και τα κινητά φορτία του εκάστοτε κτιρίου σε σεισμικό συνδυασμό $G+0.3*Q$. Η βασική λογική της διαδικασίας ήταν να μετατραπούν τα κατακόρυφα αυτά φορτία σε επικόμβιες δράσεις PZ και αφού διαιρεθούν με την επιτάχυνση της βαρύτητας $g=9.81\text{m/sec}^2$ ώστε να γίνουν μάζες, να εισαχθούν ως επικόμβιες μεταφορικές μάζες και κατά τις τρεις διευθύνσεις MX , MY , MZ σε κάθε αστήρικτο κόμβο του χωρικού μας μοντέλου στο DYNA.

Από το αρχείο αποτελεσμάτων του SOFISTIK παρουσιάζουμε τις επικόμβιες μάζες που προέκυψαν από τον παραπάνω συνδυασμό κατακορύφων δράσεων για **ΣΕΙΣΜΟ ΚΑΤΑ X-X, Y-Y, Z-Z:**

SUM OF MASSES			
	TMX[t]	TMY[t]	TMZ[t]
total	348.570	348.570	348.570
activ	210.540	210.540	210.540

6.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

6.3.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

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 ΕΑΚ2000. 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 μεταξύ 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 $\Phi_d(T)$.

Το υποπρόγραμμα **DYNA** του SOFISTIK είναι αυτό με το οποίο πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση του κτιρίου. Το πρόγραμμα προσφέρει πολλές

δυνατότητες παραμετροποίησης και διεκπεραιώνει δυναμική ανάλυση με φάσμα ή με χρονοϊστορίες.

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]**. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρώσων ιδιομορφικών μαζών ΣΜ φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας Μ του συστήματος (ΕΑΚ2000). Συνολική ταλαντούμενη μάζα είναι η μάζα άνωθεν της διεπιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτίρια με υπόγειο η παραπάνω διεπιφάνεια λαμβάνεται στην οροφή του υπογείου. Δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο $T \geq 0,20 \text{ sec}$ λαμβάνονται πάντοτε υπόψη. Ο αριθμός των απαιτούμενων ιδιομορφικών μαζών προσδιορίστηκε κάνοντας επάλληλες δοκιμές και αυξάνοντας κάθε φορά τον αριθμό των απαιτούμενων ιδιομορφών και τρέχοντας το DYNA. Μετά από πολλές δοκιμές καταλήξαμε στον **απαιτούμενο αριθμό ιδιομορφών** για τον οποίο το ποσοστό των ιδιομορφικών μαζών ήταν πάνω από το 90% των δρώσων ιδιομορφικών μαζών.

6.3.2 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος δεν απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση, προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος), η οποία όμως ενισχύεται κατάλληλα ώστε τα προκύπτοντα αποτελέσματα να βρίσκονται προς την πλευρά της ασφαλείας. 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.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου οι δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού εκλέγονται παράλληλα προς τις κύριες διευθύνσεις του κτιρίου και χρησιμοποιείται πάντοτε το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$. Η μέθοδος εφαρμόζεται στις παρακάτω περιπτώσεις:

α) Κανονικά κτίρια μέχρι 10 ορόφους.

β) Μη κανονικά κτίρια μέχρι 5 ορόφους με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Εξαιρούνται τα κτίρια σπουδαιότητας Σ_4 άνω των δύο ορόφων σε οποιαδήποτε σεισμική ζώνη και τα κτίρια σπουδαιότητας Σ_3 άνω των δύο ορόφων στις σεισμικές ζώνες III και IV.

Ένα κτίριο θα λέγεται κανονικό, όταν ικανοποιεί τις παρακάτω συνθήκες:

α) Τα πατώματα λειτουργούν ως απαραμόρφωτα διαφράγματα μέσα στο επίπεδό τους. Η λειτουργία αυτή, αν δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος, θεωρείται ότι δεν είναι εξασφαλισμένη σε επιμήκη ορθογωνικά κτίρια (ή τμήματα κτιρίων) με λόγο πλευρών μεγαλύτερο του 4, καθώς επίσης και σε κτίρια με κενά που υπερβαίνουν το 35% της κάτοψης του ορόφου.

β) Η αύξηση ή μείωση $\Delta K_i = K_{i+1} - K_i$ της σχετικής δυσκαμψίας K_i ενός ορόφου σε κάθε οριζόντια διεύθυνση δεν υπερβαίνει τις τιμές $0,35 K_i$ και $0,50 K_i$, αντίστοιχα. Η δυσκαμψία ενός ορόφου σε μία διεύθυνση θα λαμβάνεται ως το άθροισμα των σχετικών δυσκαμψιών EI/h των κατακόρυφων στοιχείων του ορόφου.

γ) Η αύξηση ή μείωση $\Delta M_i = M_{i+1} - M_i$ της μάζας M_i ενός ορόφου δεν υπερβαίνει τις τιμές $0,35 M_i$ και $0,50 M_i$, αντίστοιχα. Από τον έλεγχο του κριτηρίου αυτού εξαιρείται ο ανώτατος όροφος και τυχόν απόληξη κλιμακοστασίου.

Η ισοδύναμη στατική μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί **αξιόπιστα** για τον υπολογισμό μιας κατασκευής μόνο όταν για την κατασκευή αυτή:

α) Η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης είναι κυρίως μεταφορική (δηλαδή οι στρεπτικές ταλαντώσεις της κατασκευής είναι περιορισμένες). Η προϋπόθεση αυτή στοχεύει στην εξαίρεση από το πεδίο εφαρμογής των « στρεπτικώς ευαίσθητων» κτιρίων, διότι με την υπόψη απλοποιημένη μέθοδο ανάλυσης δεν είναι εύκολη η αξιόπιστη προσέγγιση της απόκρισης των εύστρεπτων κτιρίων. Γι' αυτά επιβάλλεται η εφαρμογή της Δυναμικής Φασματικής Μεθόδου.

β) Η θεμελιώδης ιδιομορφή ταλάντωσης δεσπόζει (δηλαδή οι ανώτερες ιδιομορφές ταλάντωσης συνεισφέρουν λίγο στην συνολική ταλάντωση). Απλοποιημένη φασματική ανάλυση σημαίνει ότι από τις πολλές ιδιομορφές ταλάντωσης απομονώνουμε την πρώτη και θεωρούμε απλά ότι το κτίριο ταλαντώνεται σύμφωνα με αυτήν. Επομένως αν η πρώτη ιδιομορφή δεν δεσπόζει, αν έχει μικρή συμμετοχή στην συνολική ταλάντωση, τότε η μέθοδος είναι αναξιόπιστη.

Για την εφαρμογή της ισοδύναμης στατικής μεθόδου, υπολογίστηκαν οι 30 πρώτες ιδιομορφές κάθε κτιρίου και βρέθηκαν οι θεμελιώδεις, με κριτήριο το μέγιστο ποσοστό συμμετοχής μάζας

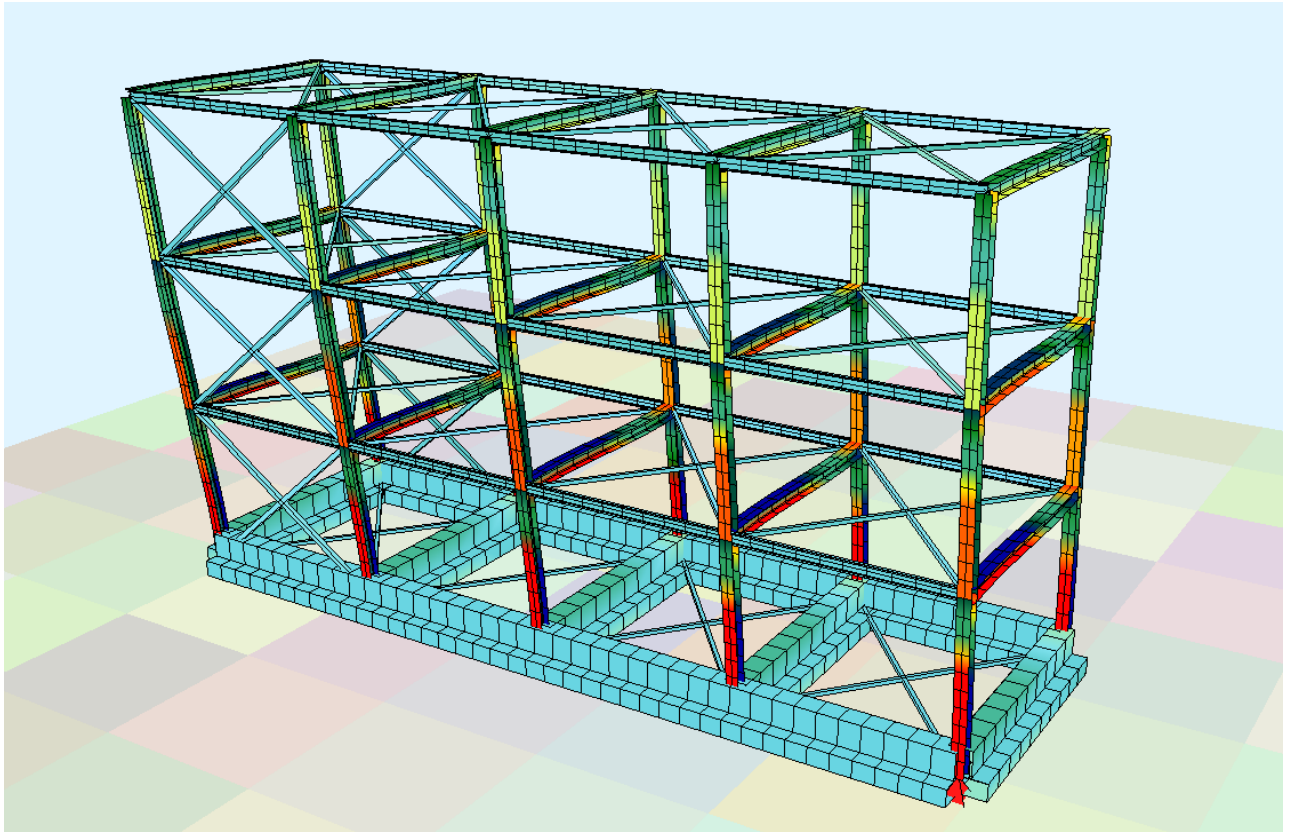
Η συνολική οριζόντια δύναμη V_o εφαρμόζεται στην κατασκευή σύμφωνα με έναν απλό νόμο που περιγράφει την κατακόρυφη κατανομή της. Για ένα κτίριο, η κατανομή αυτή αποτελείται από συγκεντρωμένα οριζόντια φορτία εφαρμοσμένα σε κάθε συγκεντρωμένη μάζα και στις περισσότερες περιπτώσεις στα επίπεδα των ορόφων.

Για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου το συνολικό μέγεθος των σεισμικών φορτίων (τέμνουσα βάση) υπολογίστηκε από την παρακάτω σχέση του ΕΑΚ2000:

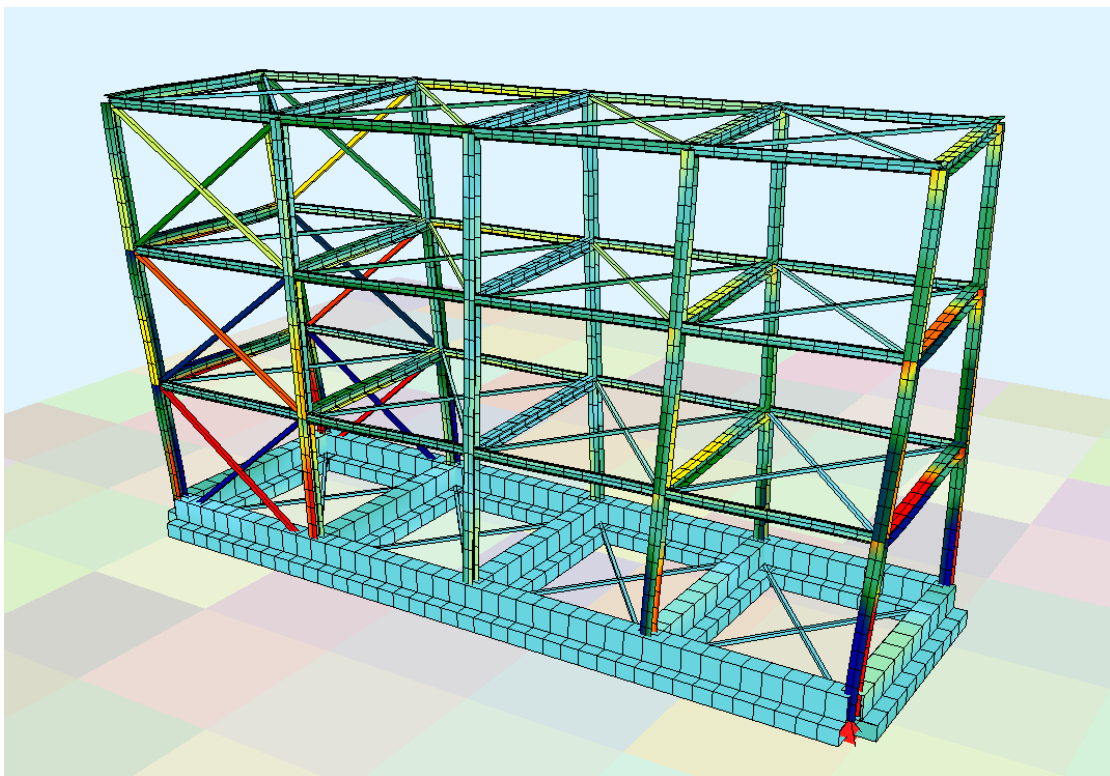
$$V_o = M \cdot \Phi_d(T)$$

όπου M είναι η συνολική ταλαντούμενη μάζα της κατασκευής,

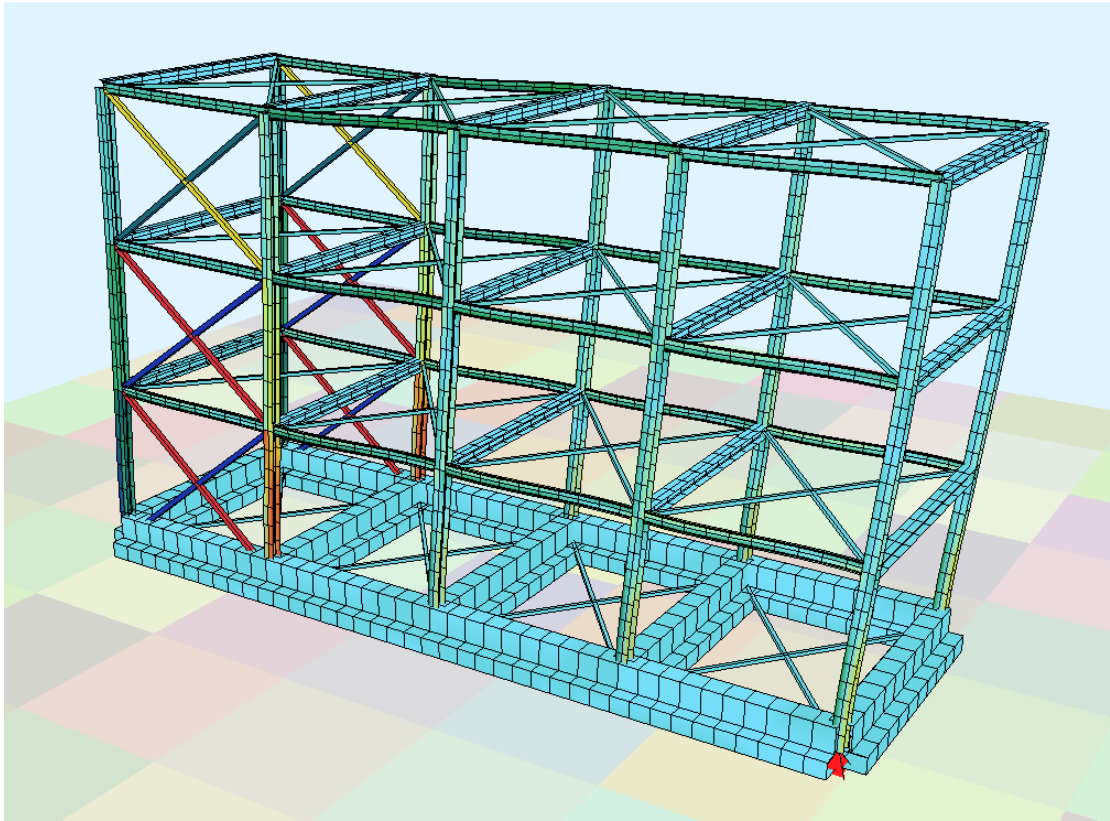
$\Phi_d(T)$ είναι η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, όπως προέκυψε από την επίλυση στο Κεφάλαιο 3 και T είναι η θεμελιώδης ασύζευκτη ιδιοπερίοδος μεταφορικής ταλάντωσης κατά την θεωρούμενη κύρια διεύθυνση του κτιρίου.



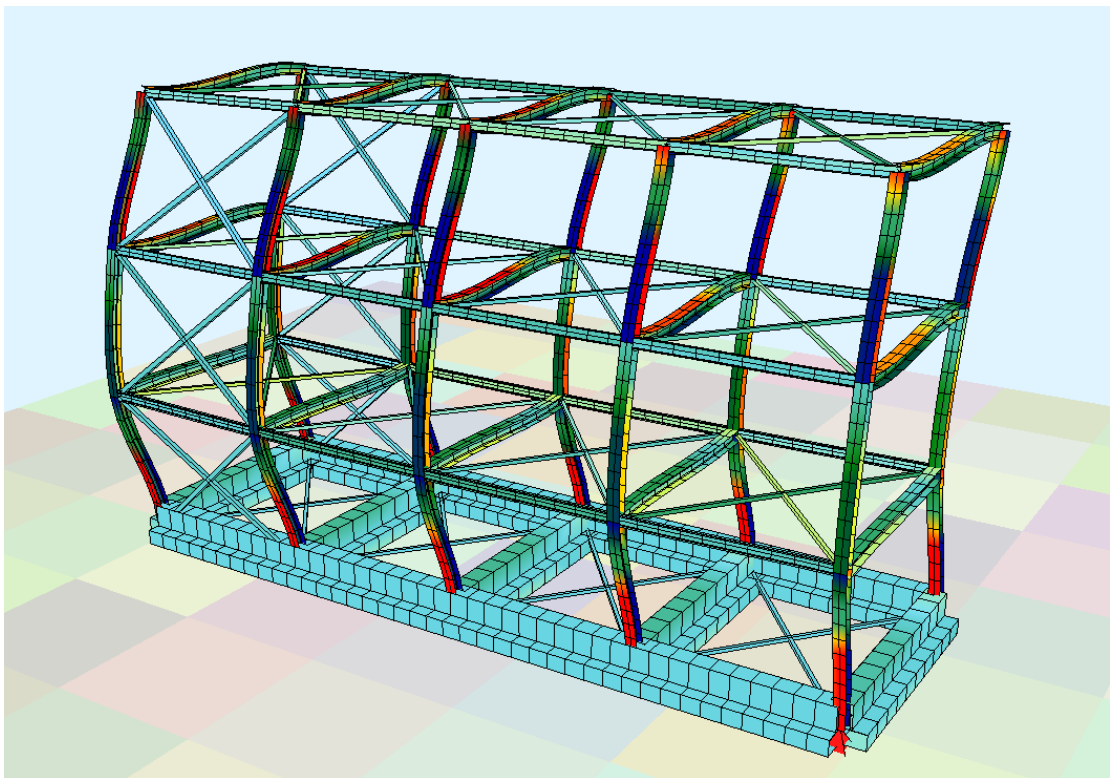
Σχήμα 6.1: θεμελιώδης ιδιομορφή κατά χ , $T=0,63s$



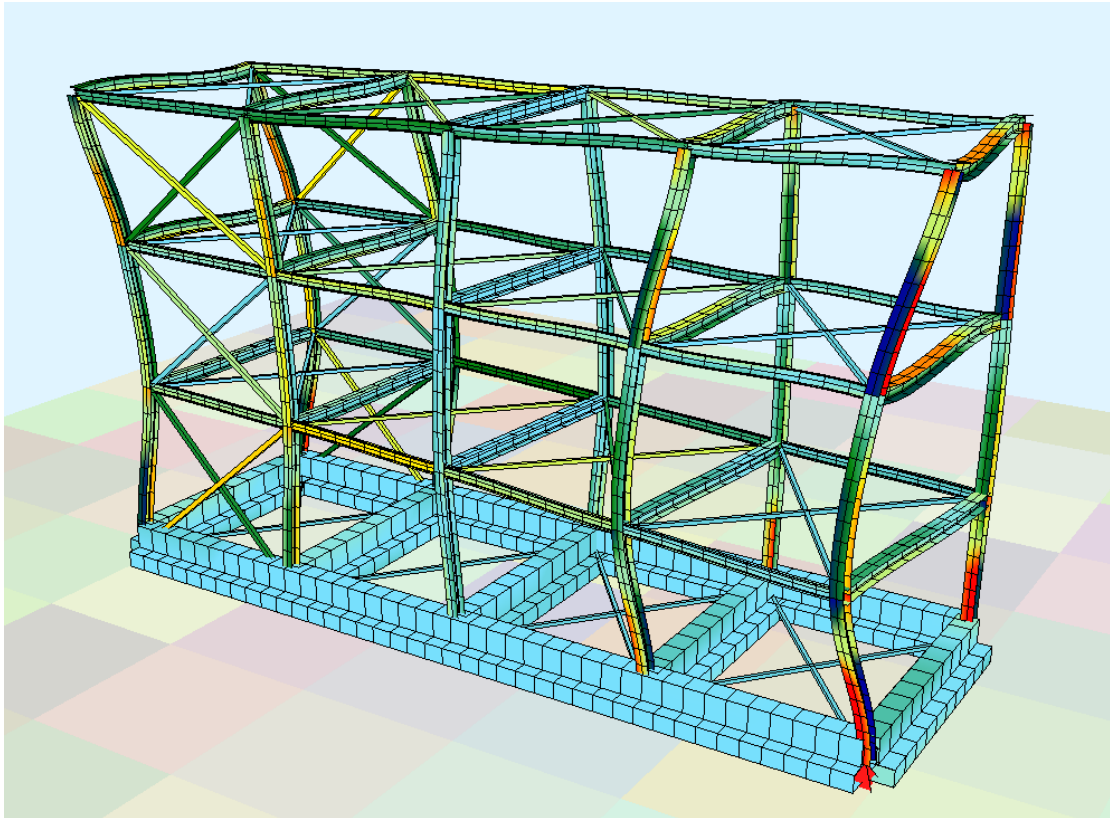
Σχήμα 6.2: Δεύτερη ιδιομορφή στρωφική $T=0,45s$



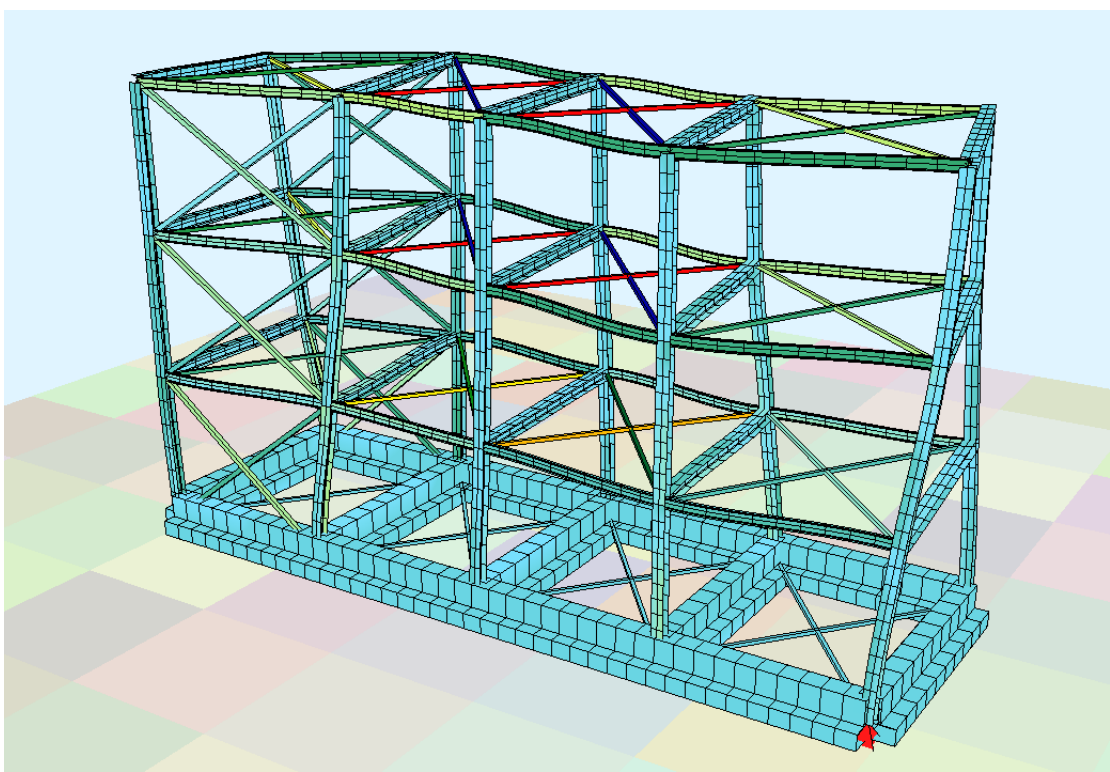
Σχήμα 6.3: Τρίτη ιδιομορφή: μετακίνηση κατά y $T=0,29s$



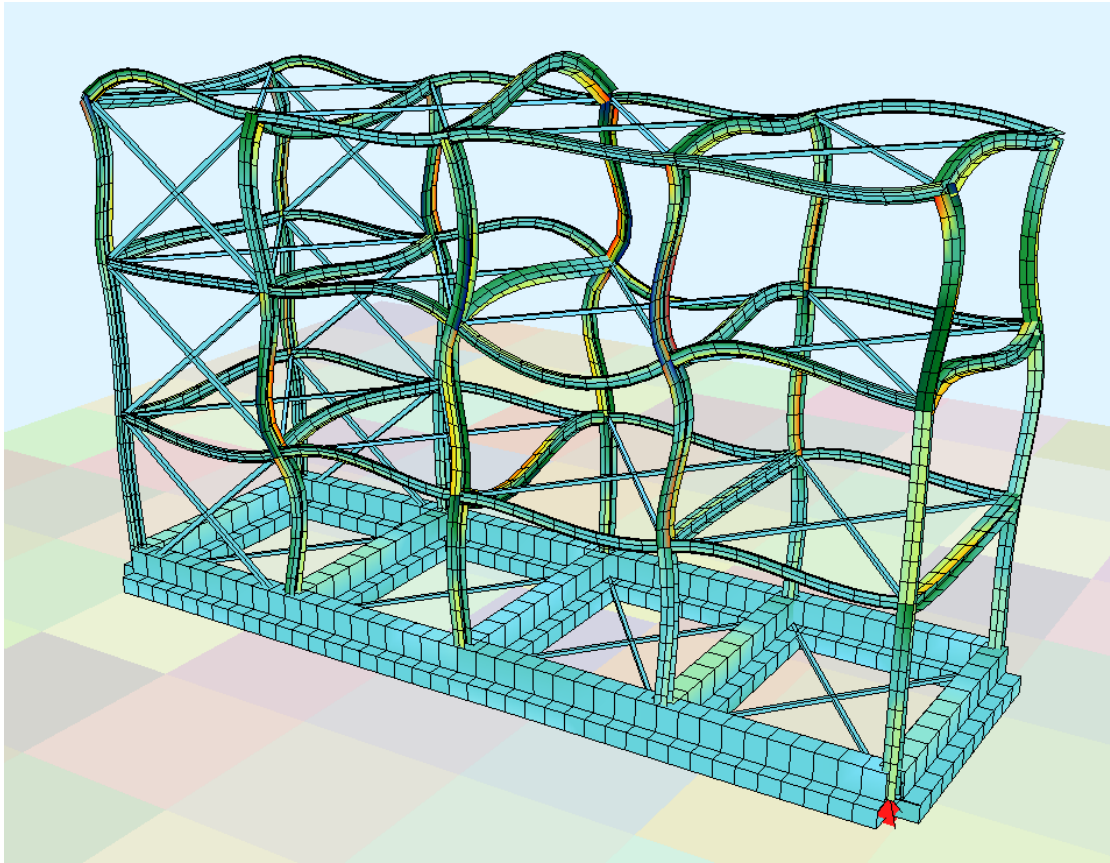
Σχήμα 6.4: Τέταρτη ιδιομορφή, $T=0,197s$



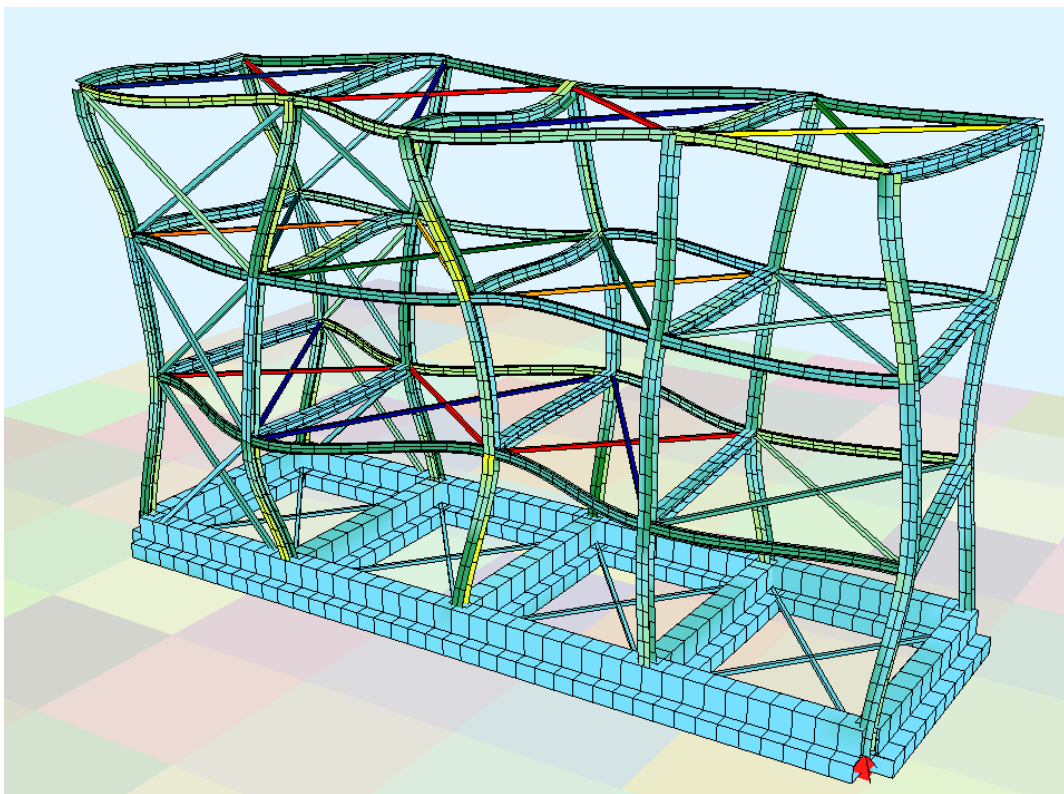
Σχήμα 6.5: Πέμπτη ιδιομορφή, $T=0,16s$



Σχήμα 6.6: Έκτη ιδιομορφή, $T=0,12s$



Σχήμα 6.7: Έβδομη ιδιομορφή, $T=0,11s$



Σχήμα 6.8: Ογδοη ιδιομορφή, $T=0,1s$

6.4 Η ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΩΣ Η ΚΑΛΥΤΕΡΗ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΤΟΥ ΦΑΙΝΟΜΕΝΟΥ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ

Οι διαφοροποιήσεις που προκύπτουν από τις δυο επιλύσεις είναι αναμενόμενες καθώς μια βασική ιδιαιτερότητα των απαιτήσεων των μεθόδων ισοδύναμων στατικών φορτίων αποτελεί το γεγονός ότι οι υπολογιζόμενες σεισμικές δυνάμεις είναι σημαντικά μικρότερες από αυτές που πραγματικά εξασκούνται κατά τον πιθανό μέγιστο σεισμό της θεωρούμενης περιοχής. Οι δυνάμεις αυτές υπολογισμένες στη βάση μιας πιο ορθολογικής δυναμικής ανάλυσης βασισμένης σε μία πραγματική σεισμική διέγερση, μπορεί να είναι ακόμα και δέκα φορές μεγαλύτερες από αυτές που προκύπτουν από τις δυνάμεις ισοδύναμων στατικών φορτίων των κανονισμών. Το γεγονός αυτό έχει «αιτιολογηθεί» με το επιχείρημα ότι οι προκύπτουσες διαφορές των δυνάμεων, αναλαμβάνονται από την πλαστική συμπεριφορά της κατασκευής η οποία θα πρέπει να διαθέτει ιδιαίτερη πλαστιμότητα, για το λόγο δε αυτό ορισμένοι κανονισμοί περιέχουν ειδικές απαιτήσεις πλαστιμότητας. Επιπλέον, στη δυναμική ανάλυση γίνεται τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφών σε αντίθεση με την ισοδύναμη στατική ανάλυση όπου η επίλυση πραγματοποιείται μόνο με τη θεμελιώδη ιδιομορφή.

