ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών
Καθηγητής Γεώργιος Ιωαννίδης

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΕΜΠΟΡΙΚΟΥ ΚΤΗΡΙΟΥ ΜΕ ΟΛΟΣΩΜΕΣ ΔΟΚΟΥΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΝΑΓΙΩΤΗΣ Δ. ΜΟΥΖΑΚΗΣ

Αθήνα, Μάιος 2012

ΕΜΚ ΔΕ 2012/01

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί μια εναλλακτική μελέτη ενός υφιστάμενου μεταλλικού εμπορικού κτηρίου. Το κτήριο μελετήθηκε με ολόσωμες δοκούς, ενώ έχει κατασκευαστεί με δικτυώματα. Κύριος σκοπός της εργασίας είναι η ενασχόληση και εμβάθυνση στη διαδικασία σχεδιασμού – ανάλυσης και διαστασιολόγησης – ενός μεγάλου έργου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα. Ο σχεδιασμός έγινε με τη χρήση ενός εμπορικά διατιθέμενου προγράμματος του ETABS. Παράλληλα, καθ' όλη την πορεία της εργασίας συγκρίνονται οι δύο προτάσεις και αναφέρονται τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα τόσο της αρχικής μελέτης με τα δικτυώματα όσο και της εναλλακτικής με τις ολόσωμες δοκούς.

Το κτήριο που επιλέχθηκε προς μελέτη αποτελεί μέρος ενός ευρύτερου εμπορικού κέντρου το οποίο βρίσκεται στη Σόφια της Βουλγαρίας. Ο φέρων οργανισμός του περιλαμβάνει μεταλλικά δομικά στοιχεία καθώς και τοιχώματα ωπλισμένου σκυροδέματος τα οποία περιβάλλουν τα κλιμακοστάσια και δημιουργούν με αυτόν τον τρόπο τον πυρήνα του κτηρίου. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες (Ευρωκώδικας 1 και 3) και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό. Η επίλυση του κτηρίου, όπως προαναφέρθηκε, έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης ETABS. Ωστόσο, ο έλεγχος επάρκειας των σύμμικτων πλακών έγινε με το Symdeck Designer, ενώ οι συνδέσεις επιλύθηκαν με το πρόγραμμα Robot Millennium της Autodesk. Αναλυτικότερα, η δομή της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η εξής:

Στο *πρώτο κεφάλαιο* γίνεται μια εισαγωγική αναφορά στην ιστορική αναδρομή του χάλυβα, στη συμβολή του στην ανθρώπινη εξέλιξη και δη στις κατασκευές. Επιπλέον, παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά του καθώς και τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών, για να γίνουν κατανοητοί οι λόγοι που οδήγησαν τον χάλυβα να αποτελεί σήμερα το νούμερο ένα δομικό στοιχείο.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* παρουσιάζεται το κτίριο που θα εξεταστεί στην παρούσα εργασία. Αναλύεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με τον φέροντα οργανισμό του. Στο τέλος του κεφαλαίου περιγράφονται αναλυτικά τα προγράμματα ανάλυσης και διαστασιολόγησης που χρησιμοποιήθηκαν.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή και μάλιστα δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στη δράση του ανέμου που επηρεάζει σημαντικά τις ελαφριές μεταλλικές κατασκευές. Επίσης, περιγράφονται αναλυτικά οι δύο μέθοδοι υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης που προτείνει ο κανονισμός. Στο τέλος αναφέρονται επιγραμματικά οι συνδυασμοί δράσεων με τους οποίους θα γίνουν οι απαιτούμενοι έλεγχοι επάρκειας.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, όπως προέκυψαν από τους υπολογισμούς με τη βοήθεια του προγράμματος, και επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και λειτουργικότητας. Κλείνοντας γίνεται έλεγχος των σύμμικτων πλακών και των συνδέσεων.

Στο *πέμπτο* κεφάλαιο παρουσιάζονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι της κατασκευής σε συνθήκες πυρκαγιάς και περιγράφονται τα μέτρα προστασίας που πρέπει να λαμβάνονται για να εξασφαλίζεται η πυροπροστασία του κτηρίου.

Τέλος, στο *έκτο κεφάλαιο* γίνεται σύνοψη της εργασίας και σχολιασμός των αποτελεσμάτων της ανάλυσης. Ο σχολιασμός αφορά το βάρος της κατασκευής, τις επιταχύνσεις που δέχεται ανάλογα με την ιδιοπερίοδο και τις μετακινήσεις της.