Η καλύτερη δυνατή επιστημονική προσέγγιση του φαινομένου του σεισμού και των δράσεων αυτού επί των κατασκευών, είναι η θεώρηση των τελευταίων ως συνεχή συστήματα και η μελέτη τους μέσω δυναμικής ανάλυσης, η οποία θα λαμβάνει υπόψη της τις ελαστοπλαστικές ιδιότητες του υλικού, όπου και όταν αυτές εμφανίζονται. Πρόκειται, δηλαδή, για Δυναμική Ανάλυση των Συνεχών Συστημάτων, με θεώρηση ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του υλικού, η οποία περιγράφει το φαινόμενο του σεισμού και την απόκριση των κατασκευών όπως συμβαίνει στην πράξη. Η μέθοδος αυτή δίνει τα πιο ακριβή αποτελέσματα, είναι όμως εξαιρετικά επίπονη και χρονοβόρα

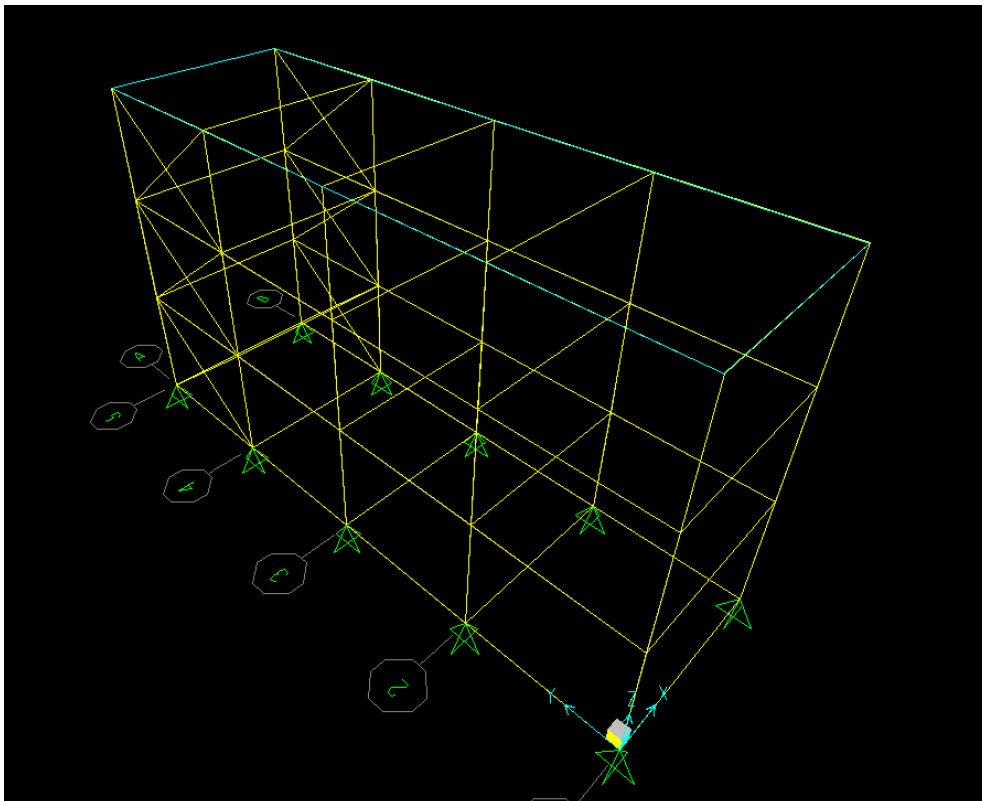
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

7.1 Μέσο ανάλυσης SAP2000

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε είναι το SAP2000. Σκοπός της ανάλυσης αυτής είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων των δυο μεθόδων, της δυναμικής φασματικής με την δυναμική ανάλυση με χρήση χρονοϊστορίας.

7.2 Μοντελοποίηση κατασκευής

Αρχικά προσομοιώθηκε ο σκελετός του κτιρίου, υποστυλώματα και δοκοί, τα όποια προσομοιώθηκαν ως γραμμικά στοιχεία.. Η θεμελίωση της κατασκευής προσομοιώθηκε με πλήρεις πακτώσεις καθώς όλη η κατασκευή στηρίζεται σε μια τελείωση από σκυρόδεμα (πεδιλοδοκούς). Οι κομβοί κάθε στάθμης είναι εξαρτημένοι μεταξύ τους ως προς την ορίζοντα μετατόπιση τους ώστε να προσομοιώνεται η διαφραγματική λειτουργία των πλακών.

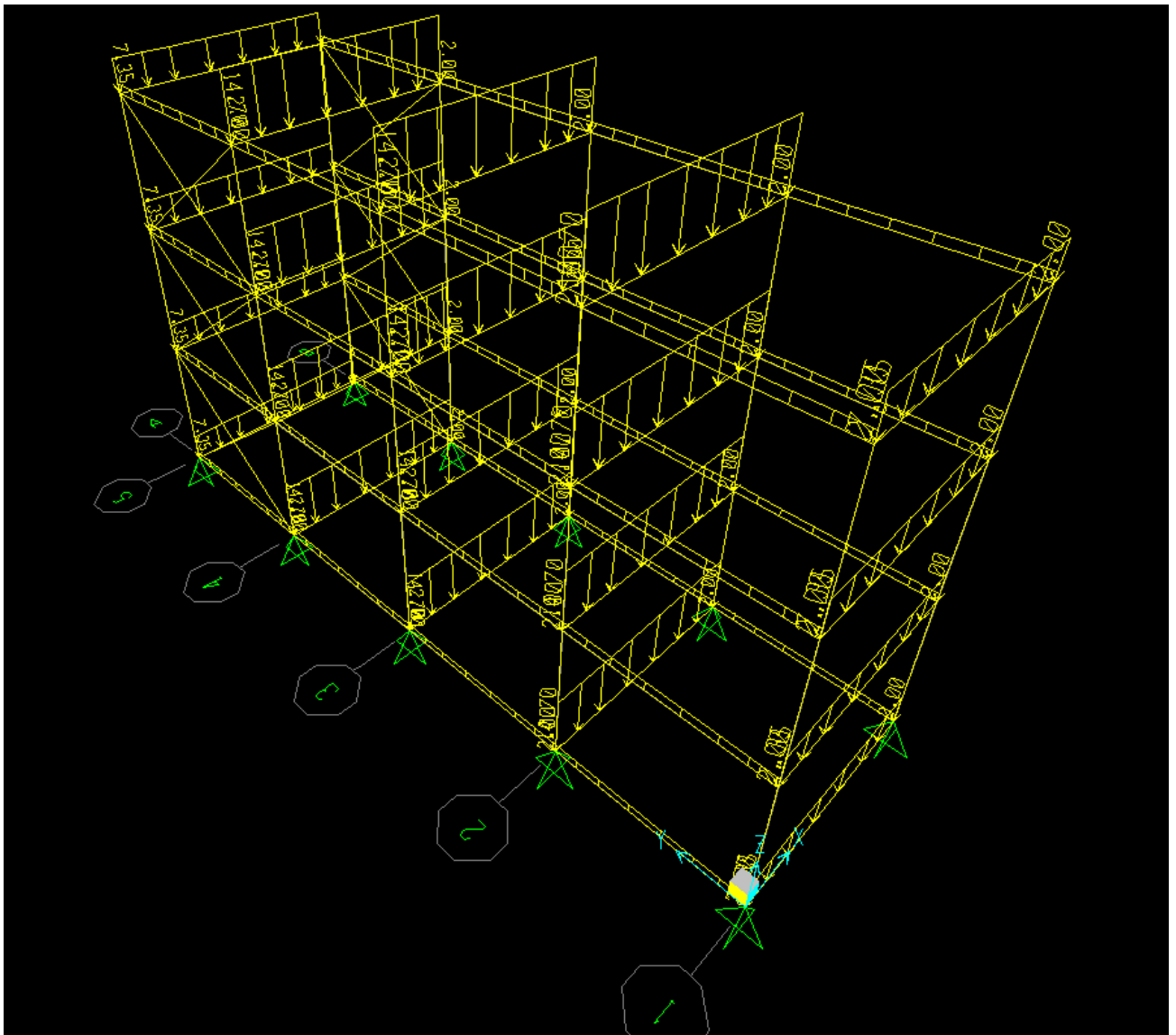


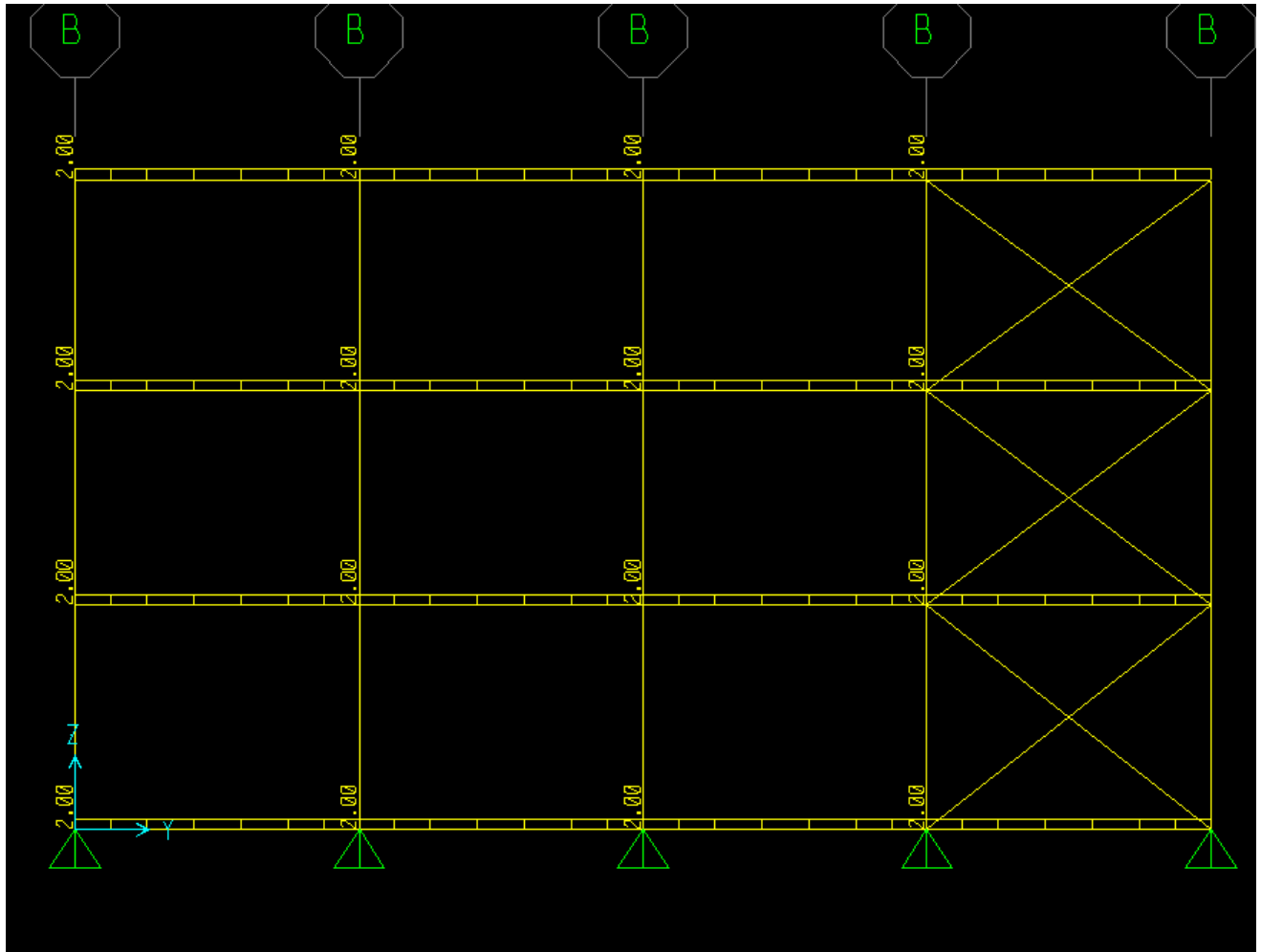
7.3 Φορτίσεις

Τα φόρτια που τοποθέτηκαν ήταν ίδια με αυτά στο πρόγραμμα sofistic που αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 3.

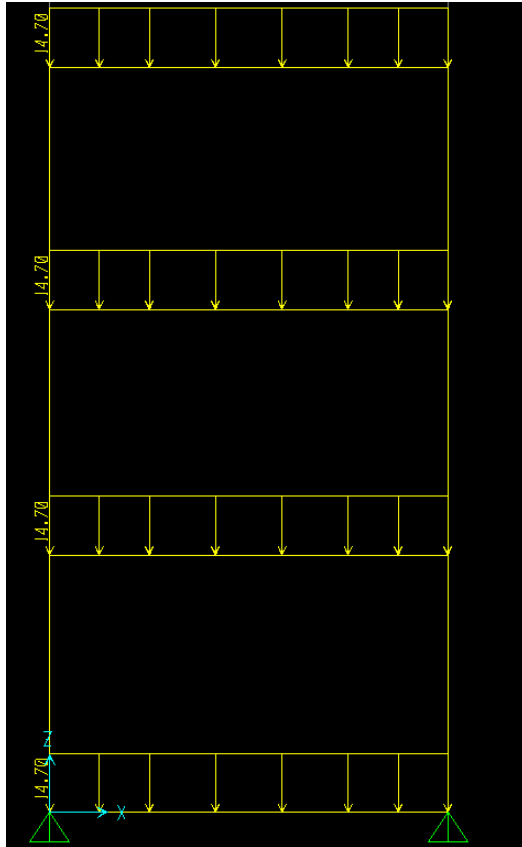
Παρατίθενται οι γραφικές απεικονίσεις των φορτίσεων στο SAP 2000.

7.3.1. Μόνιμα φόρτια

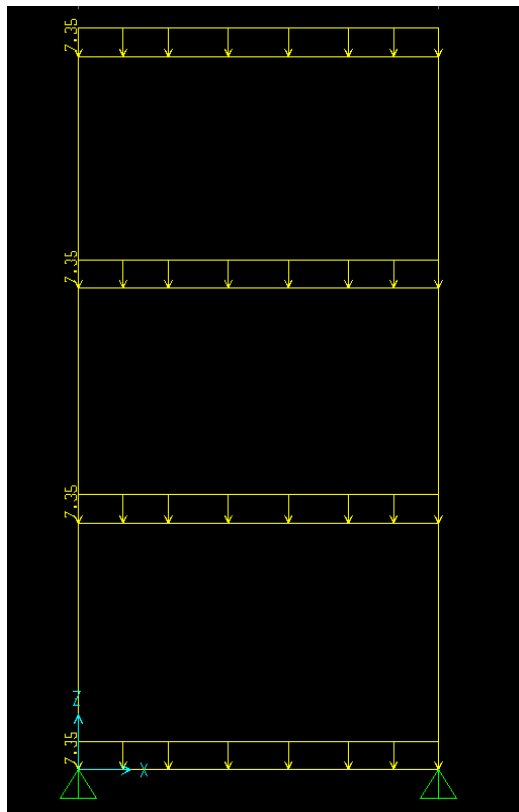




Όψη yz

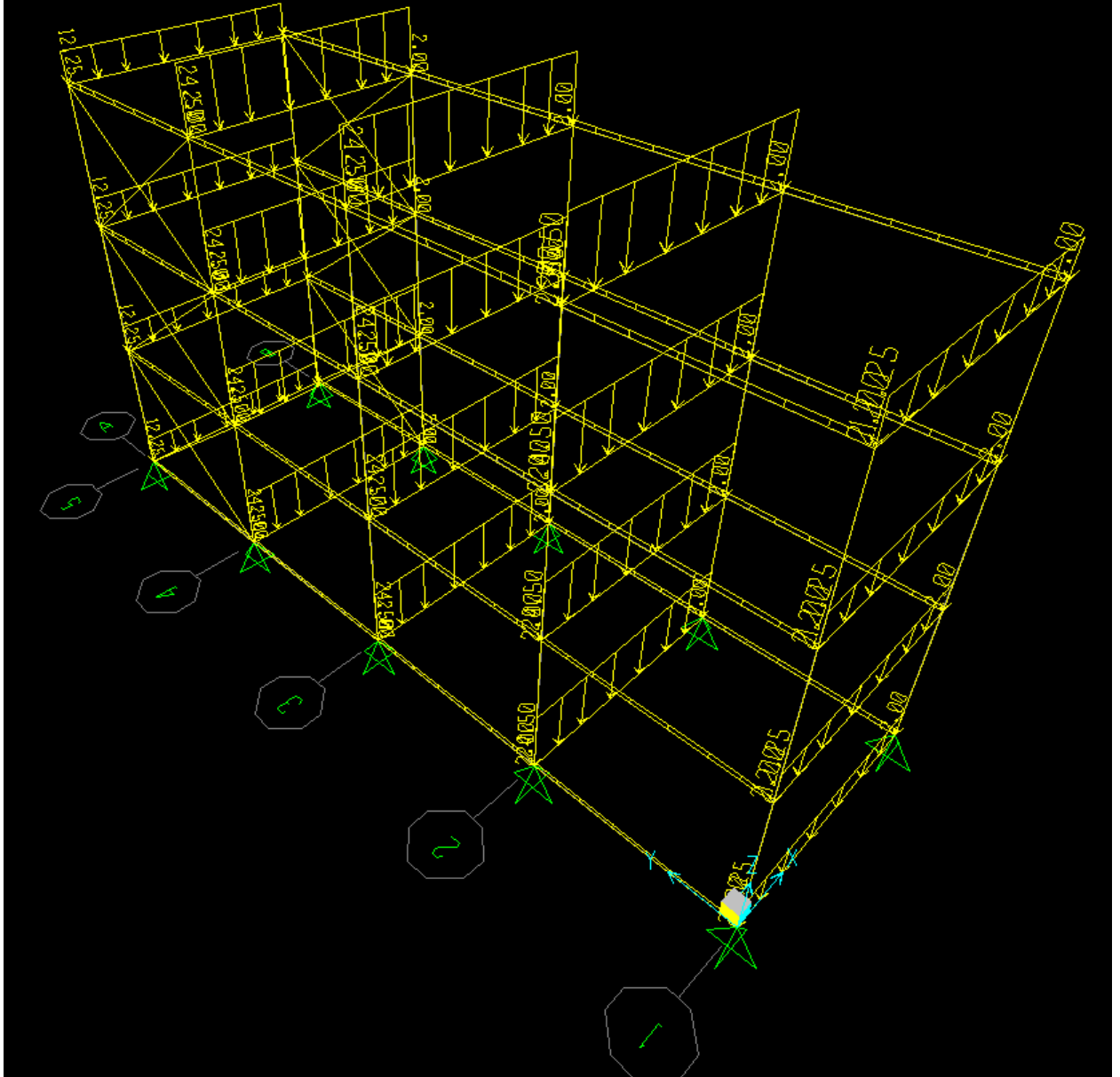


Χz εσωτερικών δοκών

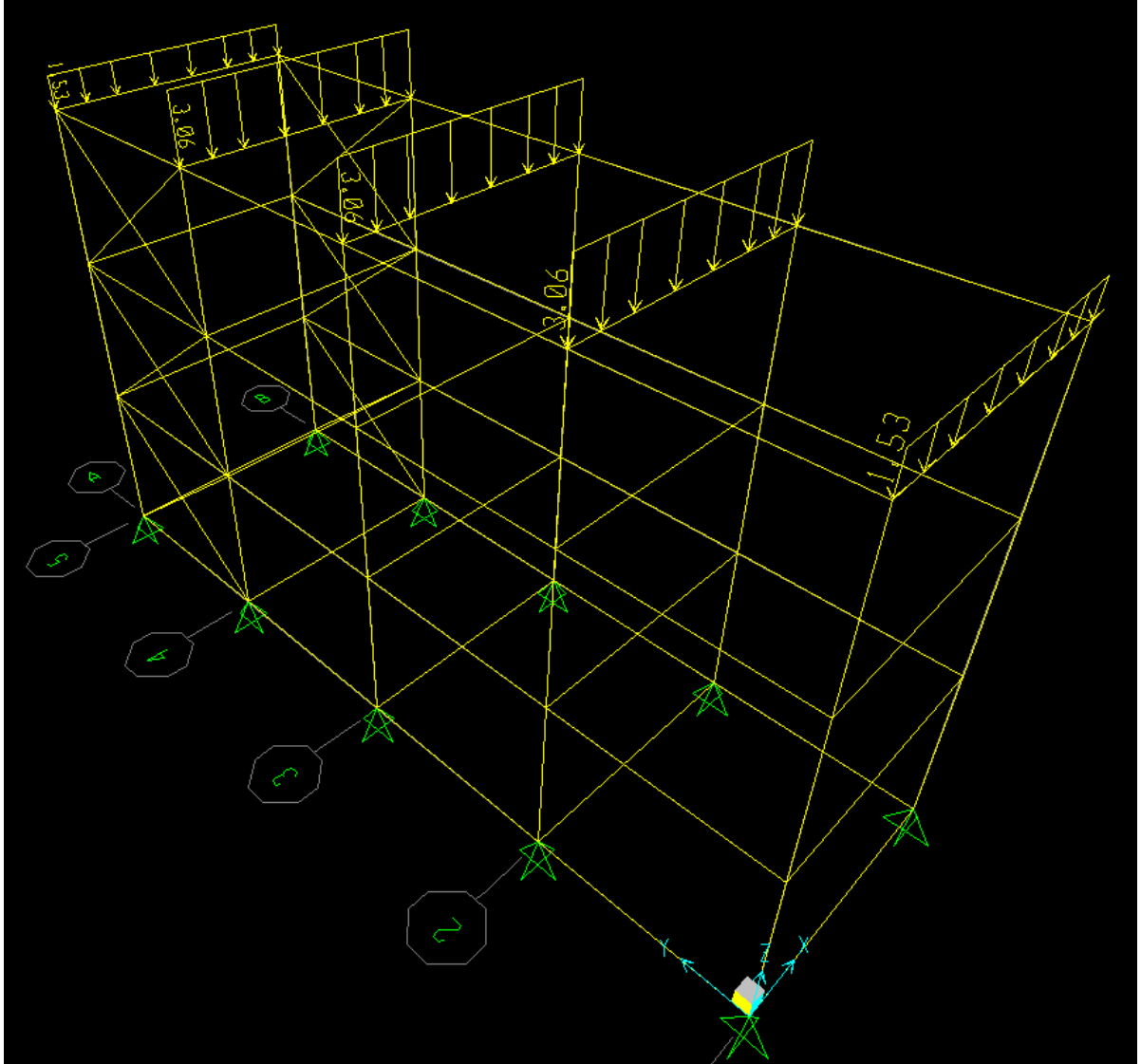


Χz εξωτερικών δοκών

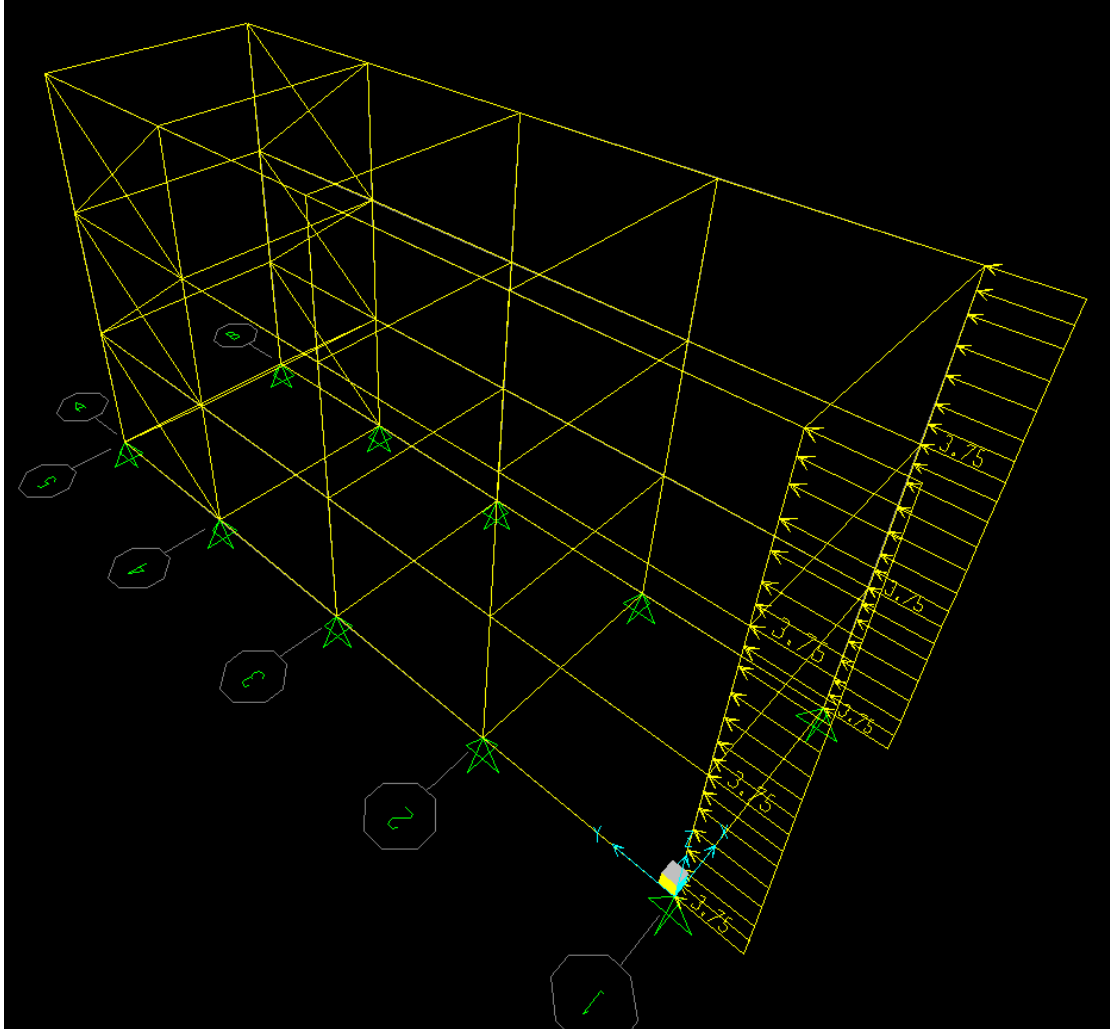
7.3.2 Κινητά φόρτια



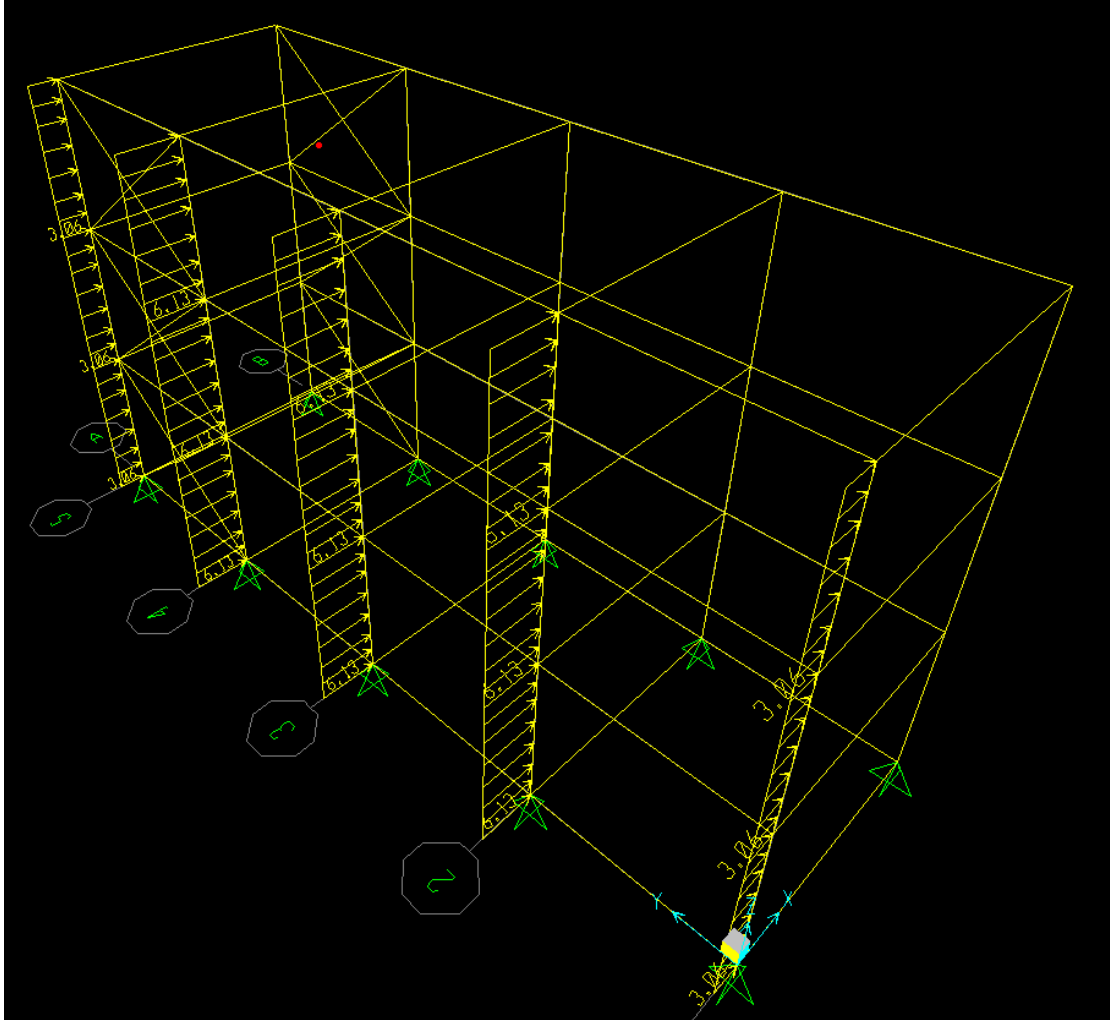
7.3.3 Φόρτια χιονιού



7.3.4 Άνεμος χ

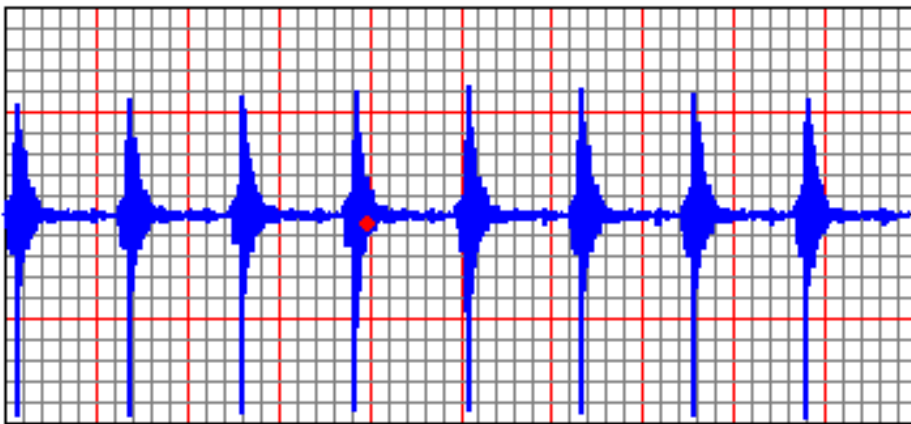


7.3.5. Άνεμος y

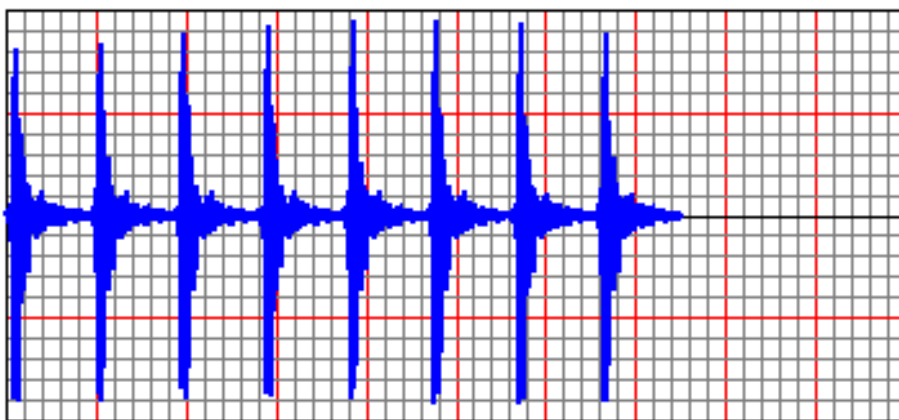


7.3.6 Σεισμικές δυνάμεις

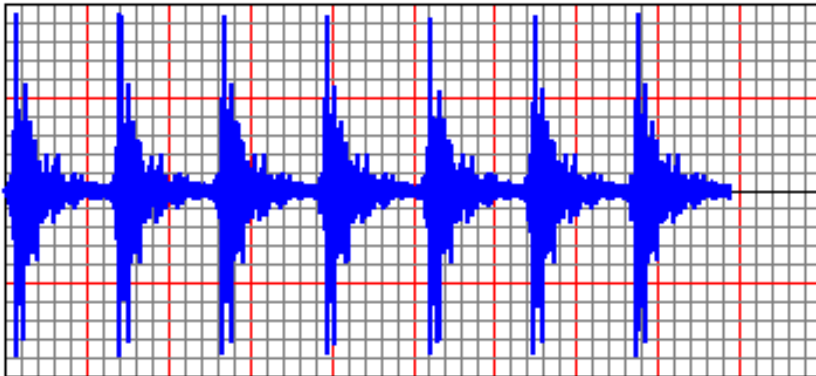
Για την σεισμική ανάλυση της κατασκευής, σε αντίθεση με το SOFISTIC τοποθέτηκαν στο πρόγραμμα τα επιταχυνσιογραφήματα 5 σεισμών, στο Αίγιο, στη Καλαμάτα, στη Κόρινθο και δυο στη Λευκάδα(1955,2003). Παρατίθενται παρακάτω για κάθε σεισμό.



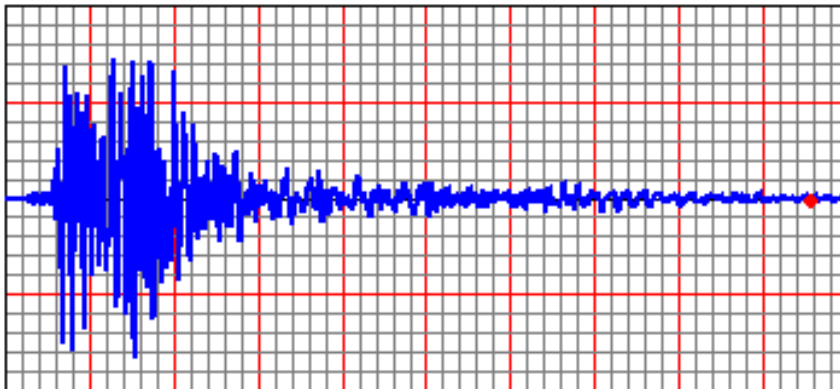
Αίγιο



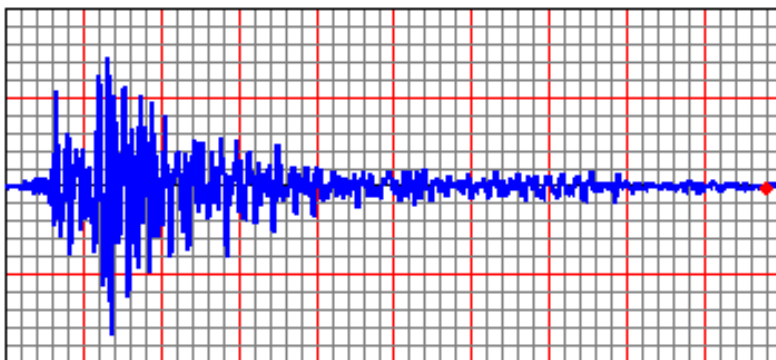
Καλαμάτα



Κόρινθος



Λευκάδα 1



Λευκάδα 2

7.4 Συνδυασμοί φορτίσεων

Προκειμένου να ελέγχει η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού.

Στη παρούσα εργασία οι συνδυασμοί φορτίσεων που επιλέχτηκαν για την επίλυση είναι οι εξής:

1.Οριακή Κατάσταση Αστοχίας-Δυσμενής συνδυασμός

$$1,35 G + 1,5 (Q + 0,5 S + 0,6 A_x)$$

$$1,35 G + 1,5 (Q + 0,5 S + 0,6 A_y)$$

$$1,35 G + 1,5 (0,7 Q + S + 0,6 A_x)$$

$$1,35 G + 1,5 (0,7 Q + S + 0,6 A_y)$$

$$1,35 G + 1,5 (0,7 Q + 0,5 S + A_x)$$

$$1,35 G + 1,5 (0,7 Q + 0,5 S + A_y)$$

$$1,00 G$$

1 Σεισμικοί συνδυασμοί

$$G + 0,3 Q \pm E_x \pm 0,3 E_y$$

όπου:

G: μόνιμα φορτία

Q: κινητά

S: χιόνι

A_x: άνεμος κατά χ

A_y: άνεμος κατά y

E_x: σεισμός κατά χ

E_y: σεισμός κατά y

Από τα παραπάνω, για τα τους προαναφερθείς σεισμούς, πρόεκυψαν συνολικά 47 διαφορετικοί συνδυασμοί φορτίσεων.

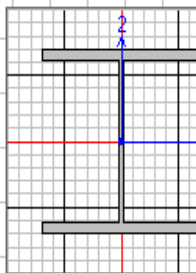
7.5 Αποτελέσματα

7.5.1 Αποτελέσματα χωρίς σεισμό

Τα αποτελέσματα χωρίς την επίδραση του σεισμού διαφέρουν πολύ από ότι χωρίς. Παρατίθενται εδώ τα αποτελέσματα για τις δυσμενέστερες ράβδους του φορέα.

Για τα υποστυλώματα:

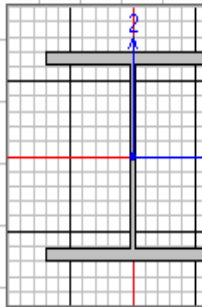
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units	KN, m, C
Combo : COMB6								
Units : KN, m, C								
Frame	: 26	Design Sect:	HE280B					
X Mid	: 6.000	Design Type:	Column					
Y Mid	: 14.700	Frame Type :	Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 1.940	Sect Class :	Class 1					
Length	: 3.880	Major Axis :	0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000					
Area	: 0.013	SMajor	: 0.001	rMajor	: 0.121	AUMajor	: 0.003	
IMajor	: 1.927E-04	SMinor	: 4.711E-04	rMinor	: 0.071	AUMinor	: 0.008	
IMinor	: 6.595E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 7.180E-04	Fy	: 235000.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location		P	M33	M22	U2	U3	T	
0.000		-482.732	245.340	-0.599	123.091	-0.384	1.649E-04	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(5.5.4)	0.935	= 0.250	+ 0.682	+ 0.003	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor			
Axial	-482.732	1930.223	3078.500	2732.009	1930.223			
MOMENT DESIGN								
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity				
Major Moment	245.340	360.490	360.490	344.729				
Minor Moment	-0.599	168.730	168.730					
	K Factor	L Factor	k Factor	kIt Factor	C1 Factor			
Major Moment	1.446	1.000	0.899	0.958	2.700			
Minor Moment	1.470	1.000	0.775					
SHEAR DESIGN								
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	123.091	398.891	0.309	OK	0.000			
Minor Shear	0.384	1139.689	0.000	OK	0.000			



EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK

Combo : COMB6
Units : KN, m, C

Frame : 4 Design Sect: HE280B
X Mid : 0.000 Design Type: Column
Y Mid : 4.900 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 1.940 Sect Class : Class 1
Length : 3.880 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0.000 RLLF : 1.000



Area : 0.013 SMajor : 0.001 rMajor : 0.121 AUMajor: 0.003
IMajor : 1.927E-04 SMinor : 4.711E-04 rMinor : 0.071 AUMinor: 0.000
IMinor : 6.595E-05 ZMajor : 0.002 E : 210000000.00
Ixy : 0.000 ZMinor : 7.180E-04 Fy : 235000.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.000	-491.915	213.951	-0.367	105.079	-0.156	1.649E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0.857	= 0.255	+ 0.600	+ 0.002	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	-491.915	1930.223	3078.500	2732.009	1930.223

MOMENT DESIGN

	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	213.951	360.490	360.490	344.729
Minor Moment	-0.367	168.730	168.730	

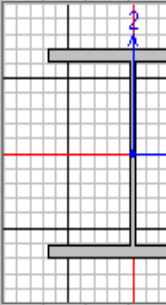
	K Factor	L Factor	k Factor	kl Factor	C1 Factor
Major Moment	1.446	1.000	0.951	0.967	2.700
Minor Moment	1.470	1.000	0.771		

SHEAR DESIGN

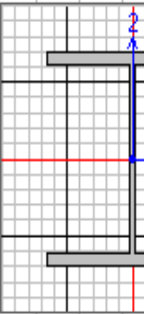
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	105.079	398.891	0.263	OK	0.000
Minor Shear	0.156	1139.689	0.000	OK	0.000

Για τις κύριες δοκούς:

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units	KN,
Combo : COMB2								
Units : KN, m, C								
Frame	: 43	Design Sect: HE320B						
X Mid	: 3.000	Design Type: Beam						
Y Mid	: 9.800	Frame Type : Moment Resisting Frame						
Z Mid	: 11.230	Sect Class : Class 1						
Length	: 6.000	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc	: 0.000	RLLF : 1.000						
Area	: 0.016	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.138	AUMajor	: 0.004	
IMajor	: 3.082E-04	SMinor	: 6.159E-04	rMinor	: 0.076	AUMinor	: 0.010	
IMinor	: 9.239E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 9.390E-04	Fy	: 235000.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location		P	M33	M22	U2	U3	T	
0.000		0.000	-125.740	0.000	-181.870	0.000	2.941E-06	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(5.5.4)	0.283	= 0.000	+ 0.283	+ 0.000	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor			
Axial	0.000	2402.352	3783.500	3408.071	2402.352			
MOMENT DESIGN								
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity				
Major Moment	-125.740	505.015	505.015	443.604				
Minor Moment	0.000	220.665	220.665					
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor			
Major Moment	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000			
Minor Moment	1.000	1.000	1.000					
SHEAR DESIGN								
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	181.870	499.293	0.364	OK	0.000			
Minor Shear	0.000	1390.692	0.000	OK	0.000			

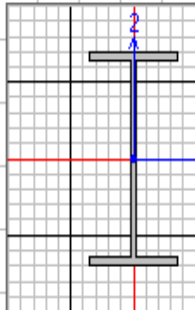


EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units	KN
Combo : COMB6								
Units : KN, m, C								
Frame	: 45	Design Sect:	HE320B					
X Mid	: 3.000	Design Type:	Beam					
Y Mid	: 9.800	Frame Type :	Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 3.880	Sect Class :	Class 1					
Length	: 6.000	Major Axis :	0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 6.000	RLLF	: 1.000					
Area	: 0.016	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.138	AUMajor	: 0.004	
IMajor	: 3.082E-04	SMinor	: 6.159E-04	rMinor	: 0.076	AUMinor	: 0.010	
IMinor	: 9.239E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 9.390E-04	Fy	: 235000.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location		P	M33	M22	U2	U3	T	
6.000		0.000	-227.428	0.000	179.514	0.000	-1.087E-04	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check		
(5.5.4)	0.481	= 0.000	+ 0.481	+ 0.000	0.950	OK		
AXIAL FORCE DESIGN								
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor			
Axial	0.000	2402.352	3783.500	3408.071	2402.352			
MOMENT DESIGN								
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity				
Major Moment	-227.428	505.015	505.015	472.856				
Minor Moment	0.000	220.665	220.665					
	K Factor	L Factor	k Factor	kl Factor	C1 Factor			
Major Moment	1.000	1.000	1.000	1.000	1.876			
Minor Moment	1.000	1.000	1.000					
SHEAR DESIGN								
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion			
Major Shear	179.514	499.293	0.360	OK	0.000			
Minor Shear	0.000	1390.692	0.000	OK	0.000			



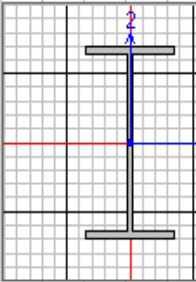
Για τις δευτέρουσες δοκούς:

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							Units	KN, m, C
Combo : COMB2								
Units : KN, m, C								
Frame	: 72	Design Sect:	IPE240					
X Mid	: 6.000	Design Type:	Beam					
Y Mid	: 7.350	Frame Type :	Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 11.230	Sect Class :	Class 1					
Length	: 4.900	Major Axis :	0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000					
Area	: 0.004	SMajor	: 3.243E-04	rMajor	: 0.100	AUMajor	: 0.001	
IMajor	: 3.892E-05	SMinor	: 4.733E-05	rMinor	: 0.027	AUMinor	: 0.002	
IMinor	: 2.840E-06	ZMajor	: 3.670E-04	E	: 210000000.00			
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 7.390E-05	Fy	: 235000.000			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS								
Location	0.000	P	0.000	M33	-12.342	M22	0.000	
				U2	-15.016	U3	0.000	
				T	0.000			
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO								
Governing Equation	(5.5.4)	Total Ratio	0.274	P Ratio	0.000	MMajor Ratio	0.274	
				MMinor Ratio	0.000	Ratio Limit	0.950	
				Status Check	OK			
AXIAL FORCE DESIGN								
		Fc or Ft Force	0.000	Nc.Rd Capacity	203.892	Nt.Rd Capacity	918.850	
Axial				Nb33.Rd Major	842.575	Nb22.Rd Minor	203.892	
MOMENT DESIGN								
		M.Sd Moment	-12.342	Mc.Rd Capacity	86.245	Mv.Rd Capacity	86.245	
Major Moment				Mb.Rd Capacity	44.962			
Minor Moment		0.000			17.367			
		K Factor	1.000	L Factor	1.000	k Factor	1.000	
Major Moment				kl Factor	1.000	C1 Factor	1.000	
Minor Moment		1.000			1.000			
SHEAR DESIGN								
		U.Sd Force	15.016	U.Rd Capacity	201.888	Stress Ratio	0.074	
Major Shear				Status Check	OK	Tu Torsion	0.000	
Minor Shear		0.000			OK		0.000	



EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK
 Combo : COMB2
 Units : KN, m, C

Frame : 70 Design Sect: IPE240
 X Mid : 0.000 Design Type: Beam
 Y Mid : 12.250 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 11.230 Sect Class : Class 1
 Length : 4.900 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 4.900 RLLF : 1.000



Area : 0.004 SMajor : 3.243E-04 rMajor : 0.100 AUMajor: 0.001
 IMajor : 3.892E-05 SMinor : 4.733E-05 rMinor : 0.027 AUMinor: 0.002
 IMinor : 2.840E-06 ZMajor : 3.670E-04 E : 210000000.00
 Ixy : 0.000 ZMinor : 7.390E-05 Fy : 235000.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
4.900	0.000	-12.898	0.000	15.198	0.000	-4.073E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0.281	= 0.000	+ 0.281	+ 0.000	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor
Axial	0.000	203.892	918.850	842.575	203.892

MOMENT DESIGN

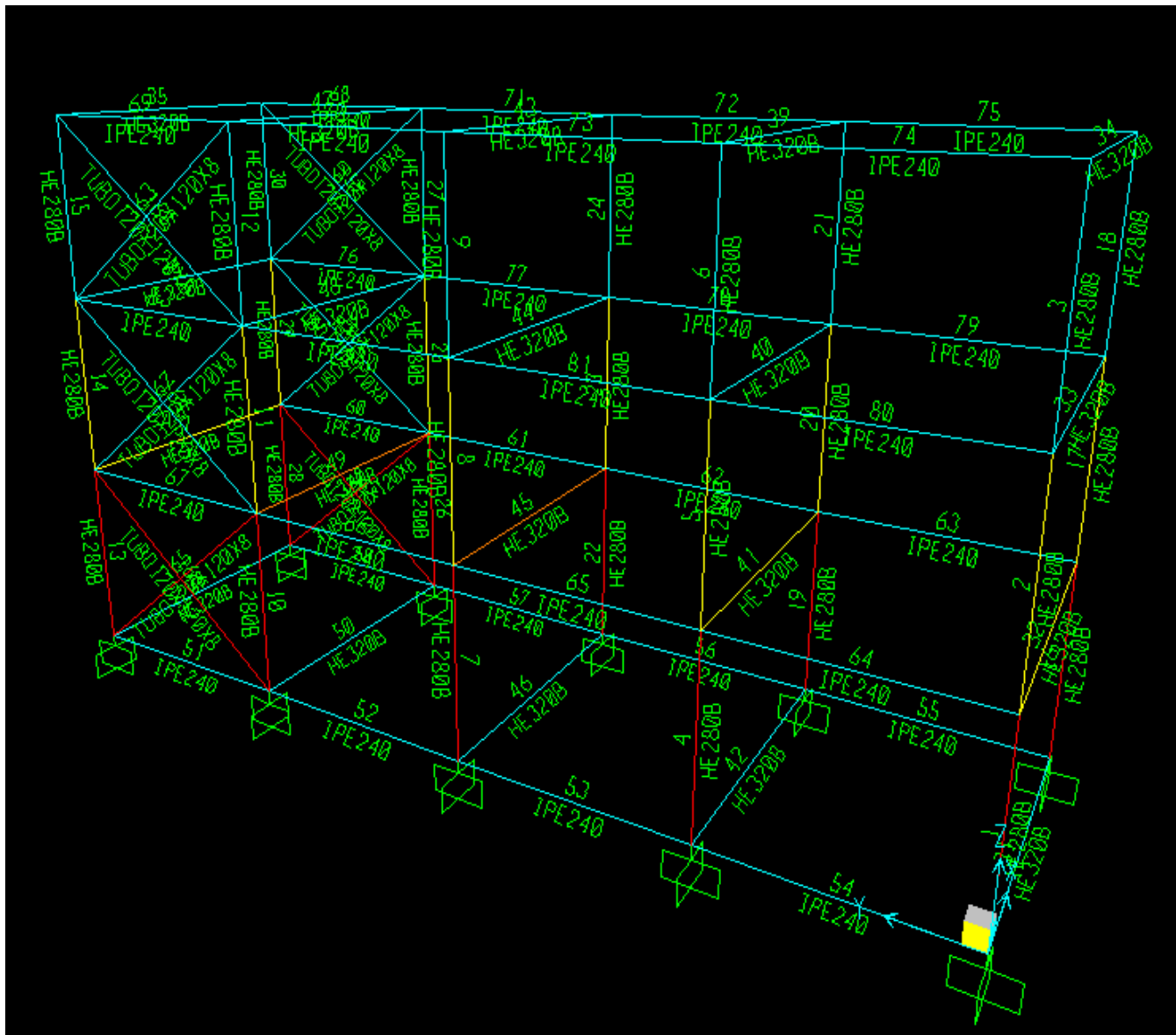
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity
Major Moment	-12.898	86.245	86.245	45.870
Minor Moment	0.000	17.367	17.367	

	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor
Major Moment	1.000	1.000	1.000	1.000	1.037
Minor Moment	1.000	1.000	1.000		

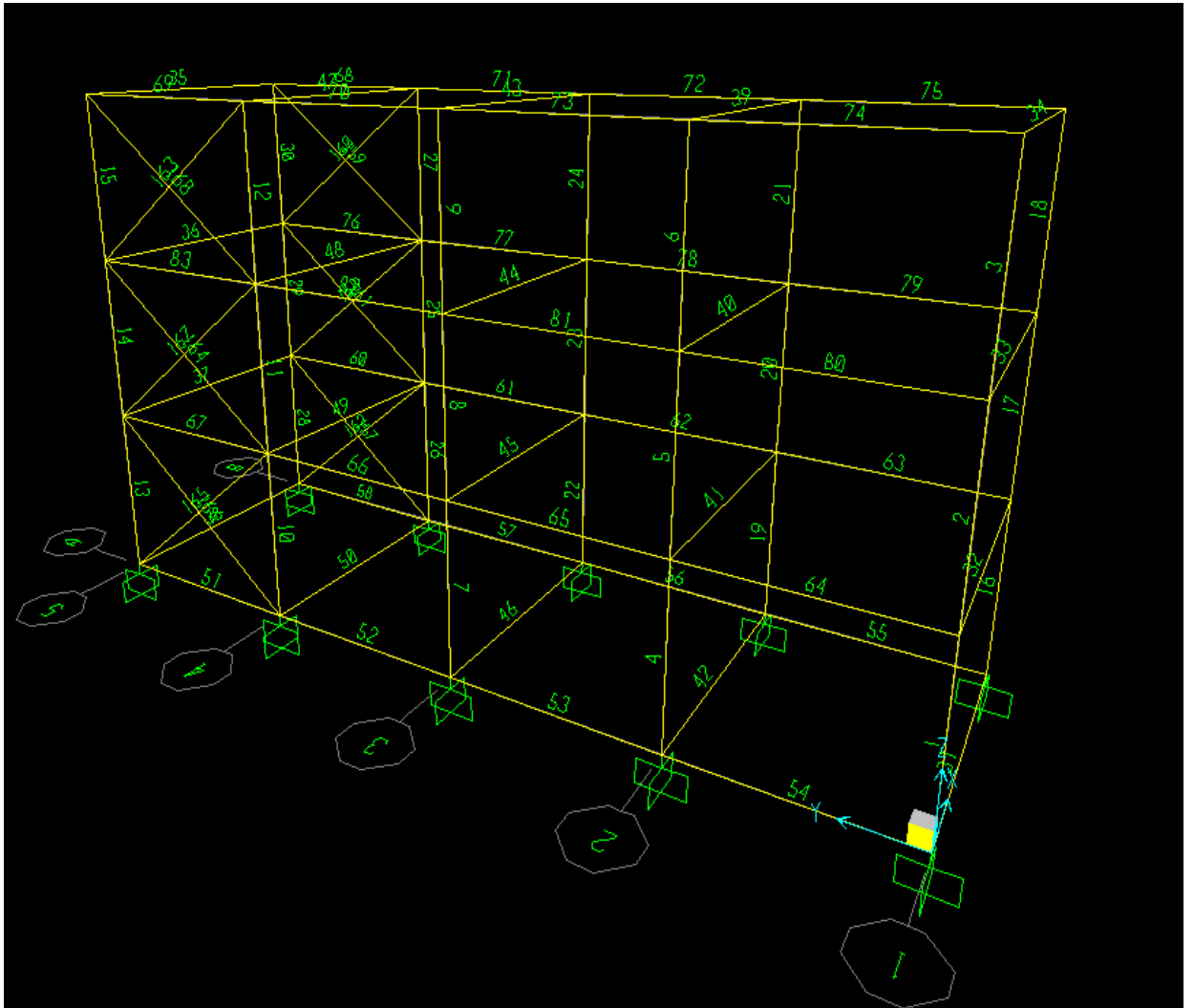
SHEAR DESIGN

	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	15.198	201.888	0.075	OK	0.000
Minor Shear	0.000	265.928	0.000	OK	0.000

7.5.2 Αποτελέσματα με σεισμό:



Από το παραπάνω σχήμα παρατηρούμε ότι ενώ οι κύριες δοκοί και οι δευτερεύουσες επαρκούν παντού, τα υποστυλώματα του ισογείου καθώς και μερικές από τους αντιανέμιους συνδέσμους κρίνονται ανεπαρκή. Τα δυσμενέστερα αποτελέσματα για κάθε διατομή παρουσιάζονται παρακάτω.