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Δομή και ιδιότητες του χάλυβα

Τα συστατικά στοιχεία του κράματος του δομικού χάλυβα είναι ο Άνθρακας (C), το Πυρίτιο (Si), το Μαγνήσιο (Mg), ο Φωσφόρος (P) και το Θείο (S). Στους δομικούς χάλυβες, ο Άνθρακας και το Μαγνήσιο έχουν καθοριστική επιρροή στην αντοχή, την ολκιμότητα και την ικανότητα συγκολλήσεως τους. Οι κραματωμένοι χάλυβες, όπως για παράδειγμα οι ανοξείδωτοι χάλυβες και οι εργαλειοχάλυβες, αποτελούν μία ειδική κατηγορία κραμάτων που περιέχουν υψηλότερα ποσοστά άλλων μετάλλων. Ο Άνθρακας αυξάνει την αντοχή εφελκυσμού του δομικού χάλυβα, όμως επιδρά δυσμενώς στην ολκιμότητα και την ικανότητα συγκολλήσεώς του. Με τη προσθήκη μεταλλικών προσμίξεων μπορούμε να αυξήσουμε την αντοχή εφελκυσμού των χαλύβων με χαμηλό ποσοστό άνθρακα. Ο Φωσφόρος και το Θείο έχουν δυσμενή επιρροή, ιδιαίτερα στην κρουστική αντοχή του δομικού χάλυβα. Μικρές ποσότητες Χαλκού αυξάνουν την αντοχή σε διάβρωση, ενώ το Νικέλιο και το Βανάδιο έχουν, εν γενεί, ευεργετική επιρροή στη συμπεριφορά του δομικού χάλυβα.

Οι κυριότερες *φυσικές ιδιότητες* του δομικού χάλυβα, με μεγάλη σημασία για τις μεταλλικές κατασκευές, είναι:

- Ο πολύ υψηλός συντελεστής θερμικής διαστολής.
- Η πολύ μεγάλη θερμική αγωγιμότητα.
- Ελατότητα (δυνατότητα μορφοποίησής τους σε επίπεδα ελάσματα).
- Ολκιμότητα (δυνατότητα μορφοποίησής τους σε σύρματα).

Οι δύο πρώτες φυσικές ιδιότητες χαρακτηρίζουν και την ευαισθησία του υλικού στις θερμοκρασιακές μεταβολές και τη φωτιά.

Οι κυριότερες *μηχανικές ιδιότητες* του δομικού χάλυβα, καθοριστικές για τη χρήση του στη δόμηση, είναι:

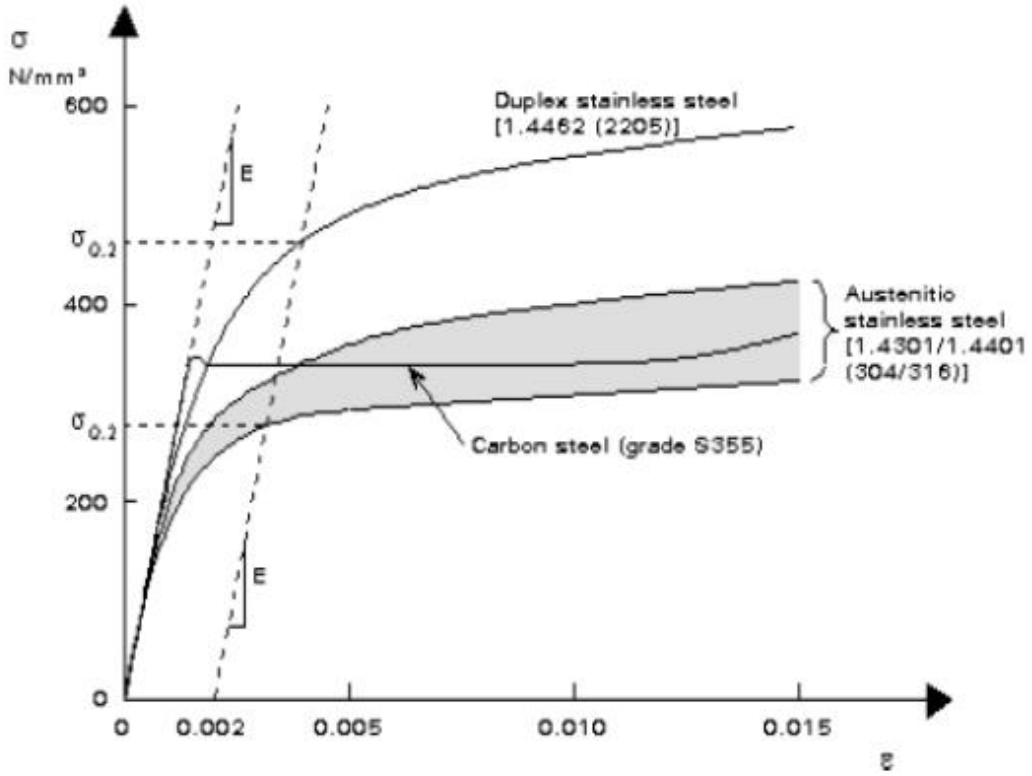
- Η μεγάλη αντοχή στα διάφορα είδη καταπονήσεων (θλίψη, κάμψη, εφελκυσμός).
- Το μεγάλο μέτρο ελαστικότητας.