Υποστυλώματα:

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: COMB11						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 22	Design Sect:	HE280B				
X Mid	: 6.000	Design Type:	Column				
Y Mid	: 9.800	Frame Type:	Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 1.940	Sect Class:	Class 1				
Length	: 3.880	Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000				
Area	: 0.013	SMajor	: 0.001	rMajor	: 0.121	AUMajor	: 0.003
IMajor	: 1.927E-04	SMinor	: 4.711E-04	rMinor	: 0.071	AUMinor	: 0.008
IMinor	: 6.595E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 7.180E-04	Fy	: 235000.000		
DESIGN MESSAGES							
Error: Section overstressed							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0.000	-366.223	690.909	-9.539	-290.566	4.234	-0.003	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	2.396	= 0.190	+ 2.142	+ 0.064	0.950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-366.223	1930.223	3078.500	2732.009	1930.223		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	690.909	360.490	350.395	321.466			
Minor Moment	-9.539	168.730	168.730				
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor		
Major Moment	1.446	1.000	1.077	0.997	1.139		
Minor Moment	1.470	1.000	1.131				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	328.552	398.891	0.824	OK	0.000		
Minor Shear	4.481	1139.689	0.004	OK	0.000		

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK						
Combo : COMB11						
Units : KN, m, C						
Frame : 5	Design Sect: HE280B					
X Mid : 0.000	Design Type: Column					
Y Mid : 4.900	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid : 5.730	Sect Class : Class 1					
Length : 3.700	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc : 0.000	RLLF : 1.000					
Area : 0.013	SMajor : 0.001	rMajor : 0.121	AVMajor: 0.003			
IMajor : 1.927E-04	SMinor : 4.711E-04	rMinor : 0.071	AVMinor: 0.008			
IMinor : 6.595E-05	ZMajor : 0.002	E : 210000000.00				
Ixy : 0.000	ZMinor : 7.180E-04	Fy : 235000.000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0.000	-188.318	-245.531	3.186	56.380	-1.135	0.000
PMN DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0.859	= 0.103	+ 0.736	+ 0.020	0.950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor	
Axial	-188.318	1820.768	3078.500	2698.306	1820.768	
MOMENT DESIGN						
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity		
Major Moment	-245.531	360.490	360.490	331.478		
Minor Moment	3.186	168.730	168.730			
	K Factor	L Factor	k Factor	klt Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.592	1.000	1.023	0.993	1.662	
Minor Moment	1.645	1.000	1.050			
SHEAR DESIGN						
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion	
Major Shear	93.212	398.891	0.234	OK	0.000	
Minor Shear	1.159	1139.689	0.001	OK	0.000	

Κύριες δοκοί:

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK						
Combo : COMB8						
Units : KN, m, C						
Frame	: 45	Design Sect: HE320B				
X Mid	: 3.000	Design Type: Beam				
Y Mid	: 9.800	Frame Type : Moment Resisting Frame				
Z Mid	: 3.880	Sect Class : Class 1				
Length	: 6.000	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3				
Loc	: 6.000	RLLF : 1.000				
Area	: 0.016	SMajor	: 0.002	rMajor	: 0.138	AUMajor: 0.004
IMajor	: 3.082E-04	SMinor	: 6.159E-04	rMinor	: 0.076	AUMinor: 0.010
IMinor	: 9.239E-05	ZMajor	: 0.002	E	: 210000000.00	
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 9.390E-04	Fy	: 235000.000	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location		P	M33	M22	U2	U3
6.000		0.000	-401.165	0.000	-37.934	0.000
						T
						-0.002
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0.902	= 0.000	+ 0.902	+ 0.000	0.950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor	
Axial	0.000	2402.352	3783.500	3408.071	2402.352	
MOMENT DESIGN						
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity		
Major Moment	-401.165	505.015	505.015	444.913		
Minor Moment	0.000	220.665	220.665			
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.000	1.000	1.000	1.000	1.021	
Minor Moment	1.000	1.000	1.000			
SHEAR DESIGN						
	U.Sd Force	U.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion	
Major Shear	184.860	499.293	0.370	OK	0.000	
Minor Shear	0.000	1390.692	0.000	OK	0.000	

Δευτερεύουσες δοκοί:

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK						
Combo : COMB2						
Units : KN, m, C						
Frame	: 73	Design Sect:	IPE240			
X Mid	: 0.000	Design Type:	Beam			
Y Mid	: 7.350	Frame Type :	Moment Resisting Frame			
Z Mid	: 11.230	Sect Class :	Class 1			
Length	: 4.900	Major Axis :	0.000 degrees counterclockwise from local 3			
Loc	: 0.000	RLLF	: 1.000			
Area	: 0.004	SMajor	: 3.243E-04	rMajor	: 0.100	AUMajor: 0.001
IMajor	: 3.892E-05	SMinor	: 4.733E-05	rMinor	: 0.027	AUMinor: 0.002
IMinor	: 2.840E-06	ZMajor	: 3.670E-04	E	: 210000000.00	
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 7.390E-05	Fy	: 235000.000	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location		P	M33	M22	U2	U3
0.000		0.000	-12.341	0.000	-15.016	0.000
						T
						0.000
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(5.5.4)	0.274	= 0.000	+ 0.274	+ 0.000	0.950	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor	
Axial	0.000	203.892	918.850	842.575	203.892	
MOMENT DESIGN						
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mu.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity		
Major Moment	-12.341	86.245	86.245	44.961		
Minor Moment	0.000	17.367	17.367			
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor	
Major Moment	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
Minor Moment	1.000	1.000	1.000			
SHEAR DESIGN						
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion	
Major Shear	15.016	201.888	0.074	OK	0.000	
Minor Shear	0.000	265.928	0.000	OK	0.000	

Διαγώνιες ράβδοι:

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Combo : COMB14							
Units : KN, m, C							
Frame	: 165	Design Sect: TUB0120X120X8					
X Mid	: 0.000	Design Type: Brace					
Y Mid	: 17.150	Frame Type : Moment Resisting Frame					
Z Mid	: 1.940	Sect Class : Class 1					
Length	: 6.250	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3					
Loc	: 6.250	RLLF : 1.000					
Area	: 0.004	SMajor	: 1.255E-04	rMajor	: 0.046	AVMajor	: 0.002
IMajor	: 7.531E-06	SMinor	: 1.255E-04	rMinor	: 0.046	AVMinor	: 0.002
IMinor	: 7.531E-06	ZMajor	: 1.508E-04	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 1.508E-04	Fy	: 235000.000		
DESIGN MESSAGES							
Error: Section overstressed							
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
6.250	-557.646	-1.395	-3.669	0.559	-0.867	-0.260	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing	Total	P	MMajor	MMinor	Ratio	Status	
Equation	Ratio	Ratio	Ratio	Ratio	Limit	Check	
(5.5.4)	1.897	= 1.683	+ 0.059	+ 0.155	0.950	Overstress	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd		
	Force	Capacity	Capacity	Major	Minor		
Axial	-557.646	331.417	842.240	331.417	331.417		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd			
	Moment	Capacity	Capacity	Capacity			
Major Moment	-1.395	35.438	35.438	35.271			
Minor Moment	-3.669	35.438	35.438				
	K	L	k	klt	C1		
	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor		
Major Moment	1.000	1.000	1.500	0.773	1.199		
Minor Moment	1.000	1.000	1.500				
SHEAR DESIGN							
	U.Sd	U.Rd	Stress	Status	Tu		
	Force	Capacity	Ratio	Check	Torsion		
Major Shear	0.846	260.500	0.003	OK	0.000		
Minor Shear	1.119	260.500	0.004	OK	0.000		

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK							
Combo	: COMB13						
Units	: KN, m, C						
Frame	: 167						
X Mid	: 0.000						
Y Mid	: 17.150						
Z Mid	: 5.730						
Length	: 6.140						
Loc	: 0.000						
Design Sect:	TUB0120X120X8						
Design Type:	Brace						
Frame Type:	Moment Resisting Frame						
Sect Class:	Class 1						
Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3						
RLLF	: 1.000						
Area	: 0.004	SMajor	: 1.255E-04	rMajor	: 0.046	AUMajor	: 0.002
IMajor	: 7.531E-06	SMinor	: 1.255E-04	rMinor	: 0.046	AUMinor	: 0.002
IMinor	: 7.531E-06	ZMajor	: 1.508E-04	E	: 210000000.00		
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 1.508E-04	Fy	: 235000.000		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	P	M33	M22	U2	U3	T	
0.000	-66.447	-1.316	1.349	-0.489	-0.108	-0.227	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
(5.5.4)	0.289	= 0.195	+ 0.050	+ 0.044	0.950	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor		
Axial	-66.447	341.364	842.240	341.364	341.364		
MOMENT DESIGN							
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mv.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity			
Major Moment	-1.316	35.438	35.438	35.240			
Minor Moment	1.349	35.438	35.438				
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor		
Major Moment	1.000	1.000	1.350	0.975	1.138		
Minor Moment	1.000	1.000	1.159				
SHEAR DESIGN							
	V.Sd Force	V.Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0.815	260.500	0.003	OK	0.000		
Minor Shear	0.343	260.500	0.001	OK	0.000		

7.6 Μετατοπίσεις:

TABLE: Joint Displacements						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	Text	m	m	m
1	MODAL	LinModal	Mode	0	0	0
2	COMB47	Combination	Max	0.00055	0.00152	-0.000196
2	COMB47	Combination	Min	-0.000454	-0.001385	-0.000201
3	COMB8	Combination	Min	-0.050702	-0.002	-0.000442
3	COMB9	Combination	Max	0.050702	0.001928	-0.000205
4	COMB18	Combination	Min	-0.039428	-0.001276	-0.000478
4	COMB19	Combination	Max	0.041355	0.001218	-0.000285
5	COMB47	Combination	Max	0	0	0
5	COMB47	Combination	Min	0	0	0
6	COMB8	Combination	Min	-0.051058	-0.002	-0.000505
6	COMB9	Combination	Max	0.051058	0.001928	-0.000235
7	COMB8	Combination	Min	-0.051058	-0.002	-0.000723
7	COMB9	Combination	Max	0.051058	0.001928	-0.000484
8	COMB8	Combination	Max	0.054485	0.001988	-0.000587
8	COMB8	Combination	Min	-0.051058	-0.002	-0.00084
9	COMB47	Combination	Max	0	0	0
9	COMB47	Combination	Min	0	0	0
10	COMB8	Combination	Max	0.054843	0.001988	-0.000223
10	COMB8	Combination	Min	-0.051414	-0.002	-0.000505
11	COMB10	Combination	Min	-0.054843	-0.002005	-0.00073
11	COMB11	Combination	Max	0.054843	0.001932	-0.000473
12	COMB9	Combination	Min	-0.054843	-0.00206	-0.000848
12	COMB10	Combination	Max	0.051414	0.001983	-0.000592
13	COMB47	Combination	Max	0	0	0
13	COMB47	Combination	Min	0	0	0
14	COMB9	Combination	Min	-0.055201	-0.00206	-0.000573
14	COMB10	Combination	Max	0.051769	0.001983	-0.000078
15	COMB10	Combination	Min	-0.055201	-0.002005	-0.000725
15	COMB11	Combination	Max	0.055201	0.001932	-0.000318
16	COMB39	Combination	Min	-0.000116	-0.001519	-0.000679
16	COMB40	Combination	Max	0.001525	0.000381	-0.000603
17	COMB47	Combination	Max	0	0	0
17	COMB47	Combination	Min	0	0	0
18	COMB8	Combination	Max	0.055559	0.001988	0.000001135
18	COMB8	Combination	Min	-0.052125	-0.002	-0.000442
19	COMB8	Combination	Max	0.055559	0.001988	-0.000184
19	COMB8	Combination	Min	-0.052125	-0.002	-0.000548
20	COMB8	Combination	Max	0.055559	0.001988	-0.000254

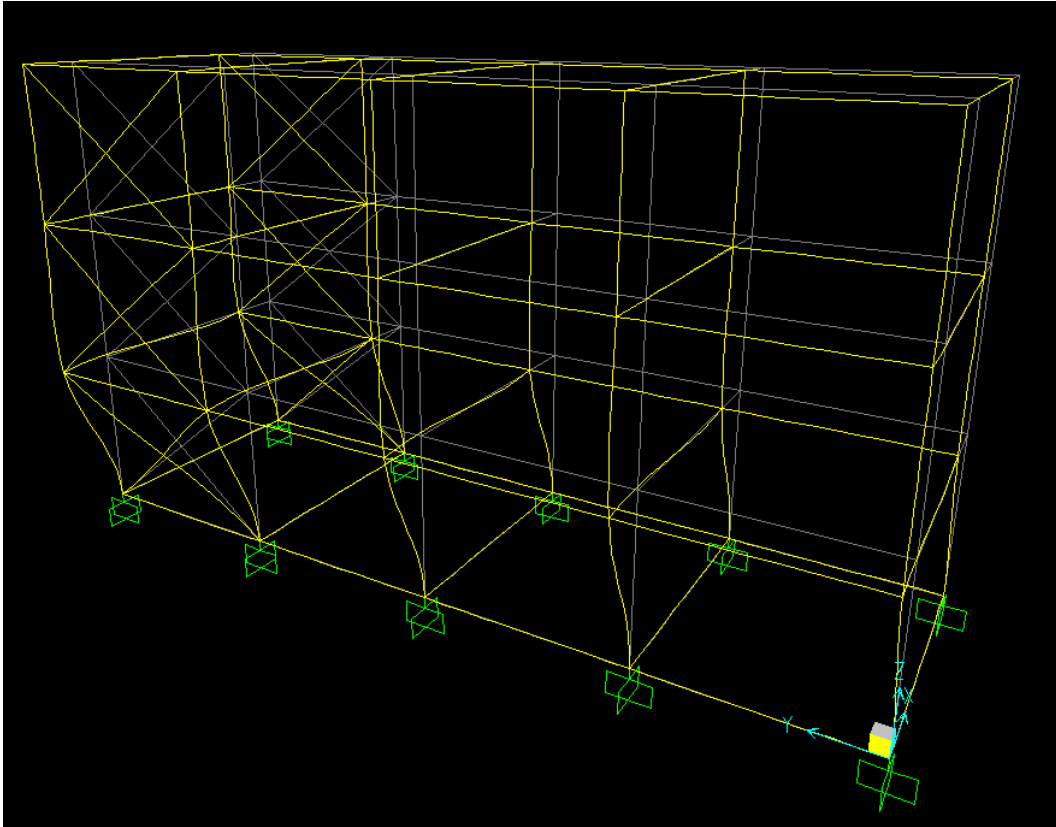
20	COMB8	Combination	Min	-0.052125	-0.002	-0.00061
21	COMB47	Combination	Min	0	0	0
22	COMB9	Combination	Min	-0.054127	-0.002056	-0.000333
22	COMB10	Combination	Max	0.050702	0.001988	-0.000055
23	COMB10	Combination	Min	-0.054127	-0.002	-0.000442
23	COMB11	Combination	Max	0.054127	0.001928	-0.000205
24	COMB10	Combination	Min	-0.054127	-0.002	-0.000505
24	COMB11	Combination	Max	0.054127	0.001928	-0.000263
25	COMB47	Combination	Max	0	0	0
25	COMB47	Combination	Min	0	0	0
26	COMB9	Combination	Min	-0.054485	-0.002056	-0.000504
26	COMB10	Combination	Max	0.051058	0.001988	-0.000225
27	COMB8	Combination	Max	0.054485	0.001983	-0.000484
27	COMB8	Combination	Min	-0.051058	-0.002005	-0.000731
28	COMB10	Combination	Min	-0.054485	-0.002	-0.00084
28	COMB11	Combination	Max	0.054485	0.001928	-0.000596
29	COMB47	Combination	Max	0	0	0
29	COMB47	Combination	Min	0	0	0
30	COMB9	Combination	Min	-0.054843	-0.002056	-0.000505
30	COMB10	Combination	Max	0.051414	0.001988	-0.000223
31	COMB9	Combination	Min	-0.054843	-0.002056	-0.000722
31	COMB10	Combination	Max	0.051414	0.001988	-0.000473
32	COMB9	Combination	Min	-0.054843	-0.002056	-0.000839
32	COMB10	Combination	Max	0.051414	0.001988	-0.000584
33	COMB47	Combination	Max	0	0	0
33	COMB47	Combination	Min	0	0	0
35	COMB10	Combination	Min	-0.055201	-0.002	-0.000717
35	COMB11	Combination	Max	0.055201	0.001928	-0.000325
36	COMB9	Combination	Min	-0.055201	-0.002056	-0.000814
36	COMB10	Combination	Max	0.051769	0.001988	-0.000423
37	COMB47	Combination	Max	0	0	0
37	COMB47	Combination	Min	0	0	0
38	COMB8	Combination	Max	0.055559	0.001983	-0.0000738
38	COMB8	Combination	Min	-0.052125	-0.002005	-0.000451
39	COMB9	Combination	Min	-0.055559	-0.002056	-0.000546
39	COMB10	Combination	Max	0.052125	0.001988	-0.000184
40	COMB9	Combination	Min	-0.055559	-0.002056	-0.000608
40	COMB10	Combination	Max	0.052125	0.001988	-0.000254
41	COMB10	Combination	Min	-0.055201	-0.002	-0.000562
41	COMB11	Combination	Max	0.055201	0.001928	-0.000081

Στροφές

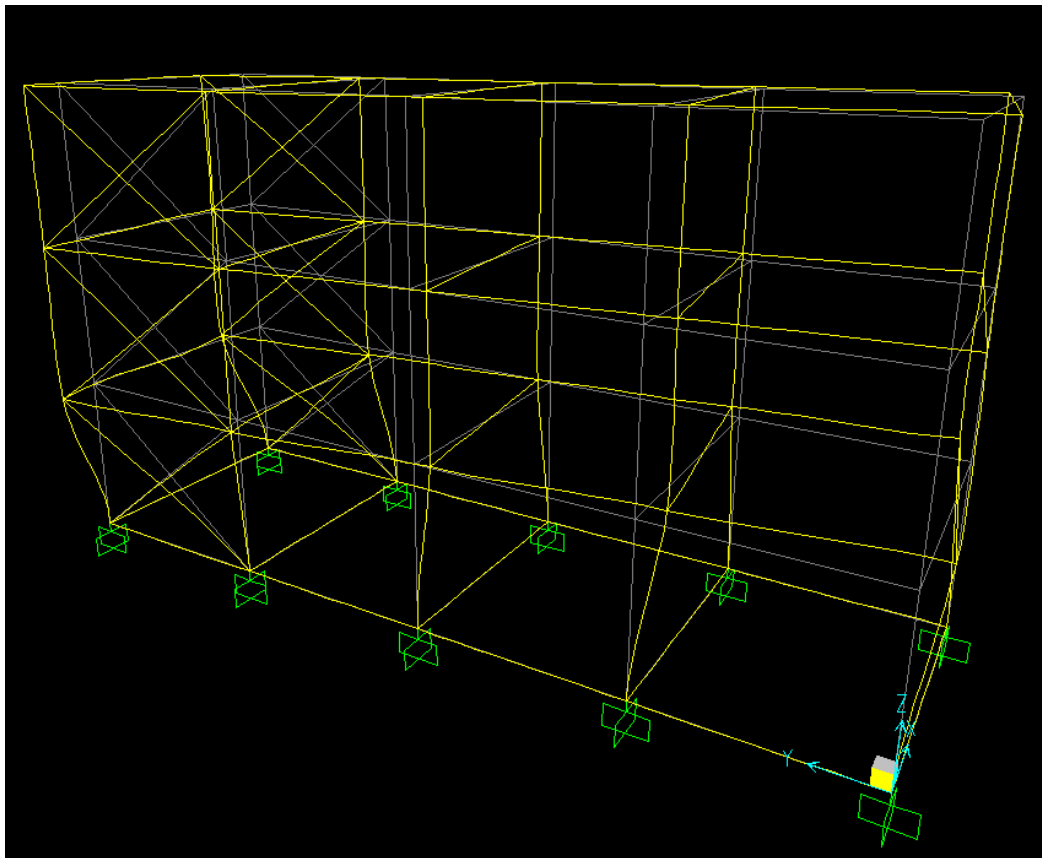
TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Radians	Radians	Radians
1	MODAL	LinModal	0	0	0
2	COMB47	Combination	0.000051	0.000392	0.000001408
2	COMB47	Combination	-0.000384	0.000286	0.000001493
3	COMB8	Combination	-0.000149	-0.000507	-0.000084
3	COMB9	Combination	-0.000028	0.00093	0.000084
4	COMB18	Combination	-0.000284	0.000426	-0.00007
4	COMB19	Combination	-0.000259	0.000654	0.000065
5	COMB47	Combination	0	0	0
5	COMB47	Combination	0	0	0
6	COMB8	Combination	-0.000218	-0.004733	-0.000084
6	COMB9	Combination	0.000237	0.006001	0.000084
7	COMB8	Combination	-0.000041	-0.000321	-0.000084
7	COMB9	Combination	0.000022	0.001125	0.000084
8	COMB8	Combination	0.000015	0.001174	0.000083
8	COMB8	Combination	0.000003268	0.000876	-0.000084
9	COMB47	Combination	0	0	0
9	COMB47	Combination	0	0	0
10	COMB8	Combination	0.00023	0.006399	0.000083
10	COMB8	Combination	-0.000221	-0.004771	-0.000084
11	COMB10	Combination	-0.000034	-0.00028	-0.000083
11	COMB11	Combination	0.000041	0.001084	0.000083
12	COMB9	Combination	0.000005256	0.000865	-0.000083
12	COMB10	Combination	0.000011	0.001166	0.000084
13	COMB47	Combination	0	0	0
13	COMB47	Combination	0	0	0
14	COMB9	Combination	-0.000256	-0.005197	-0.000083
14	COMB10	Combination	0.000194	0.006091	0.000084
15	COMB10	Combination	-0.000053	-0.000289	-0.000083
15	COMB11	Combination	0.000008323	0.001088	0.000083
16	COMB39	Combination	-0.000039	0.001012	-1.449E-07
16	COMB40	Combination	-0.000027	0.001017	0.000004976
17	COMB47	Combination	0	0	0
17	COMB47	Combination	0	0	0
18	COMB8	Combination	0.000482	0.006189	0.000083
18	COMB8	Combination	-0.000122	-0.005166	-0.000084
19	COMB8	Combination	0.000165	0.000905	0.000083
19	COMB8	Combination	0.000059	-0.000531	-0.000084
20	COMB8	Combination	0.000305	0.000688	0.000083
20	COMB8	Combination	0.000242	0.000388	-0.000084

21	COMB47	Combination	0	0	0
22	COMB9	Combination	-0.000445	-0.006024	-0.000083
22	COMB10	Combination	0.000144	0.004996	0.000084
23	COMB10	Combination	-0.000149	-0.000885	-0.000083
23	COMB11	Combination	-0.000028	0.000461	0.000083
24	COMB10	Combination	-0.000292	-0.00069	-0.000083
24	COMB11	Combination	-0.000251	-0.000384	0.000083
25	COMB47	Combination	0	0	0
25	COMB47	Combination	0	0	0
26	COMB9	Combination	-0.000212	-0.006362	-0.000083
26	COMB10	Combination	0.00023	0.004733	0.000084
27	COMB8	Combination	0.000023	0.000276	0.000083
27	COMB8	Combination	-0.000041	-0.001125	-0.000084
28	COMB10	Combination	0.000003268	-0.001174	-0.000083
28	COMB11	Combination	0.000015	-0.000866	0.000083
29	COMB47	Combination	0	0	0
29	COMB47	Combination	0	0	0
30	COMB9	Combination	-0.000215	-0.006399	-0.000083
30	COMB10	Combination	0.00023	0.004771	0.000084
31	COMB9	Combination	-0.000035	-0.001084	-0.000083
31	COMB10	Combination	0.000042	0.000326	0.000084
32	COMB9	Combination	0.000005223	-0.001175	-0.000083
32	COMB10	Combination	0.000011	-0.000875	0.000084
33	COMB47	Combination	0	0	0
33	COMB47	Combination	0	0	0
35	COMB10	Combination	-0.000053	-0.001088	-0.000083
35	COMB11	Combination	0.000008265	0.000289	0.000083
36	COMB9	Combination	-0.000041	-0.001169	-0.000083
36	COMB10	Combination	-0.000019	-0.000866	0.000084
37	COMB47	Combination	0	0	0
37	COMB47	Combination	0	0	0
38	COMB8	Combination	0.000483	0.005528	0.000083
38	COMB8	Combination	-0.000121	-0.005827	-0.000084
39	COMB9	Combination	0.000057	-0.000905	-0.000083
39	COMB10	Combination	0.000165	0.000531	0.000084
40	COMB9	Combination	0.000243	-0.000688	-0.000083
40	COMB10	Combination	0.000305	-0.000388	0.000084
41	COMB10	Combination	-0.000263	-0.006453	-0.000083
41	COMB11	Combination	0.000201	0.005197	0.000083

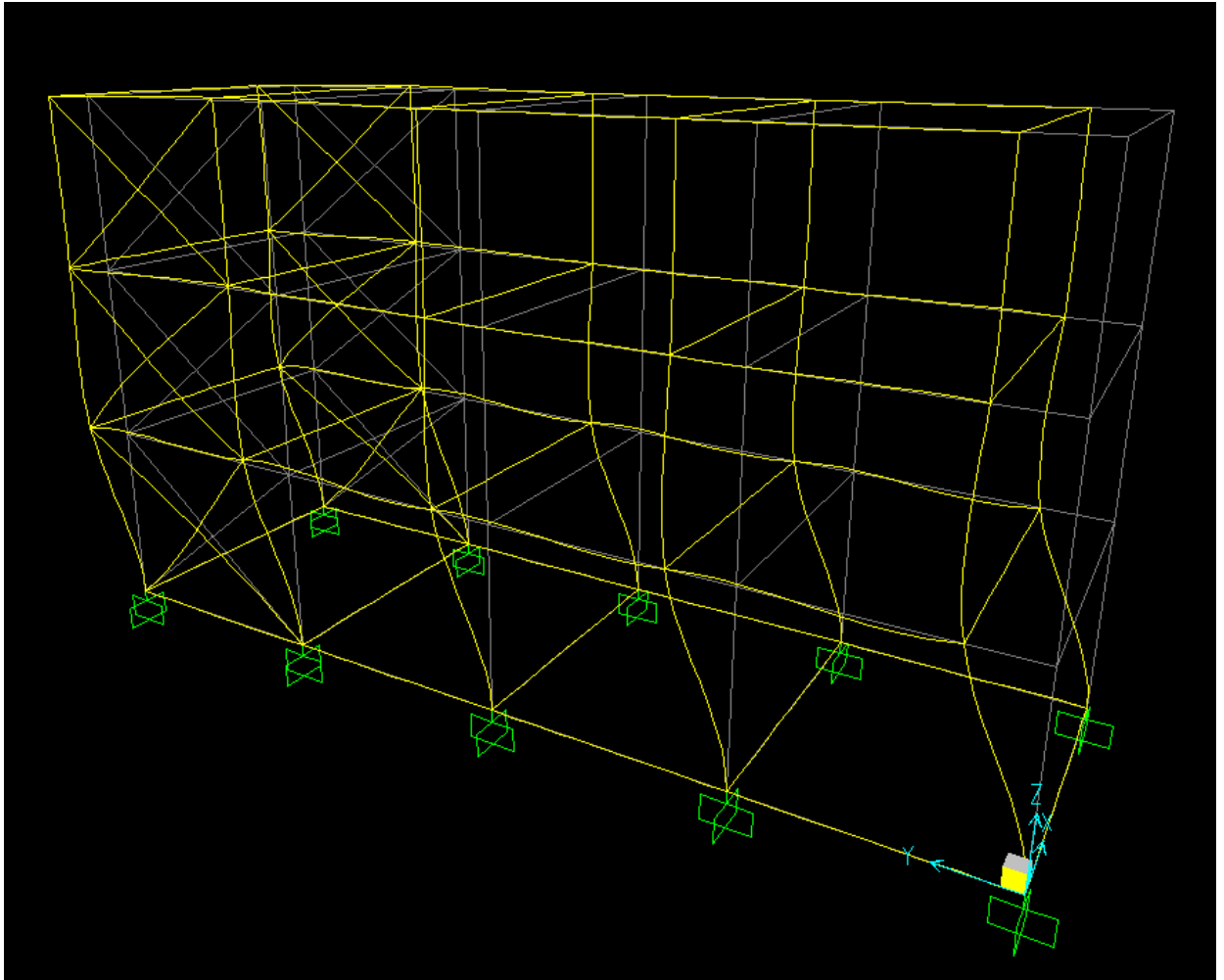
7.7 Ιδιομορφές



Σχήμα 7.1: Θεμελιώδης ιδιομορφή (κατά x)



Σχήμα 7.2: Δεύτερη ιδιομορφή (στροφική)



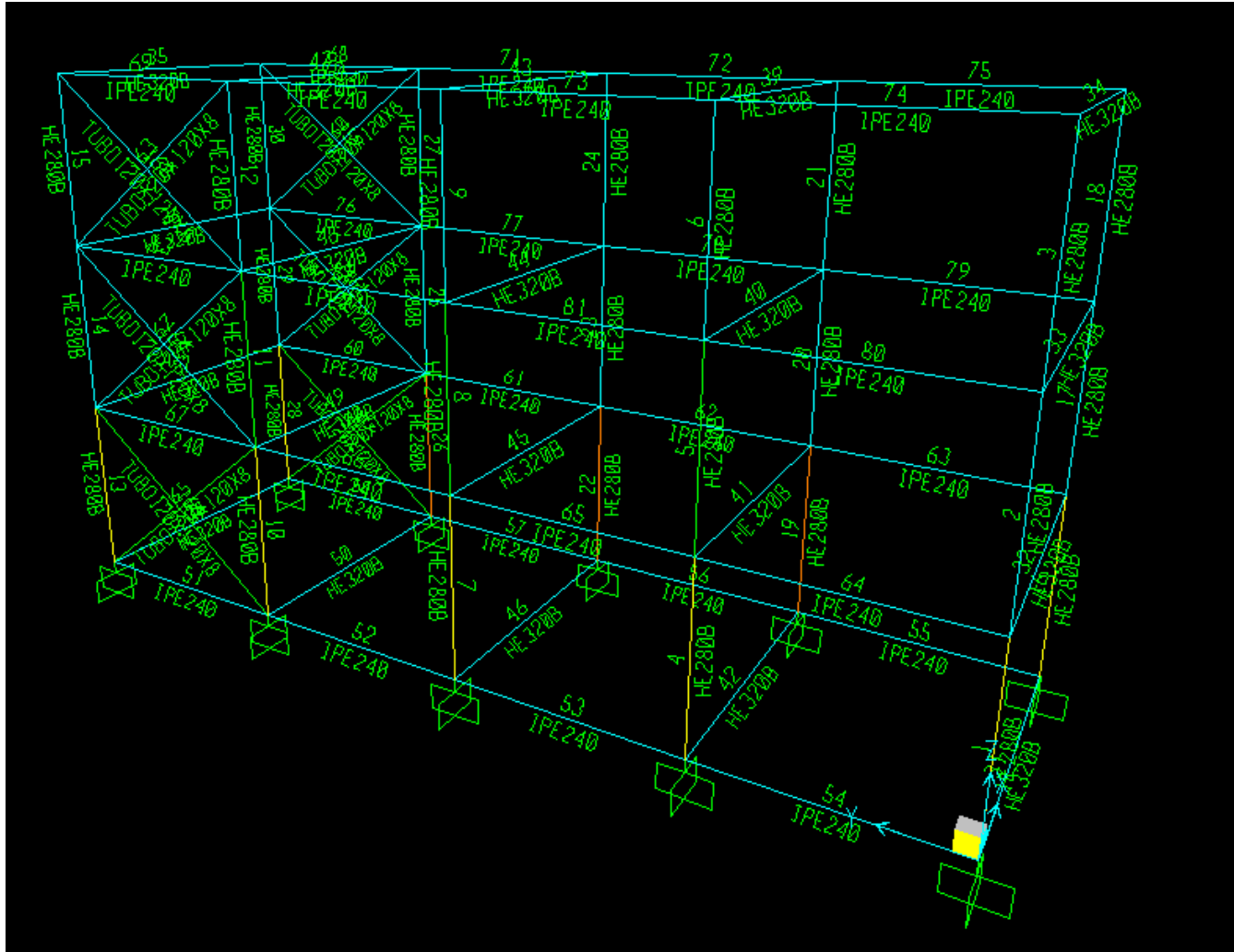
Σχήμα 7.3: Τρίτη ιδιομορφή (κατά y)

Συγκροτημένες μάζες:

TABLE: Assembled Joint Masses						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	KN- s2/m	KN- s2/m	KN- s2/m	KN-m- s2	KN-m- s2	KN-m- s2
1	5.33	5.33	5.33	0	0	0
2	5.71	5.71	5.71	0	0	0
3	5.69	5.69	5.69	0	0	0
4	5.31	5.31	5.31	0	0	0
5	9.5	9.5	9.5	0	0	0
6	9.88	9.88	9.88	0	0	0
7	9.86	9.86	9.86	0	0	0
8	9.48	9.48	9.48	0	0	0
9	9.5	9.5	9.5	0	0	0
10	9.88	9.88	9.88	0	0	0
11	9.86	9.86	9.86	0	0	0
12	9.48	9.48	9.48	0	0	0
13	9.68	9.68	9.68	0	0	0
14	10.23	10.23	10.23	0	0	0
15	10.2	10.2	10.2	0	0	0
16	9.65	9.65	9.65	0	0	0
17	5.51	5.51	5.51	0	0	0
18	6.06	6.06	6.06	0	0	0
19	6.03	6.03	6.03	0	0	0
20	5.48	5.48	5.48	0	0	0
21	5.33	5.33	5.33	0	0	0
22	5.71	5.71	5.71	0	0	0
23	5.69	5.69	5.69	0	0	0
24	5.31	5.31	5.31	0	0	0
25	9.5	9.5	9.5	0	0	0
26	9.88	9.88	9.88	0	0	0
27	9.86	9.86	9.86	0	0	0
28	9.48	9.48	9.48	0	0	0
29	9.5	9.5	9.5	0	0	0
30	9.88	9.88	9.88	0	0	0
31	9.86	9.86	9.86	0	0	0
32	9.48	9.48	9.48	0	0	0
33	9.68	9.68	9.68	0	0	0
35	10.2	10.2	10.2	0	0	0
36	9.65	9.65	9.65	0	0	0
37	5.51	5.51	5.51	0	0	0

38	6.06	6.06	6.06	0	0	0
39	6.03	6.03	6.03	0	0	0
40	5.48	5.48	5.48	0	0	0
41	10.23	10.23	10.23	0	0	0

7.8 Χωρίς τον σεισμό της Λευκάδος:



Κάνοντας έλεγχο χωρίς την επίδραση του σεισμού της Λευκάδος προκύπτει ότι όλες οι διατομές επαρκούν, κάτι που είναι λογικό καθώς ο σεισμός αυτό ανήκει στη σεισμική ζώνη 3. Συνεπώς σεισμοί τέτοιοι είναι αναμενόμενο να είναι δυσμενέστεροι από αυτούς της Αθήνας.