Στις δύο αυτές μηχανικές ιδιότητες οφείλονται οι τόσο υψηλές αντοχές του υλικού με ανάπτυξη μικρών παραμορφώσεων.

Ο χάλυβας είναι το κατ’ εξοχήν χρησιμοποιούμενο μέταλλο στις πρωτεύουσες δομικές κατασκευές, επειδή λειτουργεί εξ’ ίσου καλά σε θλίψη και εφελκυσμό. Το γεγονός αυτό επηρέασε και επηρεάζει σημαντικά την αξιοποίησή του στις κατασκευές και χαρακτηρίζει έντονα την αισθητική των μεταλλικών κατασκευών. Κανένα υλικό δεν έδωσε στην εφαρμογή τόσες μορφές εφελκυόμενων φορέων, όσο ο χάλυβας: αναρτημένες γέφυρες, αναρτημένα κτίρια, καλώδια και πολλά άλλα. Επίσης κατασκευές όπως δικτυώματα και τένοντες υπό μορφή καλωδίων αξιοποιούν πλήρως την αντοχή του σε εφελκυσμό. Στον Πίνακα 1.1 φαίνονται οι κύριες μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα και στο Σχήμα 1.1 ένα τυπικό διάγραμμα τάσεων παραμορφώσεων για διάφορα είδη χάλυβα.

Πίνακας 1.1: Συγκεντρωτικός πίνακας βασικών μηχανικών ιδιοτήτων του χάλυβα

Μέτρο ελαστικότητας	$E = 210000$ MPa
Μέτρο διάτμησης	$G = E / 2 (v + 1) = 81000$ MPa
Συντελεστής Poisson	$v = 0,3$
Συντελεστής θερμικής διαστολής	$\alpha = 12 \times 10^{-6}/C^{o}$
Ειδικό βάρος	$\gamma = 78,5$ kN/m^3



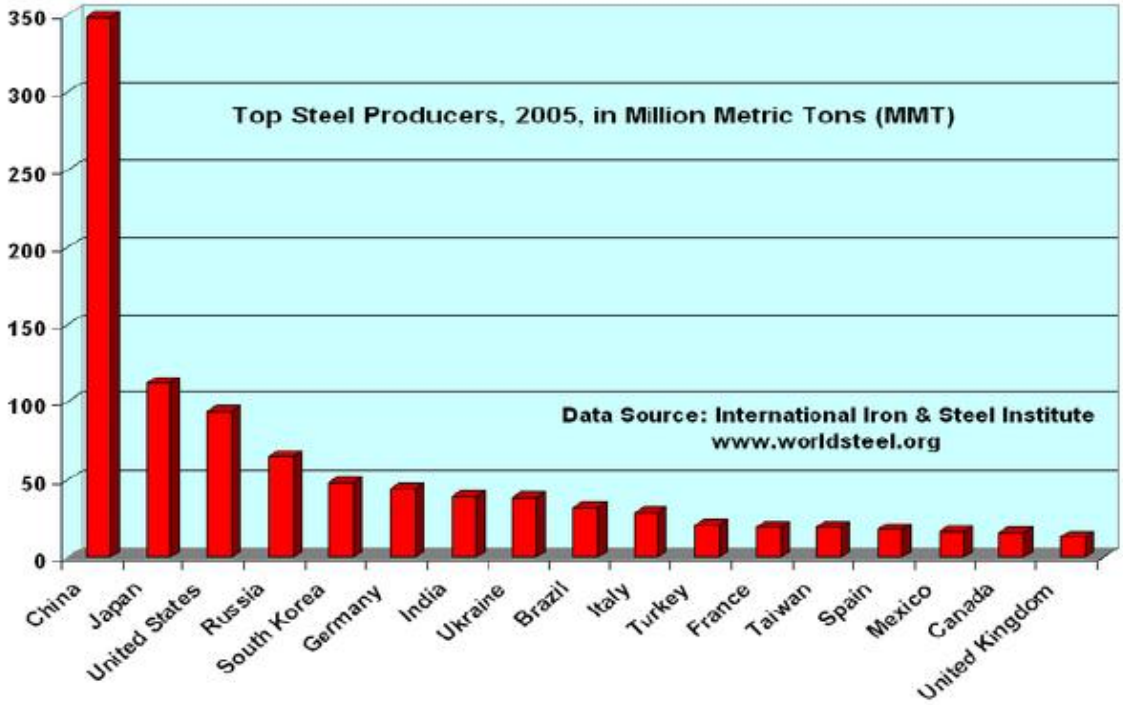
Σχήμα 1.1: Τυπικό Διάγραμμα Τάσεων- Παραμορφώσεων για ανοξείδωτο(Duplex) και συμβατικό(carbon steel) χάλυβα