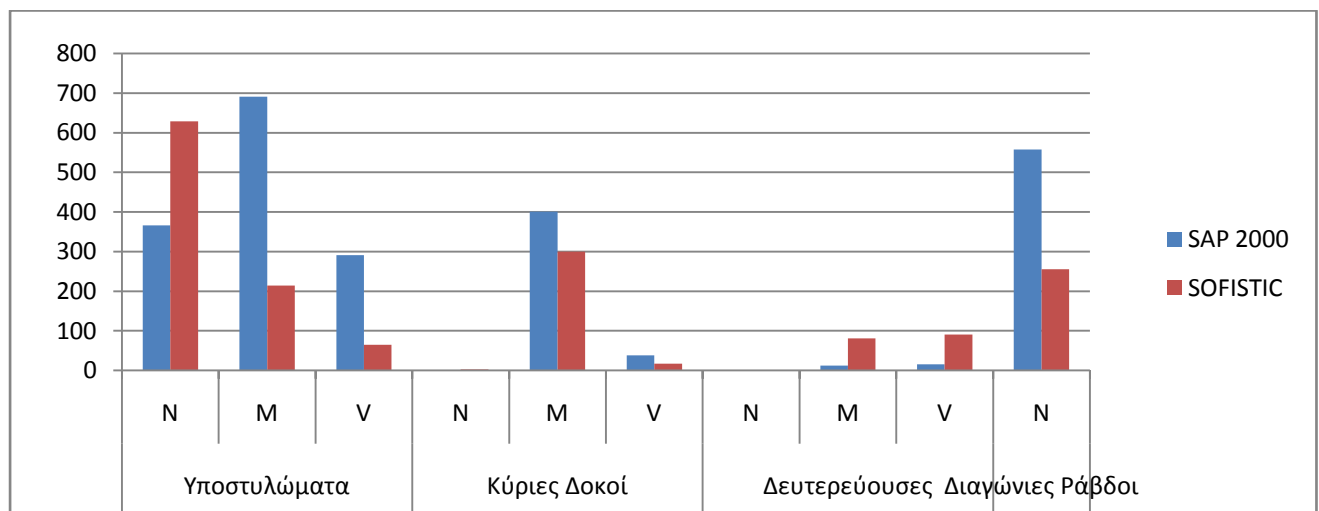
7.9 Σύγκριση δυναμικής φασματικής μεθόδου με δυναμική ανάλυση με χρονοιστορία

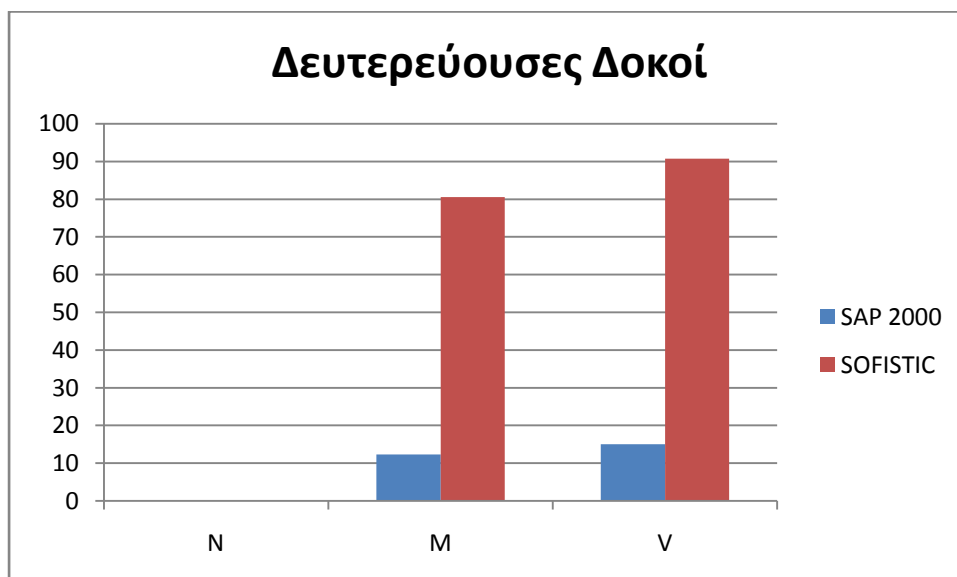
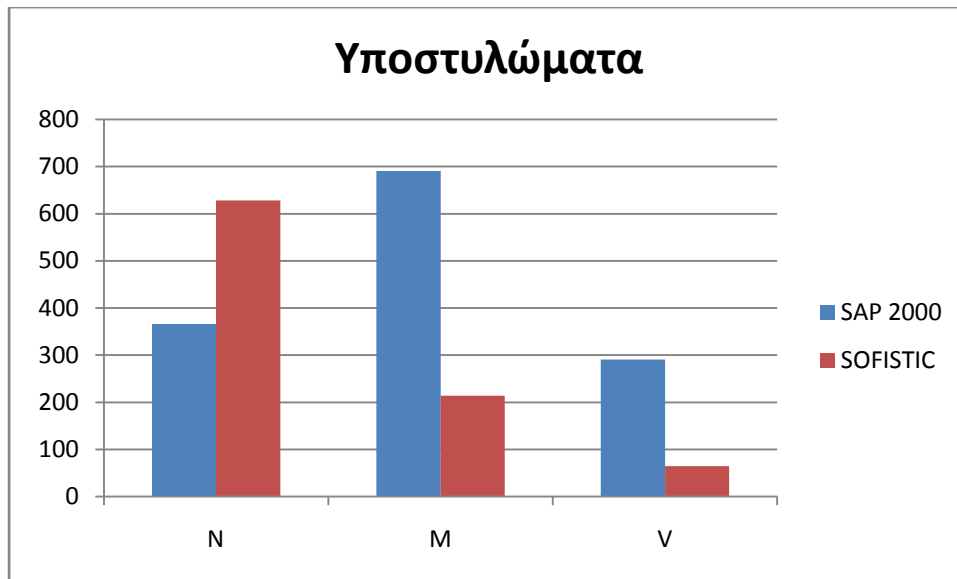
Δυναμική ανάλυση με χρονοιστορία (SAP 2000)

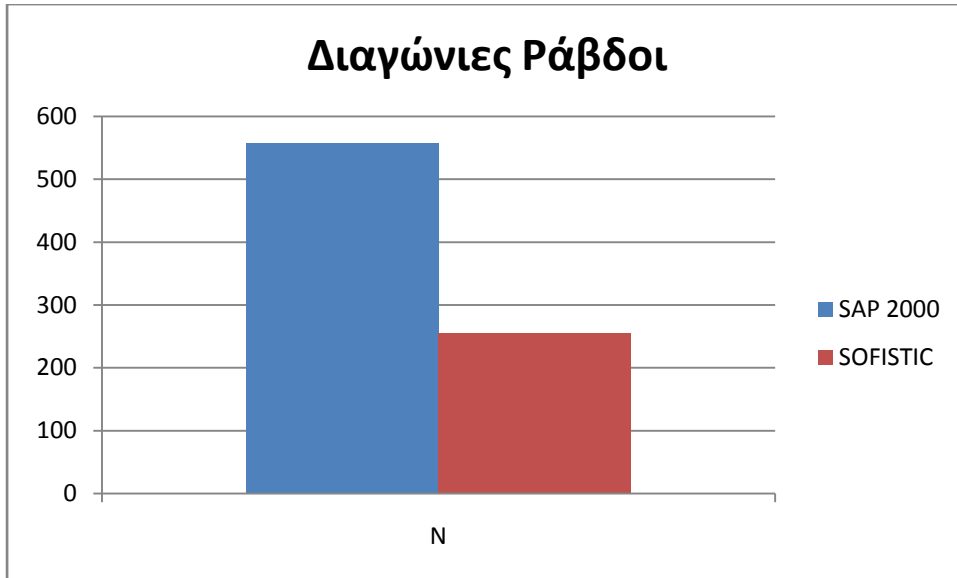
- Για τα υποστυλώματα η δυσμενέστερη περίπτωση είναι: $N=366,2\text{KN}$
 $M=690,9\text{KNm}$ $V=290,6$
- Για τις κύριες δοκούς: $N=0,00$ $M=401,2$ και $V=37,9$
- Για τις δευτερεύουσες $N=0,00$ $M=12,3$ και $V=15$
- Για τις διαγώνιες ράβδους $N=557,6$

Δυναμική φασματική μέθοδος, πολλαπλών ιδιομορφών (SOFISTIC)

- Για τα υποστυλώματα η δυσμενέστερη περίπτωση είναι: $N=628,3\text{KN}$
 $M=213,9\text{KNm}$ $V=64,62$
- Για τις κύριες δοκούς: $N=2,8$ $M=299,97$ και $V=16,86$
- Για τις δευτερεύουσες $N=0,00$ $M=80,53$ και $V=90,72$
- Για τις διαγώνιες ράβδους $N=255,7$







ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σύνδεσμοι ή **Αντιανέμιοι**, όπως έχει επικρατήσει, ονομάζονται οι φορείς που έχουν προορισμό αφενός να παραλαμβάνουν και να μεταφέρουν στο έδαφος με ασφάλεια κάθε είδους οριζόντια φορτία μιας κατασκευής, όπως ανεμοπίεση, σεισμός, κρουστικά φορτία, δευτερογενείς δυνάμεις προερχόμενες από την επιρροή των παραμορφώσεων στην ένταση, κι αφετέρου να εξασφαλίζουν στο φέροντα οργανισμό της κατασκευής, τη γενική ευστάθειά του στο χώρο. Οι φορείς αυτοί διατάσσονται σε κατάλληλα επιλεγμένες θέσεις ανάλογα με τη μορφή του φέροντος οργανισμού και διακρίνονται σε **οριζόντιους (ή κεκλιμένους)** και **κατακόρυφους**.

Οι **οριζόντιοι σύνδεσμοι** τοποθετούνται είτε στα πατώματα, όταν αυτά είναι εξ' ολοκλήρου μεταλλικά, είτε στις οριζόντιες στέγες, καθιστώντας άκαμπτο το δίσκο τους, διευκολύνοντας τη συναρμολόγηση, παρεμποδίζοντας εγκάρσιες παρεκκλίσεις του θλιβόμενου πέλματος και τέλος μεταφέροντας τις οριζόντιες δυνάμεις στους κατακόρυφους συνδέσμους. Συνήθως είναι δικτυώματα, τα οποία έχουν διαγώνιους χιαστί ράβδους που καταπονούνται μόνο σε εφελκυσμό. Επειδή η καταπόνησή τους είναι συνήθως μικρή οι απαιτούμενες διατομές είναι κι αυτές μικρές και κατασκευάζονται συνήθως από απλά γωνιακά. Ο ελάχιστος αριθμός των οριζόντιων συνδέσμων για κάθε διεύθυνση είναι δυο. Οι διαγώνιοι ράβδοι κοχλιώνονται ή συγκολλώνται απευθείας ή μέσω κομβοελάσματος, στο άνω πέλμα των κύριων φορέων.

Οι **κατακόρυφοι σύνδεσμοι** παραλαμβάνουν τα οριζόντια φορτία της κατασκευής και τα μεταφέρουν στο έδαφος. Διακρίνονται σε ολόσωμους (μεμονωμένα πακτωμένα υποστυλώματα, πλαίσια κ.λ.π.) και δικτυωτούς, ή και σε συνδυασμό αυτών. Υπάρχουν δύο τύποι δικτυωτών κατακορύφων συνδέσμων: οι **δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα (X, Λ, Κ)** και οι **δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα**. Η λύση των δικτυωτών συνδέσμων είναι συνήθως οικονομικότερη και συνηθέστερη και πρέπει να προτιμάται, εκτός αν λειτουργικοί λόγοι το απαγορεύουν (π.χ. σε περίπτωση που τα φατνώματα των συνδέσμων πρέπει να είναι τελείως ανοιχτά), οπότε καταφεύγουμε σε ολόσωμους. Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι

διατάσσονται σε επίπεδα κάθετα μεταξύ τους και κατά προτίμηση στα ακραία εξωτερικά κατακόρυφα επίπεδα, για αύξηση της αστρεψίας του όλου φορέα. Επιδιώκεται η τοποθέτησή τους στα ίδια με τους οριζόντιους συνδέσμους φατνώματα, έτσι ώστε να αποφεύγεται η μέσω διαμήκους κεφαλοδοκού έμμεση μεταφορά των οριζόντιων δυνάμεων(αντιδράσεων των οριζόντιων συνδέσμων) σ' αυτούς.

8.2.ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΑΝΤΙΑΝΕΜΙΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

8.2.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, **τα διαφράγματα ή οι οριζόντιοι δικτυωτοί σύνδεσμοι** πρέπει να εξασφαλίζουν την μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων στους κατακόρυφους φορείς (κατακόρυφους συνδέσμους ή/και πλαίσια) με επαρκή υπεραντοχή ώστε αφενός μεν να επιτυγχάνεται ο περιορισμός των πλαστικών αρθρώσεων στις προβλεπόμενες θέσεις, αφετέρου δε να υπάρχει δυνατότητα ανακατανομής των δυνάμεων που είναι απαραίτητη, επειδή οι κατακόρυφοι φορείς δεν εισέρχονται σύγχρονα στο μετελαστικό στάδιο. Κατά κανόνα η προηγούμενη απαίτηση καλύπτεται αν τα μέλη των οριζοντίων συνδέσμων ελεγχθούν με τις δράσεις που προκύπτουν από τους σεισμικούς συνδυασμούς πολλαπλασιασμένες επί συντελεστή μεγεθύνσεως $\alpha = 1.50$.

Είναι πολύ σημαντικό να σημειωθεί ότι η παραπάνω απαίτηση του ΕΑΚ2000 αποτελεί μέρος των ελέγχων που επιβάλλει ο ΕΑΚ2000 για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού. Με βάση όμως την §4.1.4, που αναφέρεται στους γενικούς κανόνες του ικανοτικού σχεδιασμού, οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1.5 ή $q/2$ πάντως όχι μικρότερη του 1, όπου q οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 2.6 του ΕΑΚ2000. Ο σεισμικός έλεγχος του κτιρίου μας έχει πραγματοποιηθεί για $q=1$, οπότε **δεν απαιτείται** ο παραπάνω έλεγχος των οριζοντίων συνδέσμων με τον σεισμικό συντελεστή $\alpha=1.50$. **5.2.2**

8.2.2. ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000, σε **δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα** η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκόμενες διαγώνιοι. Δικτυωτοί σύνδεσμοι κατάλληλοι για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων ανήκουν στους ακόλουθους 2 τύπους:

- Διαγώνιοι σύνδεσμοι. Στον τύπο αυτό οι οριζόντιες δυνάμεις εναλλασσόμενης φοράς αναλαμβάνονται συνήθως μόνο από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους, ενώ αγνοείται η συμμετοχή των θλιβομένων διαγωνίων (που δεν ελέγχονται σε θλίψη). Οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης μπορούν να βρίσκονται στο ίδιο φάτνωμα (σύνδεσμοι τύπου X) ή σε διαφορετικό φάτνωμα.

Η λυγηρότητα των διαγωνίων συνδέσμων πρέπει εν γένει να είναι περιορισμένη. Οι κύριες δυνάμεις αξονικού εφελκυσμού και αξονικής θλίψης που αναλαμβάνουν οι διαγώνιοι, έχουν σαν αποτέλεσμα την πολύ περιορισμένη δυνατότητά τους σε αναστρεφόμενες ανελαστικές παραμορφώσεις. Δοκιμές έδειξαν ότι αφού υποστεί λυγισμό, μία αξονικά φορτιζόμενη διαγώνιος χάνει γρήγορα την αντοχή της κάτω από επαναλαμβανόμενες ανελαστικές αντιστροφές του φορτίου, και δεν ξαναγυρίζει στην αρχική ευθύγραμμη θέση της. Για τους προαναφερθέντες λόγους **είναι πολύ σημαντικό να περιορίζεται η λυγηρότητα των διαγωνίων των δικτυωτών συνδέσμων.**

- Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ. Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβομένης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.

Σύνδεσμοι τύπου K, με σημείο τομής των διαγωνίων σε ενδιάμεσο σημείο του ύψους των υποστυλωμάτων, απαιτούν τη συμμετοχή του υποστυλώματος στον μηχανισμό διαρροής και προκαλούν εξαιρετικά δυσμενείς επιρροές 2ας τάξεως, με συνέπεια να μην προσφέρουν δυνατότητα πλαστικής συμπεριφοράς (ο συντελεστής συμπεριφοράς $q=1.0$). Η χρήση τους επιτρέπεται μόνο σε περιοχές σεισμικότητας I και για κατασκευές σπουδαιότητας Σ1.

Στο κτίριο χρησιμοποιήθηκαν διαγώνιοι σύνδεσμοι **SH 120 120 6.3** (στις θέσεις που φαίνονται στο σχήμα της κάθε κατασκευής), όπου οι διαγώνιοι αντίθετης δράσης βρίσκονται πάντα στο ίδιο φάτνωμα

8.3. ΕΛΕΓΧΟΙ ΔΙΑΓΩΝΙΩΝ

1. Σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 στο παράρτημα Γ.5.2 η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \leq 1.50$$

όπου: A είναι το εμβαδόν της διατομής

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα

$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / l^2$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο λυγισμού Euler της διαγωνίου και l το μήκος λυγισμού της διαγωνίου.

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι η παραπάνω σχέση πρέπει να εφαρμόζεται ακόμα και στην περίπτωση που δεν απαιτείται η ικανοποίηση των κανόνων εφαρμογής του Παραρτήματος Γ του ΕΑΚ2000 όταν δηλαδή χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς q που δεν υπερβαίνει την μικρότερη από τις τιμές 1.5 ή $q/2$ πάντως όχι μικρότερη του 1, όπου q οι τιμές που δίνονται στον πίνακα 2.6 του ΕΑΚ2000. Άρα στην περίπτωση του κτιρίου μας που χρησιμοποιήσαμε $q=1$ δεν απαιτείται να τηρηθούν οι κανόνες αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού, παραμένει *υποχρεωτική η τήρηση του περιορισμού της ανηγμένης λυγηρότητας* $\bar{\lambda} \leq 1.50$. Ενδεικτικά παρουσιάζεται στη συνέχεια ο έλεγχος περιορισμού της ανηγμένης λυγηρότητας για διαγώνιο μέλος κατακορύφου συνδέσμου με διατομή SH 120 120 6.3 (τα γεωμετρικά στοιχεία της διατομής παρατίθενται αναλυτικά στην παράγραφο 2.3.1.4):

$$I_y = I_z = 602,9 \text{ cm}^4$$

Λυγισμός περί y, z: το μήκος λυγισμού l_y είναι ίσο με το μισό του μήκους L της διαγωνίου. Άρα $N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I_y / (0.5 \cdot L)^2 = 1325,83 \text{ KN}$. Άρα $\bar{\lambda}_y = 0.494 < 1.50$

2. Οι διαγώνιοι πρέπει να ικανοποιούν τη συνθήκη:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{\mu}} \geq N_{Sd}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_\mu} = \frac{28,23 \cdot 23,5}{1,1} = 603,4 \text{ kN} > N_{Sd} = 228,0 \text{ kN} \Rightarrow \eta = 0,34 < 1,00$$

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω ελέγχεται μόνο σε εφελκυσμό η διαγώνιος.

Άρα τα διαγώνια στοιχεία των κατακορύφων αντιανέμων επαρκούν.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

9.1 Εισαγωγή

Η εκδήλωση πυρκαγιάς σε ένα δομικό έργο και ειδικότερα σε ένα κτίριο αποτελεί ένα ενδεχόμενο έναντι του οποίου λαμβάνονται κατά την κατασκευή του έργου μέτρα. Τα μέτρα είναι ενεργητικά (πυροσβεστικοί κρουνοί, καταιονιστήρες, συστήματα ανίχνευσης καπνού κλπ.), παθητικά (μόνωση των φερόντων στοιχείων έναντι αύξησης της θερμοκρασίας τους, πυκνές οδοί διαφυγών) ή συνδυασμός τους. Τα απαιτούμενα ενεργητικά μέσα προστασίας προδιαγράφονται στους κτιριοδομικούς ή άλλους κανονισμούς πυρασφάλειας. Ανεξαρτήτως όμως των μέτρων αυτών, απαιτείται να διατίθεται ένα ελάχιστο επίπεδο παθητικής προστασίας του φέροντα οργανισμού ώστε σχεδόν να εξασφαλίζεται η έγκαιρη διαφυγή των χρηστών του κτιρίου κατά κύριο λόγο και ο περιορισμός των ζημιών κατά δεύτερο. Η αντοχή του χάλυβα απομειώνεται με την αύξηση της θερμοκρασίας του. Σε περίπτωση πυρκαγιάς, της οποίας η διάρκεια ξεπερνάει κάποια όρια, η θερμοκρασία του χώρου μέσα στον οποίο εκδηλώνεται αυξάνεται ενώ η θερμοκρασία των δομικών στοιχείων από χάλυβα παρακολουθεί με κάποια χρονική υστέρηση (μεγαλύτερη ή μικρότερη ανάλογα με το βαθμό μόνωσης των στοιχείων αυτών) την αύξηση αυτή. Εάν, επομένως, κάποιος παράγοντας δεν αναστείλει την αύξηση της θερμοκρασίας του χάλυβα και δεδομένης της βαθμιαίας μείωσης της αντοχής του, μετά την πάροδο κάποιου χρονικού διαστήματος από την έναρξη της πυρκαγιάς τα φορτία που υπάρχουν επί της κατασκευής θα καταστούν οριακά και θα προκαλέσουν αστοχία. Το χρονικό διάστημα από την έναρξη της πυρκαγιάς μέχρι την αστοχία της κατασκευής δίνει το μέτρο της αντοχής της σε συνθήκες πυρκαγιάς και ονομάζεται δείκτης πυραντίστασης. Στα έργα ο δείκτης αυτός αξιολογείται, τα δε στοιχεία μόνωσης των δομικών στοιχείων προσδιορίζονται ώστε ο δείκτης αυτός να βρίσκεται μέσα σε όρια καθοριζόμενα από τους κανονισμούς. Κατά το σχεδιασμό η πυρκαγιά αντιμετωπίζεται ως φόρτιση, κατατάσσεται στις τυχηματικές (accidental) φορτίσεις και ως τέτοια συνδυάζεται με τα υπόλοιπα φορτία που δρουν επί της κατασκευής. Το πλαίσιο αντιμετώπισης της πυρκαγιάς ως φόρτισης αποτελεί αντικείμενο των κανονισμών. Ειδικότερα στον Ευρωκώδικα 1: “Βάσεις σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών” στην πυρκαγιά αναφέρεται το Μέρος του 1.2: “Δράσεις επί

κατασκευών εκτεθειμένων σε πυρκαγιά”. Η αντοχή δομικών στοιχείων από χάλυβα σε ψηλές θερμοκρασίες (πυρκαγιά) αποτελεί αντικείμενο του Ευρωκώδικα 3: “Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα” και ειδικότερα του Μέρους του 1.2: “Σχεδιασμός δομικών στοιχείων έναντι πυρκαγιάς” (Structural fire design). Οι απαιτούμενοι κατά περίπτωση κτιρίου δείκτες πυραντίστασης και τα λοιπά μέτρα πυροπροστασίας και πυρασφάλειάς τους καθορίζονται στο Π.Δ. 71/1988. Η αντοχή του χάλυβα απομειώνεται όταν η θερμοκρασία του αυξάνεται. Η μείωση της αντοχής (όπως αυτή εκφράζεται μέσω της τάσεως διαρροής) δεν είναι πρακτικά σημαντική μέχρι της θερμοκρασίας των 400°C μετά την οποία όμως η μείωση αυτή είναι ραγδαία. Ο χάλυβας γίνεται πρακτικά ρευστός (μηδενική αντοχή) περί τους 1200°C. Στην περιοχή μεταξύ 0° και 400°C η τάση διαρροής δεν μεταβάλλεται, μεταβάλλεται όμως η δυστένεια του χάλυβα, η πραγματοποίηση δηλαδή της αντοχής διαρροής συνδέεται, αυξανομένης της θερμοκρασίας, με όλο και μεγαλύτερες ανηγμένες παραμορφώσεις. Στις επόμενες σελίδες παρουσιάζονται οι σημαντικότερες παράγραφοι του μέρους 1.2 του Ευρωκώδικα 3: “Σχεδιασμός δομικών στοιχείων έναντι πυρκαγιάς” (Structural fire design).

9.2 Βασικές αρχές σχεδιασμού(Ευρωκώδικας 3:Μέρος 1.2)

9.2.1 Απαιτήσεις

9.2.1.1 Βασικές απαιτήσεις

(1) Σε περιπτώσεις που απαιτείται η μηχανική αντοχή σε περίπτωση πυρκαγιάς, οι κατασκευές από χάλυβα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να διατηρούν τη φέρουσα λειτουργία τους κατά τη διάρκεια του σχετικού χρόνου έκθεσης.

(2) Κριτήρια παραμόρφωσης πρέπει να εφαρμόζονται όπου οι στόχοι της προστασίας ή τα κριτήρια σχεδιασμού για τα διαχωριστικά στοιχεία απαιτούν τη θεώρηση των παραμορφώσεων της φέρουσας κατασκευής.

(3) Εκτός της περιπτώσεως της προηγούμενης παραγράφου (2) η θεώρηση των παραμορφώσεων της φέρουσας κατασκευής δεν είναι απαραίτητη στις ακόλουθες περιπτώσεις:

- η αποτελεσματικότητα των μέσων προστασίας έχει εκτιμηθεί κατά την παράγραφο 3.4.3, και
- τα διαχωριστικά στοιχεία ικανοποιούν τις απαιτήσεις σύμφωνα προς την ονομαστική έκθεση σε πυρκαγιά.

9.2.1.2 Ονομαστική έκθεση στην πυρκαγιά

(1) Για την πρότυπη έκθεση στην πυρκαγιά τα μέλη θα πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια R ως εξής:

- φέρουσα δυνατότητα μόνον: μηχανική αντοχή (κριτήριο R)

(2) Το κριτήριο R θεωρείται ότι ικανοποιείται όπου η φέρουσα λειτουργία διατηρείται κατά τη διάρκεια του απαιτούμενου χρόνου έκθεσης στην πυρκαγιά.

(3) Για την καμπύλη έκθεσης σε πυρκαγιά προκειμένου για εξωτερικά μέλη, εφαρμόζονται τα ίδια κριτήρια, εν τούτοις η αναφορά σε αυτή την ειδική καμπύλη θα πρέπει να επισημαίνεται με το γράμμα “eF”.

(4) Για την καμπύλη έκθεσης σε πυρκαγιά που αντιστοιχεί σε καύση υδρογονανθράκων εφαρμόζονται τα ίδια κριτήρια, εν τούτοις η αναφορά σε αυτήν την ειδική καμπύλη πρέπει να επισημαίνεται με τα γράμματα “HC”.

9.2.1.3 Παραμετρική έκθεση σε πυρκαγιά

(1) Η φέρουσα λειτουργία θεωρείται ότι εξασφαλίζεται εάν η κατάρρευση προλαμβάνεται κατά την πλήρη διάρκεια της πυρκαγιάς, περιλαμβανομένης της φάσεως πτώσης της θερμοκρασίας ή κατά τη διάρκεια μιας απαιτούμενης χρονικής περιόδου.

9.2.2 Δράσεις

(1) Οι θερμικές και μηχανικές δράσεις θα λαμβάνονται από το EN 1991-1-2.

(2) Προσθέτως ως προς το EN 1991-1-2, η ικανότητα ακτινοβολίας των φλογών η σχετική με την επιφάνεια του χάλυβα λαμβάνεται ίση προς 0,7 για τους συνήθεις χάλυβες και ίση προς 0,4 για ανοξείδωτους χάλυβες κατά το Παράρτημα C.

9.2.3 Τιμές σχεδιασμού για τις ιδιότητες του υλικού

(1) Οι τιμές σχεδιασμού των μηχανικών ιδιοτήτων (αντοχή και παραμορφώσεις) του υλικού $X_{d,fi}$ ορίζονται ως ακολούθως:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (7.2.1)$$

όπου:

X_k είναι η χαρακτηριστική τιμή μιας συγκεκριμένης ιδιότητας αντοχής ή παραμορφώσεως (γενικά f_k ή E_k) που λαμβάνεται υπόψη για συνήθη θερμοκρασία σύμφωνα με το EN 1993-1-1,

k_{θ} είναι ο μειωτικός συντελεστής για μια ιδιότητα αντοχής ή παραμόρφωσης ($X_{k,\theta} / X_k$), εξαρτώμενος από τη θερμοκρασία του υλικού, βλέπε κεφάλαιο 3,

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τις μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα, ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας στην κατάσταση πυρκαγιάς ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής $\gamma_{M,fi} = 1.0$.