1.2 Ιστορική αναδρομή

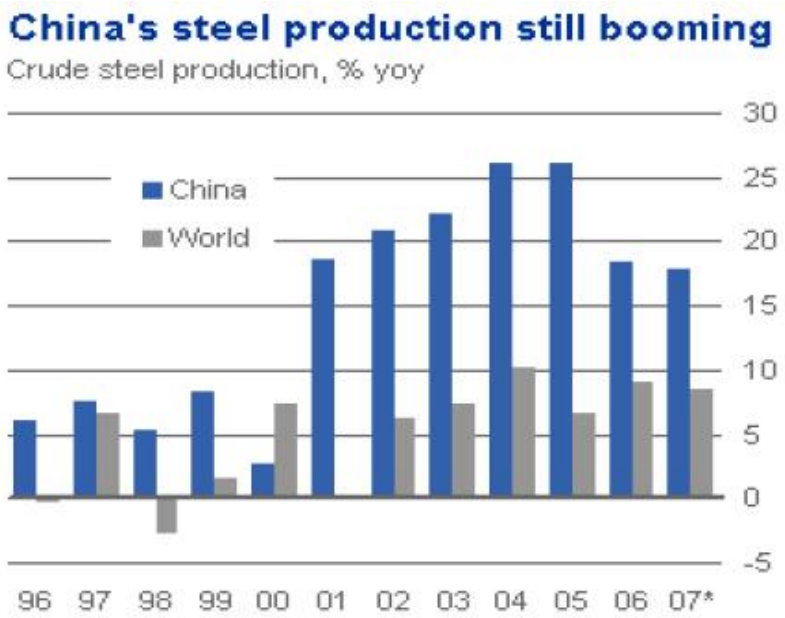
Ο σίδηρος από την αρχαιότητα κατείχε εξέχουσα θέση στην καθημερινή ζωή των ανθρώπων. Η κατασκευή εργαλείων, όπλων και σκευών αποτελούν δείγματα της ευρείας εφαρμογής του σιδήρου κατά τα πρώτα χρόνια της ανθρώπινης εξέλιξης. Η πρώτη παραγωγή τήγματος σιδήρου καταγράφεται στις περιοχές του Καυκάσου και συγκεκριμένα στην Αρμενία, περί το 1500 π.Χ. Στην Ανατολή υπάρχουν ενδείξεις για παλαιότερη ύπαρξη του σιδήρου σε χώρες όπως η Κίνα και η Ινδία. Στην Ευρώπη ο σίδηρος ήρθε περί το 1200 π.Χ. μέσω των αποικιών. Στην Ελλάδα η χρήση και επεξεργασία του σιδήρου καταγράφεται σε πολλές ιστορικές αναφορές αλλά και στα Ομηρικά έπη. Η εξέλιξη της επεξεργασίας του σιδήρου κατά τον 17ο αιώνα πραγματοποιείται με τη χρήση καθαρού C (κωκ) ή λιθάνθρακα αντί για ξυλάνθρακα ως υλικού καύσης της καμίνου πετυχαίνοντας με αυτόν τον τρόπο μεγαλύτερες θερμοκρασίες τήξης. Στη συνέχεια η εξέλιξη των τεχνολογικών μέσων όπως κάμινων, μηχανών έγχυσης και ανάδευσης του τήγματος αλλά και της σταδιακής απομάκρυνσης του άνθρακα C από τη χημική δομή του σιδήρου οδήγησε το 1850, στην Αγγλία, σε μαζικότερη παραγωγή χάλυβα. Ουσιαστικά όμως η ευρεία εφαρμογή και χρήση του στην ναυπηγική και στις κατασκευές ξεκινά από το 1880.