(2) Οι τιμές σχεδιασμού για τις θερμικές ιδιότητες του υλικού $X_{d,fi}$ ορίζονται ως ακολούθως:

- εάν μία αύξηση της τιμής της ιδιότητας είναι ευνοϊκή για την ασφάλεια:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (7.2.2a)$$

- εάν μία αύξηση της τιμής της ιδιότητας είναι δυσμενής για την ασφάλεια: $X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta}$ (7.2.2b)

όπου:

$X_{k,\theta}$ είναι η τιμή της ιδιότητας του υλικού κατά το σχεδιασμό στην κατάσταση πυρκαγιάς, γενικά εξαρτώμενη από τη θερμοκρασία του υλικού, βλέπε παράγραφο 7.3,

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για την αντίστοιχη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τις θερμικές ιδιότητες του χάλυβα, ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας στην κατάσταση πυρκαγιάς θα ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

9.2.4 Μέθοδοι ελέγχου

9.2.4.1 Γενικά

(1) Το προσομοίωμα του δομικού συστήματος που εφαρμόζεται κατά το σχεδιασμό σύμφωνα με το παρόν Μέρος 1-2 του EN 1993 πρέπει να αντανακλά την αναμενόμενη συμπεριφορά της κατασκευής κατά την πυρκαγιά.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Όταν στο παρόν Μέρος 1-2 του EN1993 δίδονται κανόνες που ισχύουν μόνο για την πρότυπη έκθεση στην πυρκαγιά, αυτό επισημαίνεται στις σχετικές παραγράφους.

(2) Πρέπει να επιβεβαιώνεται ότι, για τη θεωρούμενη χρονική διάρκεια t έκθεσης στην πυρκαγιά ισχύει:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (7.2.3)$$

όπου:

$E_{fi,d}$ είναι το αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού για την κατάσταση πυρκαγιάς, το οποίο προσδιορίζεται σύμφωνα με το EN 1991-1-2,

περιλαμβανομένων των αποτελεσμάτων των θερμικών διαστολών και μετατοπίσεων,

$R_{fi,d,t}$ είναι η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού για την κατάσταση πυρκαγιάς.

(3) Η στατική ανάλυση για την κατάσταση πυρκαγιάς πρέπει να γίνεται σύμφωνα με το EN 1990 5.1.4

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Για την ανάλυση μεμονωμένων μελών, βλέπε 7.2.4.2,

Για την ανάλυση τμημάτων του φορέα, βλέπε 7.2.4.3,

Για στατική ανάλυση ολόκληρου του φορέα, βλέπε 7.2.4.4.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Για την επαλήθευση των απαιτήσεων αντοχής για περίπτωση πρότυπης πυρκαγιάς η ανάλυση κατά μεμονωμένο μέλος είναι επαρκής.

(4) Ως εναλλακτική περίπτωση του σχεδιασμού με υπολογισμούς, ο σχεδιασμός σε κατάσταση πυρκαγιάς μπορεί να βασίζεται στα αποτελέσματα δοκιμών υπό συνθήκες πυρκαγιάς ή σε συνδυασμό δοκιμασιών και υπολογισμών.

9.2.4.2 Ανάλυση μεμονωμένου μέλους

(1) Το αποτέλεσμα των δράσεων πρέπει να προσδιορίζεται για τη χρονική στιγμή $t=0$, χρησιμοποιώντας τους συντελεστές συνδυασμού $\psi_{1,1}$ ή $\psi_{2,1}$ σύμφωνα με το EN 1991-1-2, παράγραφος 7.4.3.1.

(2) Ως μία απλοποίηση στην προηγούμενη παράγραφο (1), το αποτέλεσμα των δράσεων $E_{d,fi}$ μπορεί να λαμβάνεται από μια στατική ανάλυση για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία ως:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (7.2.4)$$

όπου:

E_d είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης δύναμης ή ροπής για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία και για το βασικό συνδυασμό δράσεων (βλέπε EN 1990),

η_{fi} είναι ο μειωτικός συντελεστής για τη στάθμη φόρτισης κατά το σχεδιασμό στην κατάσταση πυρκαγιάς.

(3) ο μειωτικός συντελεστής η_{fi} για το συνδυασμό φορτίων (6.10) στο EN 1990 μπορεί να λαμβάνεται

ως:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (7.2.5)$$

ή για τους συνδυασμούς φορτίων (6.10a) και (6.10b) του EN 1990 ως η μικρότερη εκ των τιμών που δίδονται από τις ακόλουθες δύο σχέσεις:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (7.2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (7.2.5b)$$

όπου:

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

G_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της μόνιμης δράσης,

γ_G είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τις μόνιμες δράσεις,

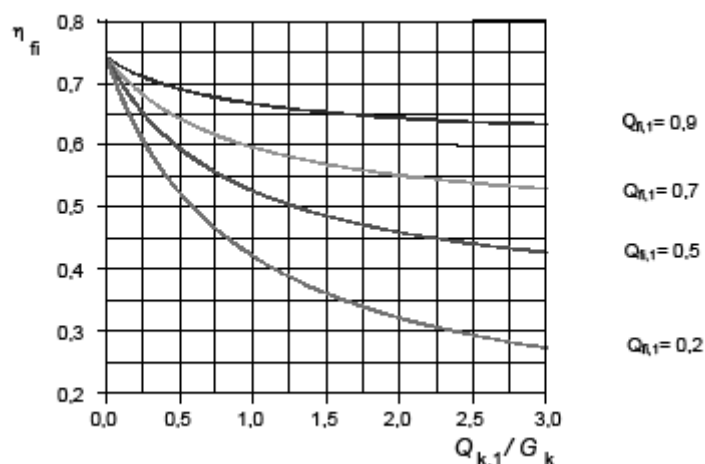
$\gamma_{Q,1}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής για τη μεταβλητή δράση 1,

ψ_{fi} είναι ο συντελεστής συνδυασμού δράσεων που δίδεται ως $\psi_{1,1}$ ή $\psi_{2,1}$,

ξ είναι ο μειωτικός συντελεστής για μόνιμες δράσεις G που δρουν κατά δυσμενή τρόπο.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Ένα παράδειγμα της μεταβολής του μειωτικού συντελεστή η_{fi} συναρτήσει του λόγου των φορτίων $Q_{k,1}/G_k$ για διαφορετικές τιμές του συντελεστή συνδυασμού $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ σύμφωνα με τη σχέση (7.2.5), φαίνεται στο Σχήμα 7.1 με τις ακόλουθες υποθέσεις: $\gamma_G = 1,35$ και $\gamma_Q = 1,5$. Οι επιμέρους συντελεστές

καθορίζονται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα του EN 1990. Οι σχέσεις (7.2.5a) και (7.2.5b) δίνουν ελαφρά μεγαλύτερες τιμές.



Σχήμα 9.1: Μεταβολή του μειωτικού συντελεστή η_{fi} με το λόγο φορτίων $Q_{k,1}/G_k$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Ως απλοποίηση μπορεί να χρησιμοποιηθεί η συνιστώμενη τιμή $\eta_{fi} = 0,65$, εκτός περιπτώσεων επιβεβλημένων φορτίων κατά την κατηγορία E του EN 1991-1-1 (επιφάνειες που μπορεί να δεχτούν συσσώρευση αγαθών περιλαμβανομένων των περιοχών πρόσβασης) όπου η συνιστώμενη τιμή είναι 0,70.

(4) Μόνο τα αποτελέσματα των θερμικών παραμορφώσεων που προέρχονται από θερμικές διαβαθμίσεις μέσα στη διατομή απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη. Τα αποτελέσματα γραμμικών διαστολών ή διαστολών στο επίπεδο μπορεί να αμελούνται.

(5) Οι συνοριακές συνθήκες στις στηρίξεις και τα άκρα του μέλους επιτρέπεται να υποτεθεί ότι παραμένουν αμετάβλητες κατά τη διάρκεια έκθεσης στην πυρκαγιά.

(6) Οι απλοποιημένες ή προχωρημένες υπολογιστικές μέθοδοι που δίδονται στις παραγράφους 7.4.2 και 7.4.3 αντιστοίχως είναι κατάλληλες για τον έλεγχο επάρκειας μελών στην κατάσταση πυρκαγιάς.

9.2.4.3 Ανάλυση τμήματος του φορέα

(1) Ισχύει η παράγραφος 7.2.4.2 (1)

(2) Ως μία εναλλακτική της εφαρμογής μίας στατικής ανάλυσης για την κατάσταση πυρκαγιάς κατά τη χρονική στιγμή $t = 0$, οι αντιδράσεις στις στηρίξεις και οι εσωτερικές δυνάμεις και ροπές στα σύνορα τμήματος της κατασκευής μπορεί να λαμβάνονται από μία στατική ανάλυση για συνήθη θερμοκρασία όπως δίδεται στην παράγραφο 7.2.4.2.

(3) Το τμήμα της κατασκευής που πρόκειται να αναλυθεί πρέπει να καθορίζεται με βάση και τις εν δυνάμει θερμικές διαστολές και παραμορφώσεις σε τρόπο ώστε η αλληλεπίδρασή του με άλλα τμήματα της κατασκευής να μπορεί να προσεγγίζεται με ανεξάρτητες του χρόνου συνθήκες στήριξης και συνοριακές συνθήκες κατά τη διάρκεια της έκθεσης σε πυρκαγιά.

(4) Μέσα στο τμήμα της κατασκευής το οποίο αναλύεται πρέπει να λαμβάνονται υπόψη: η σχετική προς την έκθεση στην πυρκαγιά μορφή αστοχίας, οι μεταβαλλόμενες με τη θερμοκρασία ιδιότητες του υλικού και δυσκαμψίες των μελών, τα αποτελέσματα των θερμικών διαστολών και παραμορφώσεων (έμμεσες δράσεις πυρκαγιάς).

(5) Οι συνοριακές συνθήκες στις στηρίξεις και οι δυνάμεις και ροπές στα όρια τμήματος της κατασκευής μπορεί να υποτεθεί ότι παραμένουν αμετάβλητες κατά τη διάρκεια της έκθεσης στην πυρκαγιά.

9.2.4.4 Συνολική στατική ανάλυση

(1) Όπου διενεργείται συνολική ανάλυση για την κατάσταση πυρκαγιάς πρέπει να λαμβάνονται υπόψη: οι σχετικές με την έκθεση στην πυρκαγιά μορφές αστοχίας, οι ιδιότητες του υλικού και οι δυσκαμψίες των μελών όπως μεταβάλλονται με τη θερμοκρασία, καθώς επίσης η επιρροή των θερμικών παραμορφώσεων (έμμεσες δράσεις πυρκαγιάς).

9.3 Ιδιότητες του υλικού

9.3.1 Γενικά

(1) Οι τιμές των μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα που δίδονται στο παρόν κεφάλαιο θα θεωρούνται ως χαρακτηριστικές τιμές εκτός εάν ρητά ορίζεται ότι αποτελούν τιμές σχεδιασμού.

(2) Ως μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα στους 20°C θα λαμβάνονται εκείνες που δίδονται στην EN 1993-1-1 για το σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία.

9.3.2 Μηχανικές ιδιότητες των συνήθων χαλύβων

9.3.2.1 Ιδιότητες σχετικές με την αντοχή και τις παραμορφώσεις

(1) Για ρυθμούς θέρμανσης μεταξύ 2 και 50 K/min, τα χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης του χάλυβα σε υψηλές θερμοκρασίες θα λαμβάνονται από τη σχέση τάσεων – παραμορφώσεων που δίδεται στο Σχήμα 7.2.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τους κανόνες του παρόντος πρότυπου υποτίθεται ότι οι ρυθμοί θέρμανσης βρίσκονται μέσα στα παραπάνω όρια.

(2) Η σχέση που δίδεται στο Σχήμα 7.2 μπορεί να χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των αντοχών σε εφελκυσμό, θλίψη, κάμψη ή διάτμηση.

(3) Ο Πίνακας 7.1 δίνει τους μειωτικούς συντελεστές για τις ιδιότητες του χάλυβα (σε υψηλές θερμοκρασίες) που συνδέονται με το διάγραμμα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων, το οποίο δίδεται στο Σχήμα 7.2. Οι παραπάνω μειωτικοί συντελεστές ορίζονται ως εξής:

-ενεργός τάση διαρροής ως προς την τάση διαρροής σε 20 °C: $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$

-όριο αναλογίας ως προς την τάση διαρροής σε 20 °C: $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$

-κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής ως προς την κλίση στους 20 °C:

$$k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η μεταβολή των παραπάνω τριών μειωτικών συντελεστών συναρτήσει της θερμοκρασίας φαίνεται στο Σχήμα 7.3.

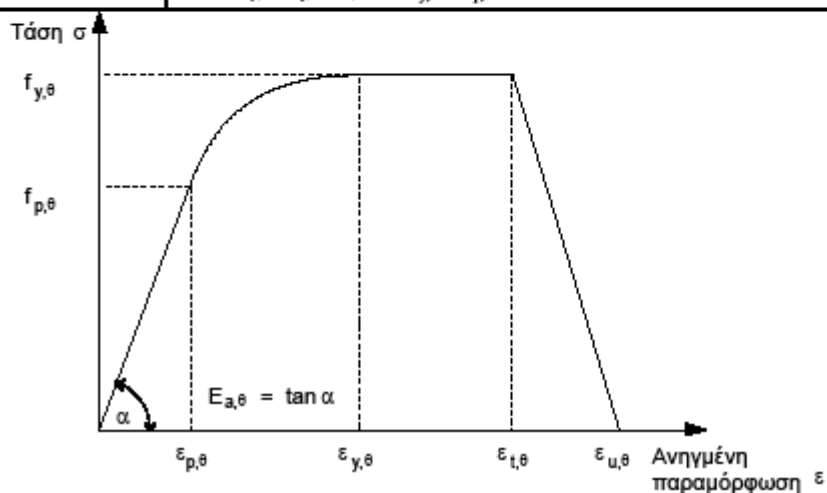
(4) Εναλλακτικά, για θερμοκρασίες μικρότερες των 400 °C, η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων που καθορίζεται στην (1) μπορεί να επεκταθεί με τις παραμορφώσεις κράτησης που δίδονται στο Παράρτημα Α, υπό την προϋπόθεση ότι τοπικός ή καθολικός λυγισμός δεν οδηγεί σε πρόωρη αστοχία.

9.3.2.2 Πυκνότητα

(1) Η πυκνότητα του χάλυβα ρ_a μπορεί να θεωρείται ότι είναι ανεξάρτητη από τη θερμοκρασία του. Η ακόλουθη τιμή μπορεί να λαμβάνεται υπόψη:

$$\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$$

Περιοχή (ανηγμένων) παραμορφώσεων	Τάση σ	Εφαπτομενικό μέτρο
$\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$	$\varepsilon E_{a,\theta}$	$E_{a,\theta}$
$\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$	$f_{p,\theta} - c + (b/a) [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a [a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}}$
$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{t,\theta}$	$f_{y,\theta}$	0
$\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$	$f_{y,\theta} [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{u,\theta}$	0,00	-
Παράμετροι	$\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ $\varepsilon_{y,\theta} = 0,02$	$\varepsilon_{t,\theta} = 0,15$ $\varepsilon_{u,\theta} = 0,20$
Συναρτήσεις	$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) E_{a,\theta} - 2(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$	



όπου:

$f_{y,\theta}$ ενεργός τάση διαρροής,

$f_{p,\theta}$ όριο αναλογίας,

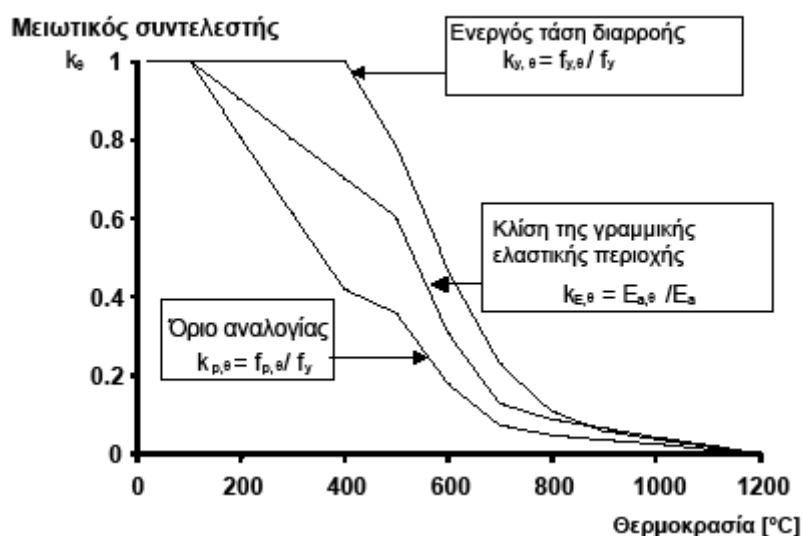
- $E_{a,\theta}$ κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής,
- $\varepsilon_{p,\theta}$ παραμόρφωση αντιστοιχούσα στο όριο αναλογίας,
- $\varepsilon_{y,\theta}$ παραμόρφωση διαρροής,
- $\varepsilon_{t,\theta}$ μέγιστη παραμόρφωση στη στάθμη διαρροής,
- $\varepsilon_{u,\theta}$ οριακή παραμόρφωση.

Σχήμα 9.2: Σχέση τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων για συνήθεις χάλυβες σε υψηλές θερμοκρασίες

Πίνακας 9.1: Μειωτικοί συντελεστές για τις ιδιότητες του χάλυβα που συνδέονται με το διάγραμμα τάσεων - παραμορφώσεων, σε υψηλές θερμοκρασίες

θερμοκρασία χάλυβα θ_k	Μειωτικοί συντελεστές σε θερμοκρασία θ_k ως προς την τιμή της f_y ή του E_a σε 20 °C		
	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για την ενεργό τάση διαρροής $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Μειωτικός συντελεστής (ως προς την f_y) για το όριο αναλογίας $k_{p,\theta} = f_{p,\theta}/f_y$	Μειωτικός συντελεστής (ως προς το E_a) για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής $k_{E,\theta} = E_{k,\theta}/E_a$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	1,000	0,807	0,900
300 °C	1,000	0,613	0,800
400 °C	1,000	0,420	0,700
500 °C	0,780	0,360	0,600
600 °C	0,470	0,180	0,310
700 °C	0,230	0,075	0,130
800 °C	0,110	0,050	0,090
900 °C	0,060	0,0375	0,0675
1000 °C	0,040	0,0250	0,0450
1100 °C	0,020	0,0125	0,0225
1200 °C	0,000	0,0000	0,0000

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για ενδιάμεσες τιμές της θερμοκρασίας του χάλυβα, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.



Σχήμα 9.3: Μειωτικοί συντελεστές για τις ιδιότητες συνήθων χαλύβων που συνδέονται με το διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων, σε υψηλές θερμοκρασίες.

9.4 Δομικός σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς

9.4.1 Γενικά

(1) Η παρούσα ενότητα δίνει κανόνες για δομικά στοιχεία από χάλυβα που μπορεί να είναι:

- μη προστατευμένα,
- μονωμένα με υλικά προστασίας έναντι πυρκαγιάς,
- προστατευμένα με διαφράγματα θερμότητας,

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Παραδείγματα άλλων μεθόδων προστασίας αποτελούν η πλήρωση με νερό ή μερική προστασία μέσα σε τοίχους και πατώματα.

(2) Για τον προσδιορισμό της αντοχής σε πυρκαγιά επιτρέπεται να εφαρμόζονται οι ακόλουθες μέθοδοι σχεδιασμού:

- απλοποιημένα υπολογιστικά μοντέλα,
- προχωρημένα υπολογιστικά μοντέλα,
- πειράματα.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Η απόφαση για τη χρήση προχωρημένων υπολογιστικών μοντέλων σε μία χώρα πρέπει να περιέχεται στο Εθνικό της Προσάρτημα.

(3) Τα απλά υπολογιστικά μοντέλα είναι απλοποιημένες μέθοδοι σχεδιασμού για μεμονωμένα μέλη, οι οποίες βασίζονται σε συντηρητικές παραδοχές.

(4) Τα προχωρημένα υπολογιστικά μοντέλα είναι μέθοδοι σχεδιασμού στις οποίες οι αρχές της μηχανικής εφαρμόζονται κατά ρεαλιστικό τρόπο σε ειδικές εφαρμογές.

9.4.2 Απλά υπολογιστικά προσομοιώματα (μοντέλα)

9.4.2.1 Γενικά

(1) Η λειτουργία ενός μέλους από χάλυβα, ως φέροντος στοιχείου, μπορεί να υποτεθεί ότι διατηρείται μετά από χρονικό διάστημα t από την έναρξη δεδομένης πυρκαγιάς εάν:

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (9.4.1)$$

όπου:

$E_{fi,d}$ είναι το αποτέλεσμα των δράσεων για την κατάσταση πυρκαγιάς, σύμφωνα με την EN1991-1-2,

$R_{fi,d,t}$ είναι η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού του μέλους από χάλυβα για την κατάσταση πυρκαγιάς μετά χρόνο t από την έναρξή της .

(2) Η αντοχή σχεδιασμού $R_{fi,d,t}$ τη χρονική στιγμή t θα προσδιορίζεται, συνήθως με βάση την υπόθεση ομοιόμορφης διανομής της θερμοκρασίας στη διατομή τροποποιώντας την αντοχή σχεδιασμού για συνήθη θερμοκρασία σχεδιασμού κατά το EN 1993-1-1, ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα σε ψηλές θερμοκρασίες, βλέπε 7.4.2.3.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Στην παράγραφο 7.4.2.3 η $R_{fi,d,t}$ γίνεται $M_{fi,t,Rd}$, $N_{fi,t,Rd}$ κ.λπ. (χωριστά ή σε συνδυασμό), ενώ οι σχετικές τιμές των $M_{fi,Ed}$, $N_{fi,Ed}$ κ.λπ. αντιστοιχούν στο $E_{fi,d}$.

(3) Εάν χρησιμοποιείται μη ομοιόμορφη κατανομή της θερμοκρασίας, η αντοχή σχεδιασμού για το σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία σύμφωνα με το EN 1993-1-1 τροποποιείται με βάση αυτή τη κατανομή θερμοκρασίας.

(4) Εναλλακτικά προς την παράγραφο (1), χρησιμοποιώντας ομοιόμορφη κατανομή της θερμοκρασίας, ο έλεγχος μπορεί να διενεργείται σε όρους θερμοκρασίας, βλέπε 7.4.2.4.

(5) Η αστοχία σε θέσεις απομειωμένης διατομής λόγω οπών για μέσα συνδέσεως δεν απαιτείται να εξετάζεται, υπό την προϋπόθεση ότι υπάρχει ένα μέσο συνδέσεως σε κάθε οπή, δεδομένου ότι η θερμοκρασία του χάλυβα είναι χαμηλότερη στην περιοχή των συνδέσεων λόγω της παρουσίας πρόσθετου υλικού.

(6) Η αντοχή σχεδιασμού κοχλιωτής ή συγκολλητής συνδέσεως έναντι πυρκαγιάς μπορεί να υποτεθεί ότι είναι επαρκής υπό την προϋπόθεση ότι ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

1. Η θερμική αντίσταση $(d_f / \lambda_f)_c$ της προστασίας της σύνδεσης, έναντι πυρκαγιάς, είναι μεγαλύτερη από τη μικρότερη τιμή της θερμικής αντίστασης $(d_f / \lambda_f)_m$ της προστασίας που εφαρμόζεται σε καθένα από τα επιμέρους συνδεόμενα μέλη.

Όπου:

d_f είναι το πάχος του υλικού προστασίας ($d_f = 0$ για μη προστατευμένα μέλη),

λ_f είναι η ενεργός θερμική αγωγιμότητα του υλικού προστασίας.

2. Ο βαθμός αξιοποίησης της σύνδεσης είναι μικρότερος από τη μεγαλύτερη εκ των τιμών των βαθμών αξιοποίησης που αντιστοιχούν σε καθένα από τα συνδεόμενα μέλη .

3. Η αντοχή της σύνδεσης στη θερμοκρασία του περιβάλλοντος ικανοποιεί τις συστάσεις που δίδονται στο EN1993-1.8.

(7) Εναλλακτικώς προς τη μέθοδο που δίδεται στην παράγραφο 7.4.2.1 (6), η αντοχή σε κατάσταση πυρκαγιάς μιας συνδέσεως μπορεί να προσδιορίζεται χρησιμοποιώντας τη μέθοδο που δίδεται στο παράρτημα D.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Ως απλοποίηση, η σύγκριση του βαθμού αξιοποίησης συνδέσεων και συνδεδεμένων μελών μπορεί να γίνεται για συνήθη θερμοκρασία.

9.4.2.2 Κατάταξη των διατομών

(1) Για τους σκοπούς αυτών των απλοποιημένων κανόνων οι διατομές μπορεί να κατατάσσονται όπως κατά το συνήθη σχεδιασμό με μειωμένη τιμή για το ε , που δίδεται από τη σχέση (7.4.2)

$$\varepsilon = 0,85 [235/f_y]^{0.5} \quad (9.4.2)$$

όπου:

f_y είναι η τάση διαρροής στους 20 °C.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Βλέπε EN1993-1-1.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Ο μειωτικός συντελεστής 0,85 λαμβάνει υπόψη τις επιρροές λόγω της αύξησης της θερμοκρασίας.

9.4.2.3 Αντοχή

9.4.2.3.1 Εφελκύμενα μέλη

(1) Η αντοχή σχεδιασμού $N_{fi,\theta,Rd}$ ενός εφελκυόμενου μέλους με ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a προσδιορίζεται από:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} N_{Rd} [\gamma_{M,0} / \gamma_{M,fi}] \quad (7.4.3)$$

όπου:

$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής σε θερμοκρασία θ_a , η οποία πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t , βλέπε κεφάλαιο 3,

N_{Rd} είναι η αντοχή σχεδιασμού της διατομής $N_{pl,Rd}$ για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία, σύμφωνα με το ENV 1993-1-1.

(2) Η αντοχή σχεδιασμού $N_{fi,t,Rd}$ τη χρονική στιγμή t ενός εφελκυόμενου μέλους με ανομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας επί της διατομής μπορεί να προσδιορίζεται από:

$$N_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^{\eta} A_i k_{y,\theta,i} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (7.4.4)$$

όπου:

A_i είναι ένα στοιχειώδες εμβαδόν της διατομής με θερμοκρασία θ_i ,
 $k_{y,\theta,i}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα
σε θερμοκρασία θ_i

θ_i είναι η θερμοκρασία στο στοιχειώδες εμβαδόν A_i .

(3) Η αντοχή σχεδιασμού $N_{fi,t,Rd}$ στο χρόνο t ενός εφελκόμενου μέλους με ανομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας μπορεί συντηρητικά να λαμβάνεται ίση προς την αντοχή σχεδιασμού $N_{fi,\theta,Rd}$ ενός εφελκόμενου μέλους με ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a ίση προς τη μέγιστη θερμοκρασία χάλυβα $\theta_{a,max}$ που πραγματοποιείται σε χρόνο t .

9.4.2.3.2 Θλιβόμενα μέλη με διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3

(1) Η αντοχή σχεδιασμού έναντι λυγισμού $N_{b,fi,t,Rd}$ τη χρονική στιγμή t ενός θλιβόμενου μέλους με διατομή κατηγορίας 1, 2 ή 3 και ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a προσδιορίζεται από:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (7.4.5)$$

όπου:

χ_{fi} είναι ο μειωτικός συντελεστής για καμπτικό λυγισμό στην κατάσταση σχεδιασμού πυρκαγιάς,

$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής τις τάσης διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a από το κεφάλαιο 3, που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t .

(2) Η τιμή του χ_{fi} θα λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις τιμές $\chi_{y,fi}$ και $\chi_{z,fi}$ που προσδιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (7.4.6)$$

με

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} [1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2]$$

και

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y}$$

Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{\theta}$ για θερμοκρασία θ_a , δίδεται από:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} [k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0,5} \quad (7.4.7)$$

όπου:

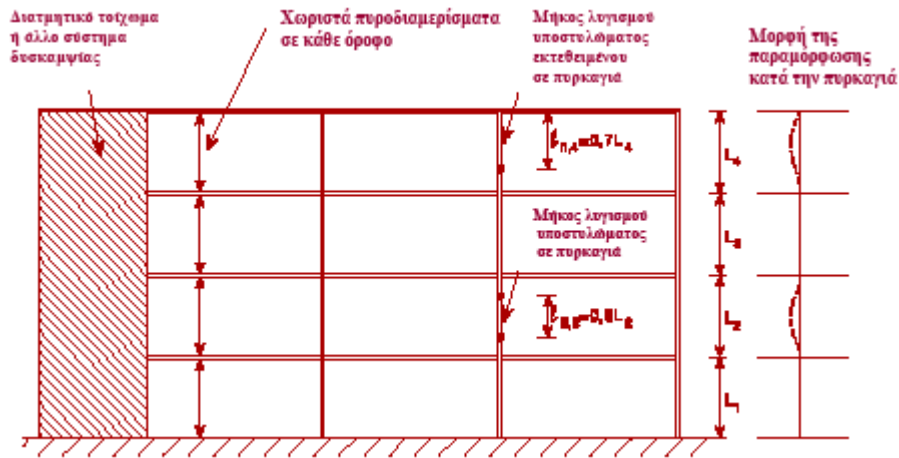
$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής από το κεφάλαιο 3 για την τάση διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a , που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t ,

$k_{E,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής του διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων που αντιστοιχεί σε θερμοκρασία θ_a , πραγματοποιούμενη σε χρόνο t .

(3) Το μήκος λυγισμού l_{fi} ενός υποστυλώματος κατά το σχεδιασμό στην κατάσταση πυρκαγιάς γενικά θα προσδιορίζεται όπως κατά το σχεδιασμό στη συνήθη θερμοκρασία. Εν τούτοις, σ' ένα πλευρικά μη μεταθετό πλαίσιο το μήκος λυγισμού l_{fi} μπορεί να προσδιοριστεί θεωρώντας το υποστύλωμα πακτωμένο στα υποστυλώματα του ανώτερου και κατώτερου πυροδιαμερίσματος υπό την προϋπόθεση ότι υπάρχουν συνεχείς ή ημισυνεχείς συνδέσεις και ότι η αντοχή σε πυρκαγιά των στοιχείων του κτιρίου που διαχωρίζουν αυτά τα πυροδιαμερίσματα δεν είναι μικρότερη από την αντοχή σε πυρκαγιά του υποστυλώματος.

(4) Στην περίπτωση ενός αμετάθετου πλαισίου στο οποίο κάθε όροφος περιλαμβάνει ένα χωριστό πυροδιαμέρισμα με επαρκή αντοχή σε πυρκαγιά, το μήκος λυγισμού l_{fi} ενός συνεχούς υποστυλώματος σε ένα ενδιάμεσο όροφο μπορεί να λαμβάνεται ως l_{fi}

= $0,5L$ και στον ανώτερο όροφο ως $l_{fi} = 0,7L$, όπου L το ύψος του αντίστοιχου ορόφου, βλέπε Σχήμα 7.4.1.



Σχήμα 9.4.1: Μήκη λυγισμού l_{fi} υποστυλωμάτων σε αμετάθετα πλαίσια

(5) Όταν γίνεται σχεδιασμός χρησιμοποιώντας ονομαστικές εκθέσεις σε πυρκαγιά, η αντοχή σχεδιασμού $N_{b,fi,t,Rd}$ σε χρόνο t ενός θλιβόμενου μέλους με μη ομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας μπορεί να λαμβάνεται ως ίση προς την αντοχή σχεδιασμού $N_{b,fi,\theta,Rd}$ ενός θλιβόμενου μέλους με ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a ίση προς τη μέγιστη θερμοκρασία $\theta_{a,max}$ που πραγματοποιείται στο χρόνο t .

9.4.2.3.3 Δοκοί με διατομές κατηγορίας 1 ή 2

(1) Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,\theta,Rd}$ διατομών κατηγορίας 1 ή 2 με ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a προσδιορίζεται από:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} [\gamma_{M,0} / \gamma_{M,fi}] M_{Rd} \quad (7.4.8)$$

όπου:

M_{Rd} είναι η πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής $M_{pl,Rd}$ για σχεδιασμό στη συνήθη θερμοκρασία, σύμφωνα με το EN 1993-1-1 ή με την απομειωμένη αντοχή σε κάμψη, σε συνήθη θερμοκρασία, λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή της τέμνουσας σύμφωνα με το EN 1993-1-1,

$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a , βλέπε κεφάλαιο 3

(2) Η αντοχή σχεδιασμού $M_{fi,t,Rd}$ σε χρόνο t μιας διατομής κατηγορίας 1 ή 2 με ανομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας στη διατομή, μπορεί να προσδιορίζεται από:

$$M_{fi,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i z_i k_{y,\theta,i} f_{y,i} / \gamma_{M,fi} \quad (7.4.9)$$

όπου:

z_i είναι η απόσταση ενός στοιχειώδους εμβαδού A_i από τον πλαστικό ουδέτερο άξονα,

$f_{y,i}$ είναι η ονομαστική τάση διαρροής f_y για το στοιχειώδες εμβαδόν A_i , λαμβανομένη ως θετική στη θλιβόμενη πλευρά του ουδέτερου άξονα και ως αρνητική για την εφελκυσόμενη πλευρά,

A_i και $k_{y,\theta,i}$ είναι όπως ορίζονται στην 7.4.2.3.1 (2).

(3) Εναλλακτικά, η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,t,Rd}$ στο χρόνο t μιας διατομής κατηγορίας 1 ή 2 σε ένα μέλος με ανομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας, μπορεί να προσδιορίζεται από:

$$M_{fi,t,Rd} = M_{fi,\theta,Rd} / \kappa_1 \kappa_2 \quad (7.4.10)$$

όπου:

$M_{fi,\theta,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη της διατομής για ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a ίση προς την ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a στο χρόνο t μιας διατομής που δεν επηρεάζεται θερμικά από τις στηρίξεις,

κ_1 είναι ένας συντελεστής προσαρμογής για ανομοιόμορφη θερμοκρασία επί της διατομής, βλέπε (7)

κ_2 είναι ένας συντελεστής προσαρμογής για ανομοιόμορφη θερμοκρασία κατά μήκος της δοκού, βλέπε (8).

(4) Η ροπή αντοχής σχεδιασμού $M_{b,fi,t,Rd}$ έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού κατά τη χρονική στιγμή t ενός πλευρικά μη προστατευμένου μέλους με διατομή κατηγορίας 1 ή 2, προσδιορίζεται από:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta,com} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (7.4.11)$$

όπου:

$\chi_{LT,fi}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό κατά το σχεδιασμό στην κατάσταση πυρκαγιάς,

$k_{y,\theta,com}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα στη μέγιστη θερμοκρασία $\theta_{a,com}$ που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t στο θλιβόμενο πέλμα.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Συντηρητικά η $\theta_{a,com}$ μπορεί να υποτεθεί ότι είναι ίση προς την ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a .

(5) Η τιμή του $\chi_{LT,fi}$ προσδιορίζεται σύμφωνα με τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\varphi_{LT,\theta,com} + \sqrt{[\varphi_{LT,\theta,com}]^2 - [\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}]^2}} \quad (7.4.12)$$

με

$$\varphi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2 \right] \quad (7.4.13)$$

και

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y} \quad (7.4.14)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} \left[\frac{k_{y,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}} \right]^{0,5} \quad (7.4.15)$$

όπου:

$k_{E,\theta,com}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την κλίση της γραμμικής ελαστικής περιοχής του διαγράμματος τάσεων – παραμορφώσεων στη μέγιστη

θερμοκρασία του χάλυβα $\theta_{a,com}$ στο θλιβόμενο πέλμα κατά τη χρονική στιγμή t .

(6) Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα $V_{fi,t,Rd}$ στο χρόνο t μιας διατομής κατηγορίας 1 ή 2 προσδιορίζεται από:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} \cdot V_{Rd} [\gamma_{M,0} / \gamma_{M,fi}]$$

(7.4.16)

όπου:

V_{Rd} είναι η αντοχή σε τέμνουσα της πλήρους διατομής στη συνήθη θερμοκρασία σύμφωνα με το ENV1993-1-1,

θ_{web} είναι η μέση θερμοκρασία στον κορμό της διατομής,

$k_{y,\theta,web}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα στη θερμοκρασία θ_{web} , βλέπε κεφάλαιο 3.

(7) Η τιμή του συντελεστή προσαρμογής κ_1 για ανομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας στη διατομή λαμβάνεται ως ακολούθως:

- για μια δοκό εκτεθειμένη και από τις τέσσερις πλευρές της: $\kappa_1 = 1,0$

- για μια μη προστατευμένη δοκό εκτεθειμένη από τις τρεις πλευρές της με μία σύμμικτη ή από σκυρόδεμα πλάκα στην τέταρτη πλευρά: $\kappa_1 = 0,70$

- για μια προστατευμένη δοκό εκτεθειμένη από τις τρεις πλευρές της, με μια πλάκα από σκυρόδεμα στην τέταρτη: $\kappa_1 = 0,85$

(8) Για περίπτωση ανομοιόμορφης κατανομής της θερμοκρασίας κατά μήκος της δοκού, ο συντελεστής προσαρμογής κ_2 λαμβάνεται ως ακολούθως:

- στις στηρίξεις μιας στατικά αόριστης δοκού: $\kappa_2 = 0,85$

- σε όλες τις άλλες περιπτώσεις: $\kappa_2 = 1,0$.

9.4.2.3.4 Δοκοί με διατομές κατηγορίας 3

(1) Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,t,Rd}$ στο χρόνο t μιας διατομής κατηγορίας 3 με ομοιόμορφη θερμοκρασία προσδιορίζεται από:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} M_{Rd} [\gamma_{M,0} / \gamma_{M,fi}]$$

(7.4.17)

όπου:

M_{Rd} είναι η ελαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής $M_{el,Rd}$ για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία, σύμφωνα προς το EN 1993-1-1 ή η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη λόγω της επιρροής τέμνουσας δύναμης σύμφωνα προς το EN 1993-1-1,

$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a , βλέπε κεφάλαιο 3,

(2) Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,t,Rd}$ τη χρονική στιγμή t μιας διατομής κατηγορίας 3 με ανομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας μπορεί να προσδιορίζεται από:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,max} M_{Rd} [\gamma_{M,0} / \gamma_{M,fi}] / \kappa_1 \kappa_2$$

(7.4.18)

όπου:

M_{Rd} είναι η ελαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής $M_{el,Rd}$ για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία, ή η απομειωμένη αντοχή σε κάμψη λόγω της επιρροής τέμνουσας δύναμης κατά το EN 1993-1-1,

$k_{y,\theta,max}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την τάση διαρροής του χάλυβα στη μέγιστη θερμοκρασία $\theta_{a,max}$ που πραγματοποιείται στο χρόνο t , βλέπε κεφάλαιο 3,

κ_1 είναι ένας συντελεστής προσαρμογής λόγω της ανομοιόμορφης θερμοκρασίας στη διατομή, βλέπε 4.2.3.3 (7),

κ_2 είναι ένας συντελεστής προσαρμογής λόγω της ανομοιόμορφης θερμοκρασίας κατά μήκος της δοκού, βλέπε 4.2.3.3 (8).

(3) Η ροπή αντοχής σχεδιασμού $M_{b,fi,t,Rd}$ έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, κατά τη χρονική στιγμή t μίας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού, με διατομή κατηγορίας 3, προσδιορίζεται από:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta,com} f_y / \gamma_{M,fi} \quad (7.4.19)$$

όπου:

$\chi_{LT,fi}$ δίδεται στην 7.4.2.3.3 (5).

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Συντηρητικά η $\theta_{a,com}$ μπορεί να υποτεθεί ότι είναι ίση προς τη μέγιστη θερμοκρασία $\theta_{a,max}$.

(4) Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα $V_{fi,t,Rd}$ στο χρόνο t μιας διατομής κατηγορίας 3 προσδιορίζεται από:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} V_{Rd} [\gamma_{M,0} / \gamma_{M,fi}] \quad (7.4.20)$$

όπου:

V_{Rd} είναι η αντοχή σε τέμνουσα της πλήρους διατομής για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία, σύμφωνα προς το EN 1993-1-1.

9.4.2.3.5 Μέλη με διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 υποκείμενα σε συνδυασμό κάμψης και αξονικής θλίψης

(1) Η αντοχή σχεδιασμού $R_{fi,t,d}$ έναντι λυγισμού τη χρονική στιγμή t για ένα μέλος που υπόκειται σε συνδυασμένη κάμψη και αξονική θλίψη θα ελέγχεται με την ικανοποίηση των σχέσεων (4.21a) και (4.21b) προκειμένου για μέλος με διατομή κατηγορίας 1 ή 2, ή των σχέσεων (4.21c) και (4.21d) για μέλος με διατομή κατηγορίας 3.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (7.4.21\alpha)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (7.4.21b)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (7.4.21c)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (7.4.21b)$$

όπου:

$\chi_{min,fi}$ ορίζεται στην 7.4.2.3.2,

$\chi_{z,fi}$ ορίζεται στην 7.4.2.3.2,

$\chi_{LT,fi}$ ορίζεται στην 7.4.2.3.3 (5),

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_{z,\theta} \beta_{M,LT} - 0,15 \leq 0,9$$

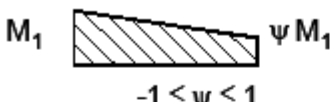
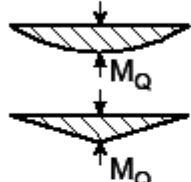
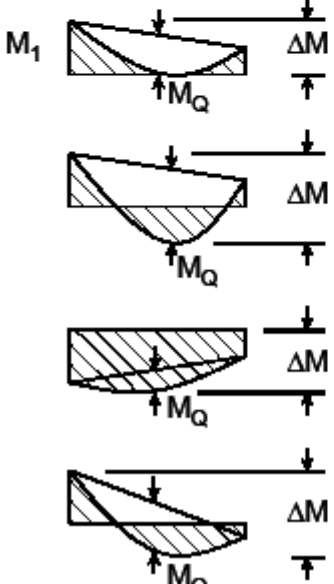
$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

$$\mu_y = (1,2 \beta_{M,y} - 3) \bar{\lambda}_{z,\theta} + 0,44 \beta_{M,y} - 0,29 \leq 0,8$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 3$$

με $\mu_z = (2 \beta_{M,z} - 5) \bar{\lambda}_{z,\theta} + 0,44\beta_{M,z} - 0,29 \leq 0,8$ και $\bar{\lambda}_{z,\theta} \leq 1,1$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Για τους συντελεστές γ_M ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής, βλέπε το Σχήμα 9.4.2.

Διάγραμμα ροπών	Συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής β_M
<p>Ακραίες ροπές</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Ροπές οφειλόμενες σε εγκάρσια φορτία</p>  <p>M_Q M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Ροπές οφειλόμενες σε εγκάρσια φορτία σε συνδυασμό με ακραίες ροπές</p>  <p>M_1 M_Q ΔM M_Q ΔM M_Q ΔM M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>$M_Q = \max M$ λόγω των εγκάρσιων φορτίων μόνο</p> $\Delta M \begin{cases} \max M & \text{για διάγραμμα ροπών χωρίς αλλαγή προσήμου} \\ \max M + \min M & \text{για διάγραμμα ροπών με αλλαγή προσήμου} \end{cases}$

Σχήμα 7.4.2: Συντελεστές ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής.

7.4.2.3.6 Μέλη με διατομές κατηγορίας 4

(1) Για μέλη με διατομές κατηγορίας 4, εκτός εφελκυσμένων μελών, μπορεί να υποτεθεί ότι η παράγραφος 7.4.2.1(1) ικανοποιείται, εάν τη χρονική στιγμή t η θερμοκρασία του χάλυβα θ_a σε όλες τις διατομές δεν είναι μεγαλύτερη από θ_{crit} .

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1 : Για περισσότερες πληροφορίες, βλέπε Παράρτημα Ε.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2 : Η οριακή τιμή θ_{crit} μπορεί να προσδιορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστάται η τιμή $\theta_{crit}=350^{\circ}\text{C}$.

9.4.2.4 Κρίσιμη θερμοκρασία

(1) Εναλλακτικά με την 7.4.2.3, ο έλεγχος μπορεί να διενεργείται με όρους θερμοκρασίας.

(2) Εκτός εάν λαμβάνονται υπόψη κριτήρια παραμόρφωσης ή όταν πρέπει να ληφθούν υπόψη φαινόμενα ευστάθειας, η κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ συνήθων χαλύβων, κατά την 1.1.2.(6), τη χρονική στιγμή t για ένα μέλος με ομοιόμορφη κατανομή θερμοκρασίας μπορεί να προσδιορίζεται συναρτήσει του βαθμού αξιοποίησης μ_0 κατά τη χρονική στιγμή $t = 0$, χρησιμοποιώντας τη σχέση:

$$\theta_{a,crit} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 \quad (7.4.22)$$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Παραδείγματα τιμών της $\theta_{a,cr}$ για τιμές του μ_0 από 0,22 έως 0,80 δίδονται στον Πίνακα 4.1.

(4) Για μέλη με διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 και για όλα τα εφελκυσμένα μέλη, ο βαθμός αξιοποίησης μ_0 κατά τη χρονική στιγμή $t = 0$ μπορεί να λαμβάνεται από:

$$\mu_0 = \frac{E_{fi,d}}{R_{fi,d,0}} \quad (7.4.23)$$

όπου:

$R_{fi,d,0}$ είναι η τιμή του $R_{fi,d,t}$ τη στιγμή $t = 0$, από την 7.4.2.3,

$E_{fi,d}$ και $R_{fi,d,t}$ ορίζονται στην 7.4.2.1(1).

(5) Εναλλακτικά για εφελκόμενα μέλη και για δοκούς στις οποίες ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός δεν αποτελεί μία δυνατή μορφή αστοχίας, ο μ_0 μπορεί συντηρητικά να λαμβάνεται από:

$$\mu_0 = \eta_{fi} [\gamma_{M,fi} / \gamma_{M0}] \quad (9.4.24)$$

όπου:

η_{fi} είναι ο μειωτικός συντελεστής που ορίζεται στην 7.2.4.3(3).

Πίνακας 9.4.1: Κρίσιμη θερμοκρασία $\theta_{a,cr}$ για τιμές του συντελεστή αξιοποίησης μ_0

μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$	μ_0	$\theta_{a,cr}$
0,22	711	0,42	612	0,62	549
0,24	698	0,44	605	0,64	543
0,26	685	0,46	598	0,66	537
0,28	674	0,48	591	0,68	531
0,30	664	0,50	585	0,70	526
0,32	654	0,52	578	0,72	520
0,34	645	0,54	572	0,74	514
0,36	636	0,56	566	0,76	508
0,38	628	0,58	560	0,78	502
0,40	620	0,60	554	0,80	496

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να καθορίζει διαφορετικές τιμές για τις κρίσιμες θερμοκρασίες.

9.4.2.5 Ανάπτυξη της θερμοκρασίας του χάλυβα

9.4.2.5.1 Μη προστατευμένα εσωτερικά δομικά μέλη από χάλυβα

(1) Για ισοδύναμη ομοιόμορφη κατανομή της θερμοκρασίας στις διατομές, η αύξηση της θερμοκρασίας $\Delta\theta_{a,t}$ ενός μη προστατευόμενου χαλύβδινου μέλους κατά τη διάρκεια χρονικού διαστήματος Δt προσδιορίζεται από:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{A_m/V}{c_a \rho_a} h_{net,d} \Delta t \quad (9.25)$$

όπου:

k_{sh} είναι διορθωτικός συντελεστής υπολογιζόμενος κατά την παράγραφο 4.2.5.1(2) ώστε να ληφθεί υπόψη η «σκίαση» (προστασία) που παρέχουν τμήματα της διατομής σε άλλα,

A_m/V είναι ο συντελεστής διατομής για μη προστατευμένα μέλη από χάλυβα $[1/m]$,

A_m είναι το εμβαδόν της επιφάνειας του μέλους ανά μονάδα μήκους του $[m^2/m]$,

V είναι ο όγκος του μέλους ανά μονάδα μήκους του $[m^3/m]$,

c_a είναι η ειδική θερμότητα του χάλυβα από το κεφάλαιο 3 $[J/kgK]$,

$h_{net,d}$ είναι η τιμή σχεδιασμού για την καθαρή θερμική ροή ανά μονάδα επιφάνειας $[W/m^2]$,

Δt είναι το χρονικό διάστημα $[seconds]$,

ρ_a είναι η πυκνότητα του χάλυβα από το κεφάλαιο 3 $[kg/m^3]$.

(2) Για διατομές διπλών ταυ υπό τη δράση ονομαστικής πυρκαγιάς, ο διορθωτικός συντελεστής της επίδρασης της σκίασης μπορεί να προσδιορίζεται από:

$$k_{sh} = 0,9[A_m/V]_b/[A_m/V]$$

(7.4.26a)

όπου:

$[A_m/V]_b$ είναι η τιμή του συντελεστή διατομής θεωρώντας για τον υπολογισμό της A_m το ορθογώνιο που περιβάλλει τη διατομή

Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις η τιμή του k_{sh} θα λαμβάνεται ως:

$$k_{sh} = [A_m/V]_b/[A_m/V]$$

(7.4.26b)

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 1: Για διατομές με κυρτό σχήμα (π.χ. ορθογωνικές ή κοίλες κυκλικές διατομές), πλήρως περιβαλλόμενες από φλόγες η επιρροή της «σκίασης» δεν παίζει ρόλο και επομένως ο διορθωτικός συντελεστής k_{sh} είναι ίσος προς τη μονάδα,

ΣΗΜΕΙΩΣΗ 2: Αγνοώντας την επιρροή της «σκίασης» (δηλ. $k_{sh}=1$), λαμβάνονται πιο συντηρητικά αποτελέσματα

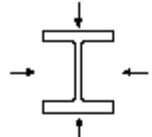
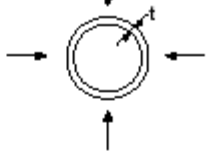
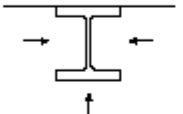
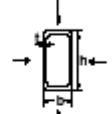
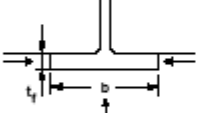
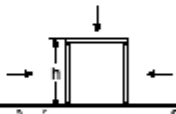

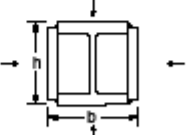
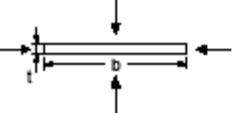
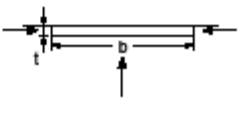
(3) Η τιμή της $h_{\text{net,d}}$ λαμβάνεται από το EN 1991-1-2 χρησιμοποιώντας $\varepsilon_f = 1,0$ και ε_m σύμφωνα με την 2.2(2), όπου ε_f , ε_m ορίζονται στο EN 1991-1-2.

(4) Η τιμή του Δt δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από 5 δευτερόλεπτα.

(5) Στην σχέση (7.4.26) η τιμή του συντελεστή διατομής A_m/V δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερη από 10m^{-1} .

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Ορισμένες σχέσεις για τον υπολογισμό των τιμών σχεδιασμού του συντελεστή διατομής A_m/V για μη προστατευμένα μέλη από χάλυβα δίδονται στον Πίνακα. 7.4.2.

Πίνακας 9.4.2: Συντελεστής διατομής A_m/V για μη προστατευμένα μέλη από χάλυβα.

<p>Ανοικτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά και από τις τέσσερις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{περίμετρος}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 	<p>Σωληνωτή διατομή εκτεθειμένη σε πυρκαγιά από όλες τις πλευρές: $A_m/V = 1/t$</p> 
<p>Ανοικτή διατομή εκτεθειμένη από τρεις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{\text{επιφάνεια εκτεθειμένη στην πυρκαγιά}}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 	<p>Κοίλη διατομή (ή συγκολλητή κιβωτιοειδής διατομή ενιαίου πάχους) εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Διατομή διπλού ταυ με πέλμα εκτεθειμένο από τρεις πλευρές:</p> $A_m/V = (b + 2t_f)/(bt_f)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 	<p>Συγκολλητή κιβωτιοειδής διατομή εκτεθειμένη στην πυρκαγιά από όλες τις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 
<p>Διατομή γωνιακού εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> $A_m/V = 2/t$ 	<p>Διατομή διπλού ταυ με κιβωτιοειδή ενίσχυση εκτεθειμένη από όλες τις πλευρές:</p> $\frac{A_m}{V} = \frac{2(b+h)}{\text{εμβαδόν διατομής}}$ 
<p>Επίπεδο έλασμα εκτεθειμένο από όλες τις πλευρές:</p> $A_m/V = 2(b+t)/(bt)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 2/t$</p> 	<p>Επίπεδο έλασμα εκτεθειμένο από τρεις πλευρές:</p> $A_m/V = (b + 2t)/(bt)$ <p>Εάν $t \ll b$: $A_m/V \approx 1/t$</p> 

9.4.2.5.2 Εσωτερικά μέλη από χάλυβα μονωμένα με υλικά προστασίας έναντι πυρκαγιάς

(1) Για περίπτωση ομοιόμορφης κατανομής της θερμοκρασίας στη διατομή, η αύξηση θερμοκρασίας $\Delta\theta_{a,t}$ ενός μονωμένου μέλους από χάλυβα κατά τη διάρκεια ενός χρονικού διαστήματος Δt μπορεί να λαμβάνεται από:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p}{d_p c_a \rho_a} \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{\left(1 + \frac{\varphi}{3}\right)} \Delta t - \left(e^{\frac{\varphi}{10}} - 1\right) \Delta\theta_{g,t} \quad (9.4.27)$$

αλλά $\Delta\theta_{a,t} \geq 0$ αν $\Delta\theta_{g,t} \geq 0$

με:

$$\varphi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p A_p / V$$

όπου:

A_p/V είναι ο συντελεστής διατομής για μέλη από χάλυβα μονωμένα με υλικά προστασίας έναντι πυρκαγιάς,

A_p είναι το κατάλληλο εμβαδόν του υλικού προστασίας ανά μονάδα μήκους μέλους [m^2/m],

V είναι ο όγκος του μέλους ανά μονάδα μήκους του [m^3/m],

c_a είναι η εξαρτώμενη από τη θερμοκρασία ειδική θερμότητα του χάλυβα, βλέπε κεφάλαιο 3, [J/kgK],

c_p είναι η ανεξάρτητη από τη θερμοκρασία ειδική θερμότητα του υλικού προστασίας [J/kgK],

d_p είναι το πάχος του υλικού προστασίας [m],

Δt είναι το χρονικό διάστημα [seconds],

$\theta_{a,t}$ είναι η θερμοκρασία του χάλυβα τη χρονική στιγμή t [$^{\circ}C$],

$\theta_{g,t}$ είναι η θερμοκρασία του περιβάλλοντος το μέλος αέρα στο χρόνο t [$^{\circ}C$],

$\Delta\theta_{g,t}$ είναι η αύξηση της θερμοκρασίας του περιβάλλοντος το μέλος αέρα κατά τη διάρκεια του χρονικού διαστήματος Δt [K],

λ_p είναι η θερμική αγωγιμότητα του συστήματος προστασίας έναντι πυρκαγιάς [W/mK],

ρ_a είναι η πυκνότητα του χάλυβα, από το κεφάλαιο 3 [kg/m^3],

ρ_p is η πυκνότητα του υλικού προστασίας [kg/m^3].

(2) Οι τιμές των c_p , λ_p και ρ_p θα προσδιορίζονται όπως καθορίζεται στο κεφάλαιο 3.

(3) Η τιμή του Δt δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από 30 δευτερόλεπτα.


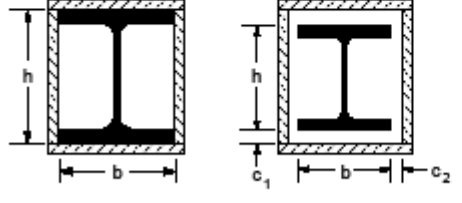
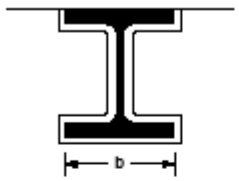
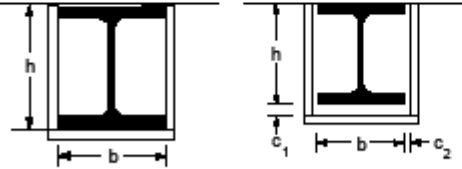
(4) Το εμβαδόν A_p του υλικού προστασίας πρέπει γενικά να λαμβάνεται ως το εμβαδόν της εσωτερικής του επιφάνειας, αλλά για περίπτωση ορθογωνικού εγκιβωτισμού (βλέπε δεύτερη περίπτωση Πίνακα 7.4.3) σε μια απόσταση περί το μέλος από χάλυβα πρέπει να εφαρμόζεται η ίδια τιμή όπως για ορθογωνικό εγκιβωτισμό χωρίς απόσταση από το χαλύβδινο μέλος.

ΣΗΜΕΙΩΣΗ : Χαρακτηριστικές τιμές σχεδιασμού για το συντελεστή διατομής A_p/V μονωμένων μελών από χάλυβα δίδονται στον Πίνακα 7.4.3.

(5) Για υλικά προστασίας που περιέχουν υγρασία ο υπολογισμός της αύξησης θερμοκρασίας $\Delta\theta_a$ του χάλυβα μπορεί να τροποποιείται ώστε να πάρει υπόψη μια χρονική καθυστέρηση όταν η θερμοκρασία του φτάσει τους 100 °C. Αυτή η καθυστέρηση προσδιορίζεται με βάση μέθοδο σύμφωνη προς το EN 13381-4.

(6) Εναλλακτικά προς την 7.4.2.5.2 (1), η ομοιόμορφη θερμοκρασία ενός μονωμένου μέλους από χάλυβα μετά από δεδομένης διάρκειας έκθεση στην πρότυπη πυρκαγιά μπορεί να λαμβάνεται χρησιμοποιώντας διαγράμματα ροής σύμφωνα προς το EN 13381-4.

Πίνακας 9.4.3: Συντελεστής διατομής A_p/V για μέλη από χάλυβα μονωμένα με υλικά προστασίας έναντι πυρκαγιάς.

Σχήμα	Περιγραφή	Συντελεστής διατομής (A_p/V)
	Περιμετρικό περίβλημα σταθερού πάχους	$\frac{\text{Περίμετρος χάλυβα}}{\text{Εμβαδόν διατομής χάλυβα}}$
	Ορθογωνικός εγκιβωτισμός ενιαίου πάχους) ¹	$\frac{2(b + h)}{\text{Εμβαδόν διατομής χάλυβα}}$
	Περιμετρικό περίβλημα ενιαίου πάχους εκτεθειμένο στην πυρκαγιά από τρεις πλευρές	$\frac{\text{Περίμετρος χάλυβα} - b}{\text{εμβαδόν διατομής χάλυβα}}$
	Ορθογωνικός εγκιβωτισμός ενιαίου πάχους εκτεθειμένος από τρεις πλευρές) ¹	$\frac{2h + b}{\text{εμβαδόν διατομής χάλυβα}}$

¹⁾ Οι αποστάσεις c_1 και c_2 δεν πρέπει κανονικά να υπερβαίνουν το $h/4$

9.5 Έλεγχος μεμονωμένων μελών κτιρίου

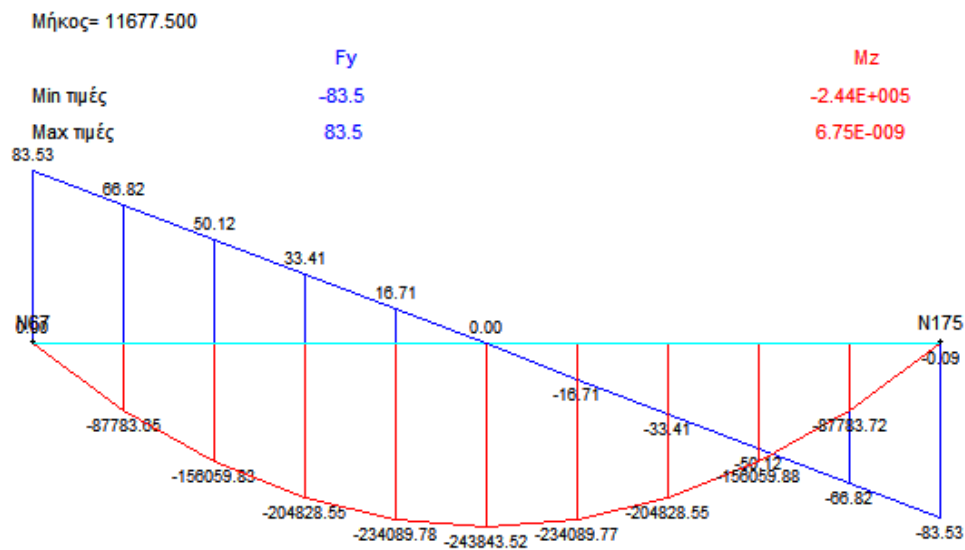
Γίνεται έλεγχος του ελάχιστου απαιτούμενου πάχους μονωτικού υλικού (πλάκες ορυκτοβάμβακα) σε μία κύρια και σε μία δευτερεύουσα δοκό, καθώς και σε ένα υποστύλωμα ώστε να ικανοποιείται ο ελάχιστος επιτρεπόμενος δείκτης πυραντίστασης.

9.5.1 Έλεγχος κύριας δοκού

Πρόκειται για μία τυπική δοκό του πρώτου οροφου διατομής HEB 320. Το μέλος ελέγχεται για τον τυχηματικό συνδυασμό όπως ορίζεται και στο κεφάλαιο 4. Ακολουθούν τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την δοκό για τον συγκεκριμένο στατικό συνδυασμό.

$$V=253,89$$

$$M=185,15$$



Η μεγιστη δρώσα τεμνουσα για την κατάσταση πυρκαγιάς είναι:

$$E_{fi,d} = 253,89 \text{ KN}$$

Η αντοχή της διατομής σε τέμνουσα είναι:

$$R_{fi,d,0} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 637,93 \text{ KN}$$

Επομένως ο συντελεστής αξιοποίησης της διατομής είναι:

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} = 0,4$$

Επειδή η τιμή της τέμνουσας δύναμης είναι μικρότερη από το 50% της αντοχής σε τέμνουσα αντοχή σε ροπή της διατομής δεν χρειάζεται απομείωση. Επομένως η πρώτη πλαστική άρθρωση θα δημιουργηθεί στο αριστερό άκρο, η δεύτερη στο δεξί άκρο και η τελευταία στο μέσον για να προκύψει μηχανισμός. Άρα η δοκός ελέγχεται στο μέσον της για ροπή:

$$\Delta M = |M_{\max}| + |M_{\min}| = 1815 \text{ KNm}$$

Επομένως,

$$E_{fi,d} = 1815 \text{ KNm}$$

Η αντοχή της διατομής σε ροπή είναι:

$$R_{fi,d,0} = W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4962,38 \text{ KNm}$$

Επομένως ο συντελεστής αξιοποίησης της διατομής είναι:

$$\mu_0 = E_{fi,d} / R_{fi,d,0} = 0,62$$

Έτσι προκύπτει η τιμή της κρίσιμης θερμοκρασίας η οποία δίνεται από την σχέση(7.4.22) και είναι:

$$\theta_{a,crit} = 39,19 \ln \left[\frac{1}{0,9674 \mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482 = 549^\circ \text{C}$$

Ο συντελεστής διατομής για μονωμένο μέλος σύμφωνα με τον Πίνακα 7.4.3 είναι:

$$A_p/V = (2h+b)/A = (2 \cdot 124 + 40) \cdot 100 / 355,4 = 81 \text{ m}^{-1}$$

Ο συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας του μονωτικού υλικού είναι $\lambda = 0,25 \text{ W/mK}$ και επιλέγοντας πάχος υλικού $d = 25 \text{ mm} = 0,025 \text{ m}$ είναι:

$$d/\lambda = 0,025 / 0,25 = 0,10$$

Από τον πίνακα 7.5.1 των συστάσεων της E.C.C.S που αντιστοιχεί σε λόγο $d/\lambda = 0,10$ και με κατάλληλη παρεμβολή προκύπτει δείκτης πυραντίστασης $t_{\text{διατ}}=90\text{min}$, ο οποίος είναι αποδεκτός γιατί είναι ανώτερος της μιας ώρας.

Πίνακας 9.5.1: Μεταβολή της θερμοκρασίας μονωμένου μέλους για διάφορες τιμές του συντελεστή και των στοιχείων του μονωτικού υλικού.

$d/\lambda = 0,10$		Συντελεστής διατομής A_p/V [m^{-1}]										
Χρόνος t [min]	θ_g [$^{\circ}\text{C}$]	10	20	30	50	100	150	200	250	300	350	400
0	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
15	739	32	43	54	76	126	172	212	249	283	313	341
30	842	48	74	99	146	247	327	393	447	493	531	564
45	902	65	107	146	216	353	454	529	588	634	671	701
60	945	83	140	192	201	445	555	633	690	733	767	793
75	979	102	173	237	342	523	637	714	768	807	837	860
90	1006	120	206	279	398	591	705	779	829	865	891	910
105	1029	139	238	320	449	649	762	832	878	910	933	949
120	1049	158	268	359	496	700	810	876	919	947	967	981

9.5.2 Έλεγχος υποστυλώματος

Επιλέγεται ένα υποστύλωμα του ισογείου το οποίο έχει διατομή HEB 280 και ανήκει στην κατηγορία 1 για ποιότητα S255 και καθαρή θλίψη. Ακολουθεί το διάγραμμα των αξονικών δυνάμεων.



Το θλιπτικό φορτίο σε συνθήκες πυρκαγιάς είναι:

$$N_{fi.sd} = 873 \text{ KN}$$

Το μήκος λυγισμού έχει προκύψει από το κεφάλαιο 4:

$$l_{fi} = 352 \text{ cm}$$

Λυγηρότητα υποστυλώματος:

$$\lambda = L_{cr}/i_z = 191/33.09 = 10,64$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{10,64}{\pi \sqrt{\frac{21000}{23,5}}} = 0,11$$

Ο έλεγχος αντοχής γίνεται σε όρους αντοχής, δηλαδή εξετάζεται εάν η αντοχή του υποστυλώματος μετά από 60 min από την έναρξη της πυρκαγιάς είναι μεγαλύτερη από τη δράση $N_{fi.sd} = 2541.5 \text{ KN}$.

Συντελεστής διατομής:

$$A_p/V = 2(h+b)/A = 2(81,4+30,3) \cdot 100/404,3 = 55,3 \text{ m}^{-1}$$

Ο συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας του μονωτικού υλικού είναι $\lambda=0,25$ W/mK και επιλέγοντας πάχος υλικού $d=25\text{mm}=0,025\text{m}$ είναι:

$$d/\lambda = 0,025/0,25 = 0,10$$

Από τον πίνακα 7.5.1 των συστάσεων της Ε.Ε.Ε.Ε. για λόγο $d/\lambda = 0,10$ προκύπτει ότι η θερμοκρασία του χάλυβα την χρονική στιγμή $t=60$ min είναι $\theta_s = 300^\circ\text{C}$.

Τάση διαρροής υλικού στη θερμοκρασία $\theta_s = 300^\circ\text{C}$ σύμφωνα με τον πίνακα 7.1 είναι:

$$k_{y,\theta} = 1,00$$

και

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} f_y = 23,5\text{KN/cm}^2$$

Ανηγμένη λυγηρότητα:

Για $\theta_s = 300^\circ\text{C}$ είναι $k_{y,\theta} = 1,00$, $k_{E,\theta} = 0,80$ και

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} [k_{y,\theta}/k_{E,\theta}]^{0,5} = 0,08 [1/0,80]^{0,50} = 0,09$$

Είναι:

$$\alpha = 0,65 \sqrt{235/f_y} = 0,53,$$

$$\varphi_\theta = \frac{1}{2} [1 + \alpha \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2] = \frac{1}{2} [1 + 0,53 \cdot 0,09 + 0,09^2] = 0,53 \text{ και}$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_\theta + \sqrt{\varphi_\theta^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} = \frac{1}{[0,53 + (0,53^2 - 0,09^2)^{0,50}]} = 1,88 \neq 1$$

Οπότε:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y / \gamma_{M,fi} = 1,00 \cdot 404,3 \cdot 1 \cdot 35,5 / 1 = 14352,65 \text{ KN} > N_{fi,sd}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 10

10.1 Σκυρόδεμα

Οι ποιότητες του σκυροδέματος βασίζονται σύμφωνα με τον ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος στη χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικών δοκιμίων 28 ημερών. Ο Ευρωκώδικας δίνει δυο τιμές εκ των οποίων η πρώτη αντιστοιχεί στην αντοχή κυλινδρικού και η δεύτερη στην αντοχή κυβικού δοκιμίου.

Για το συγκεκριμένο έργο έχει επιλεγεί ποιότητα σκυροδέματος C30/35. Η μέση τιμή του επιβατικού μέτρου ελαστικότητας είναι $E_{cm}=29.000\text{Mpa}$. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος ισούται με 25 KN/m^3 . Σκυρόδεμα θα τοποθετηθεί στις πλάκες καθώς και στα θεμέλια (πεδιλοδοκοί).

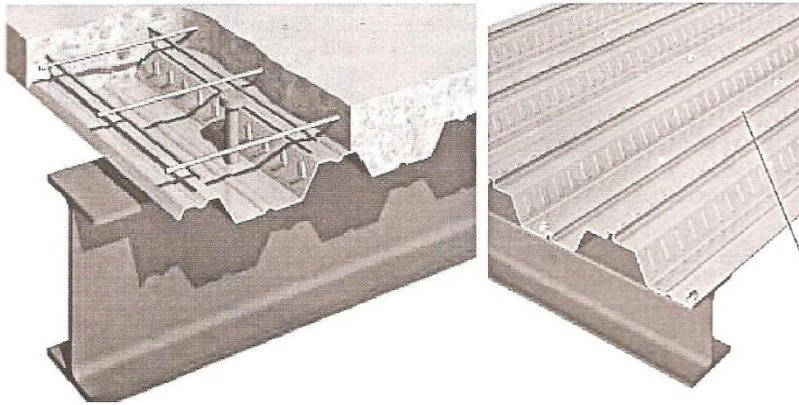
Το κόστος του σκυροδέματος συνίσταται στην προμήθεια του υλικού, στη κατασκευή ξυλότυπου καθώς και στην εργασία διάστρωσης στην πλάκα. Κόστος για κατασκευή ξυλότυπου δεν υπάρχει στις πλάκες αφού η παρουσία του χαλυβδόφυλλου απομακρύνει την ανάγκη ξυλοτυπου. Επιπλέον, όμως, θα πρέπει να υπεισέλθει ένα κόστος για εργασίες υποστύλωσης των πεδιλοδοκών κατά τη διάρκεια της σκυροδετησης. Η προμήθεια μαζί με την άντληση υπολογίζεται $65\text{-}80\text{ €/m}^3$, ενώ η εργασία ξυλοτυπου (μαζί με ΙΚΑ) $50\text{-}70\text{ €/m}^3$

Επίσης στα θεμέλια θα συνυπολογιστεί και ο σιδηροπλισμός όπου συνίσταται στη προμήθεια, $0,6\text{-}0,8\text{ €/kg}$, και στην επεξεργασία του (μαζί με ΙΚΑ) $0,15\text{-}0,25\text{ €/kg}$.

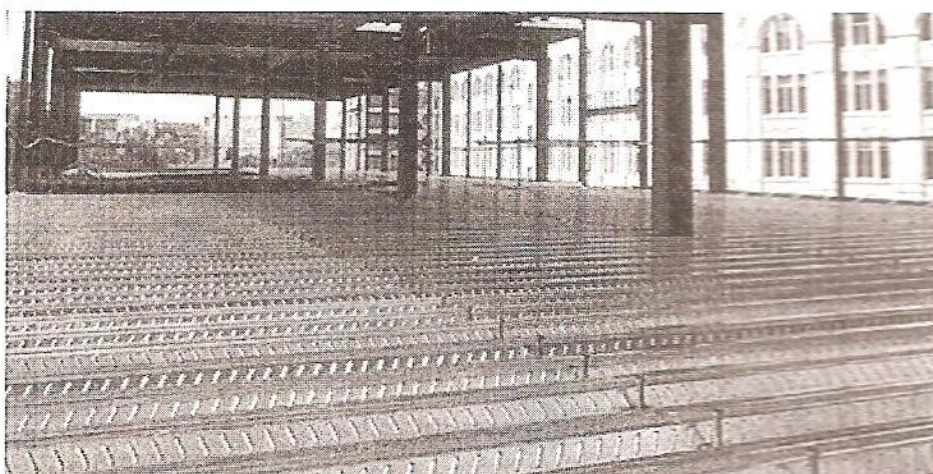
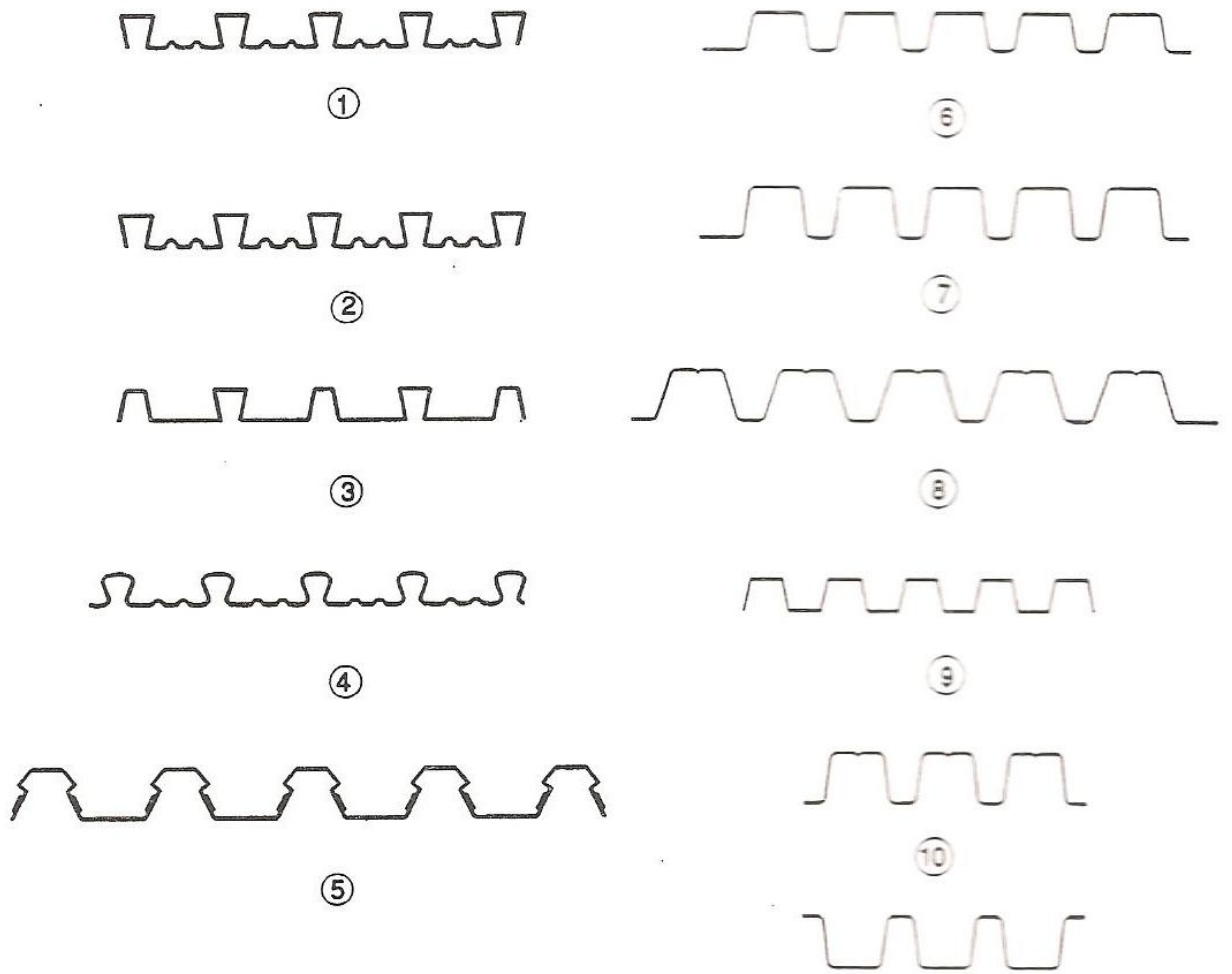
Υπολογισμός κυβικών σκυροδέματος:

- Σκυρόδεμα θεμελίωσης : $77,8\text{ m}^3$
- Σκυρόδεμα πλακών:
 $6\text{m} * 19,6\text{ m} * 0,12\text{ m} * 4\text{ όροφοι} = 56,45\text{ m}^3$
- Σιδηροπλισμός θεμελίων :
 $150\text{ kg/m}^3 * 77,8\text{m}^3 = 11.670\text{kg}$

10.2 Χαλυβδόφυλλα



Τα χαλυβδόφυλλα προέρχονται από την εν ψυχρώ εξέλαση ταινιών χάλυβα, των λεγόμενων coils. Τα πάχη τους κυμαίνονται συνήθως μεταξύ 0,5 και 2 mm. Για την προστασία έναντι διάβρωσης προβλέπεται γαλβανισμός των επιφανειών τους λόγω του μικρού πάχους. Το πάχος της στρώσης γαλβανισμού ανά πλευρά είναι περίπου ίσο με 0,2 mm. Η παραγωγή τους είναι συνεχής, τα φύλλα όμως κόβονται για λόγους μεταφοράς σε κατάλληλα μήκη. Ένα βασικό στοιχείο σχεδιασμού των φύλλων είναι η αντοχή τους στη φάση κατασκευής. Τα ύψη τους κυμαίνονται συναρτήσει του ανοίγματος μεταξύ 45 και 75mm. Τα πλάτη του κάτω πέλματος κυμαίνονται μεταξύ 150 και 300 mm. Για μεγαλύτερα ανοίγματα μπορεί να προβλεφτεί προσωρινή στήριξη στο μέσο ή στα τρίτα του ανοίγματος κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Τα χαλυβδόφυλλα απαντώνται σε δυο τύπους: την μορφή χελιδονιού και την τραπεζοειδή. Λόγω των συχνά μεγάλων τιμών λόγω b/t και τον κίνδυνο τοπικού λογισμού προβλέπονται ειδικές αυλακώσεις που λειτουργούν ως νευρώσεις στα πέλματα ή στο κορμό.

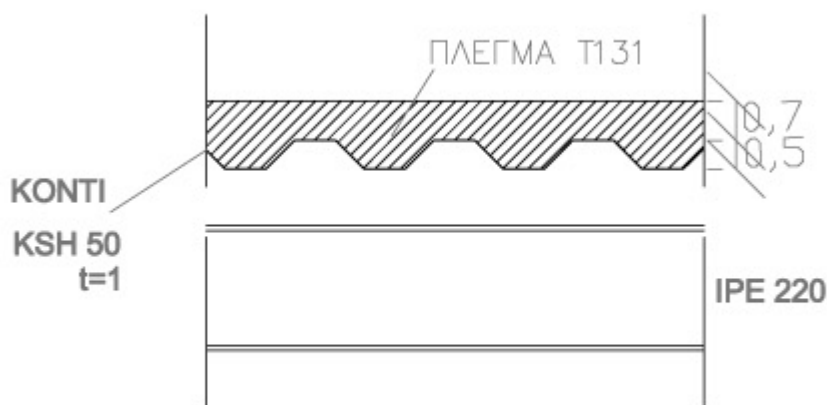


Τύποι χαλυβδοφύλλων

Σχήμα 10.1

Η τοποθέτηση των χαλυβδόφυλλων γίνεται συνήθως παράλληλα στις δοκούς και κάθετα με τις διαδοκίδες. Οι διατηρητικοί ήλοι προς εξασφάλιση της ακραίας αγκύρωσης συγκολλούνται κατά κανόνα δια μέσου των φύλλων στα πέλματα των δοκών. Σε αυτή την περίπτωση το πάχος των χαλυβδόφυλλων δε θα πρέπει να ξεπερνά τα 1,25mm και θα πρέπει να είναι καθαρά και ελευθέρα από υγρασία. Τέλος πρέπει να απομακρυνθεί κάθε χρώμα ή λοιπή επίστρωση από το πέλμα της σιδηροδοκού στη θέση της συγκόλλησης.

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των χαλύβων των στραντζαριστών χαλυβόφυλλων προβλέπονται από τις ευρωπαϊκές και διεθνείς προδιαγραφές EN10025/ EN10113/ISO 4997/EN0147. Αυτή που έχει επιλεγεί είναι



Σχήμα 10.2

Για να προσδιορίσει κάποιος το κόστος των χαλυβδοφυλλων στην κατασκευή αρκεί να ξέρει το κόστος της προμήθειας του υλικού. Επίσης θα πρέπει να προστεθεί και το κόστος κατεργασίας και τοποθέτησης των χαλυβδοφυλλων. Συνολικά 15-16€/m²

Επομένως:

$$\text{Επιφάνεια: } 6\text{m} * 19,6\text{m} * 4\text{οροφοι} * 1,2 = 564,48$$

Στις πλάκες τοποθετείται επίσης και πλέγμα, T131. Το πλέγμα υπολογίζεται ως 1,92 kg/m², πολλαπλασιασμένο με επαυξηνητικό συντελεστή 1,10 για την αλληλοεπικάλυψη. Το κόστος του συνίσταται στη προμήθεια και επεξεργασία. Η προμήθεια υπολογίζεται 0,6-0,8 €/kg, και η επεξεργασία 0,2-0,25 €/kg.

Επομένως

Πλέγμα: $1,92 \text{ kg/m}^2 * 1,10 * 6\text{m} * 19,6\text{m} * 4 \text{ όροφοι} = 993,48$

10.3 Δομικός χάλυβας

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN 10025. Στο έργο που μελετάται χρησιμοποιήσαμε χάλυβα ποιότητας S 235.

Το κόστος του δομικού χάλυβα συνίσταται στην προμήθεια του υλικού και την εργασία τοποθέτησης των διατομών στην κατασκευή. Στο κόστος προμηθείας περιλαμβάνονται και εργασίες βαφής με αντισκωρική μπογιά και αμμοβολής. Στο κόστος τοποθέτησης περιλαμβάνονται εργασίες διαμόρφωσης στηριγμάτων και υπολογίζεται 1,5-2 €/kg συνολικά.

- κύριες δοκοί HEB 320 βάρος: 127
 $15 * 6\text{m} * 127 = 11.430 \text{ kg}$
- δευτερεύουσες IPE 240 βάρος: 30,7
 $6 * 19,6\text{m} * 30,7 = 3.610,32 \text{ kg}$
- υποστύλωματα HEB 280 βάρος: 103
 $10 * (3,9\text{m} + 2 * 3,7\text{m}) * 103 = 11.639 \text{ kg}$
- διαδοκίδες IPE 220 βάρος :26,2
 $4 * 5 * 6\text{m} * 26,2 = 3.144 \text{ kg}$
- χιαστοί SH 120 120 6.3 βάρος : 36,4
 $12 * 6,14\text{m} * 36,4 = 2.681,95 \text{ kg}$

Άθροισμα:

$$11.430 + 3.610,32 + 11.639 + 3.144 + 2.681,95 = 32.505,3 \text{ kg}$$

Οι συνδέσεις θα υπολογιστούν πολλαπλασιάζοντας τα συνολικά κιλά του χάλυβα των διατομών με ένα αυξητικό συντελεστή (1,15)

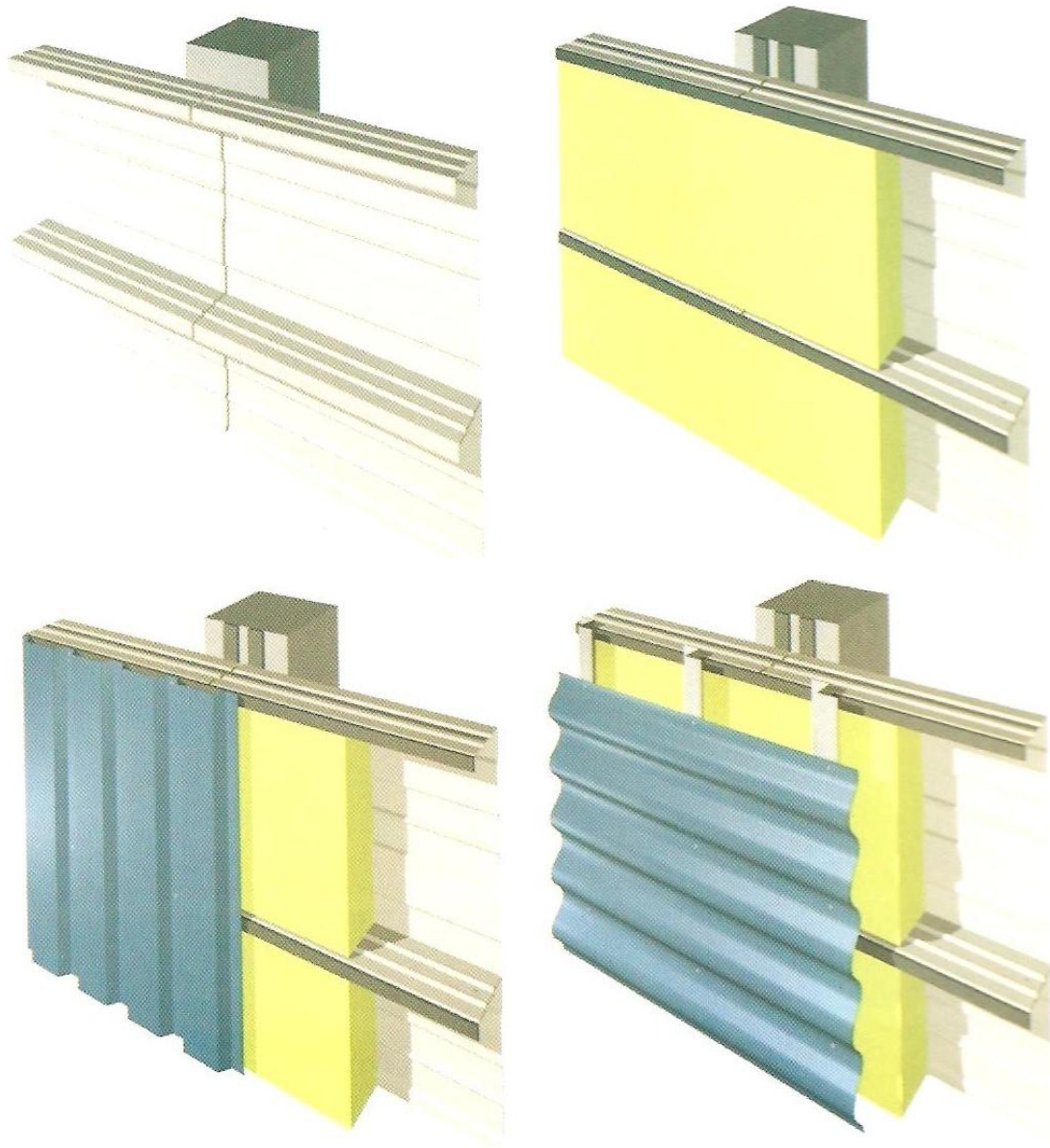
Επομένως 37.381,1 kg

10.4 Τοιχοπλήρωση



Οι τοίχοι πλήρωσεως υπάρχουν για να εξυπηρετούν λειτουργικούς και αρχιτεκτονικούς σκοπούς. Κατά το σχεδιασμό νέων κτιρίων οι τοίχοι πλήρωσεως αγνοούνται δηλαδή δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά τους στην πλευρική δυσκαμψία και αντοχή των πλαισίων. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να απομακρυνόμαστε από την πραγματική συμπεριφορά του φορέα σε περίπτωση σεισμού.

Είναι γνωστό ότι στην Ελλάδα δεν εφαρμόζονται κάποιες προδιαγραφές για τους τοίχους πλήρωσεως αλλά ούτε και για τα συνιστάμενα στοιχεία τους. Οι τοιχοπληρώσεις που θα πραγματοποιηθούν περιμετρικά στη συγκεκριμένη κατασκευή αφορά πάνελα όπου η εξωτερική επιφάνεια είναι τσιμεντοσανίδα για μεγαλύτερη ανθεκτικότητα, η εσωτερική επιφάνεια από γυψοσανίδα, επιφάνειες οι οποίες στηρίζονται σε μεταλλικό σκελετό από γαλβανισμένη λαμαρίνα και ενδιάμεσα τοποθετούνται στρώσεις από θερμοηχομονωτικά υλικά (πετροβαμβακας, υαλοβαμβακας κτλ.).



Σχήμα 10.3: Διαδικασία τοποθέτησης κασετών ως στοιχείων πρόσοψης

Στη κατασκευή θα τοποθετήσουμε IW1000 KONTI 50mm. Για τον υπολογισμό του κόστους θα προσθέσουμε το κόστος προμηθείας με τις εργασίες τοποθέτησης. Η προμήθεια υπολογίζεται 18-20 €/m³ και η τοποθέτηση 7-8 €/m³. Στο τελικό αποτέλεσμα θα προστεθεί ένα 5-15 % για τη κατασκευή παραθύρων ανοιγμάτων κ.α.

Επομένως:

$$(3,9\text{m} + 2 * 3,9 \text{ m}) * (19,6\text{m} + 6\text{m}) = 289,28 \text{ m}^2$$

10.5 Κοστολόγηση

Τιμές συνολικά:

- σκυρόδεμα:
θεμέλιων :115 – 150 €/m³
πλακών: 80 – 100€/m³
- σιδηροπλισμός: 0,75 – 1,05 €/kg
- χαλυβδοφυλλα: 15 - 16 €/m²
- πλέγμα πλακών: 0,8- 1,05 €/kg
- δομικός χάλυβας: 1,5 - 2 €/kg
- πανέλα: 25 - 28 €/m²

			ΤΙΜΕΣ		ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	
			ΕΛΑΧΙΣΤΕΣ	ΜΕΓΙΣΤΕΣ		
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	ΠΛΑΚΩΝ	56.45	80	100	4516	4177.3
	ΘΕΜΕΛΙΩΝ	77.8	115	150	8947	11670
	ΣΙΔΗΡΟΠΛΙΣΜΟΣ	11670	0.75	1.05	8752.5	9190.13
	ΧΑΛΥΒΔΟΦΥΛΛΑ	564.48	15	16	8467.2	9031.68
	ΠΛΕΓΜΑ ΠΛΑΚΩΝ	993.48	0.8	1.05	794.784	73517.52
	ΔΟΜΙΚΟΣ ΧΑΛΥΒΑΣ	37381.1	1.5	2	56071.65	74762.2
	ΠΑΝΕΛΑ	289.28	25	28	7232	21406.72
						94781.1

Το τελικό αποτέλεσμα πολλαπλασιασμένο επί 23% (ΦΠΑ) θα προκύψει :

116.581 – 250.619€