Σήμερα η ετήσια παραγωγή χάλυβα έρχεται να επιβεβαιώσει τη ευρεία εφαρμογή του στο σύγχρονο κόσμο και κυρίως στο χώρο των κατασκευών. Σύμφωνα με εκτιμήσεις υπολογίζεται ότι κατά το 2006 η παραγωγή αυξήθηκε κατά 104 εκατομμύρια τόνους, δηλαδή αύξηση της τάξεως του 6,71%. Η περιοχή με τη μεγαλύτερη παραγωγή ήταν η Ασία, ενώ για το 2006 το απόλυτο μέγεθος παραγωγής της Ασίας προσέγγισε τα 653 εκατομμύρια τόνους οφειλόμενη κυρίως στην αυξημένη παραγωγή της Κίνας, της Ιαπωνίας και της Ινδίας. Στο Σχήμα 1.2 φαίνεται η ετήσια παραγωγή χάλυβα των μεγαλύτερων κατασκευαστριών χωρών ανά την υφήλιο. Είναι

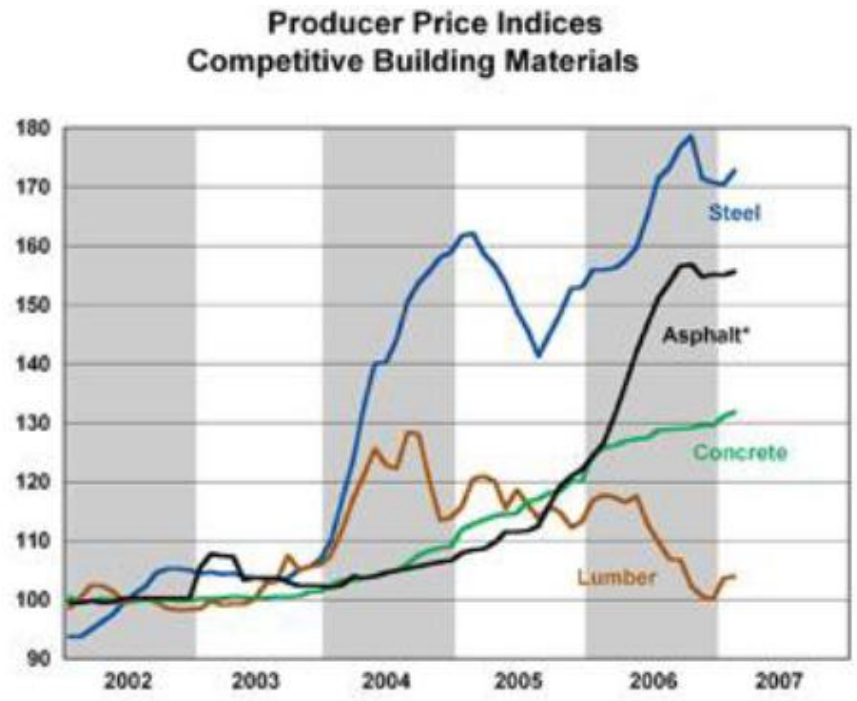
εμφανής η υπεροχή της Κίνας στην παραγωγή και δείχνει ξεκάθαρα ότι είναι η σειρά της ανατολής να διεκδικήσει την πρωτοκαθεδρία στην ανέγερση κολοσσών από χάλυβα. Από το Σχήμα 1.3 φαίνεται ότι σε σύγκριση με την παγκόσμια παραγωγή χάλυβα η Κίνα διαθέτει σχεδόν διπλάσια παραγωγή και παρόλο που πέρασε το ζενίθ της παραγωγής της μετά το 2005 παραμένει ο ηγεμόνας εξαγωγής χάλυβα στον πλανήτη. Τέλος, στο Σχήμα 1.4 γίνεται γραφική σύγκριση των τιμών του χάλυβα με άλλα ανταγωνιστικά υλικά αντίστοιχα.



Σχήμα 1.2: Ετήσια παραγωγή χάλυβα χωρών σε εκατομμύρια τόνους



Σχήμα 1.3: Συγκριτικό ραβδόγραμμα παραγωγής χάλυβα από την Κίνα σε σχέση με την παγκόσμια παραγωγή χάλυβα



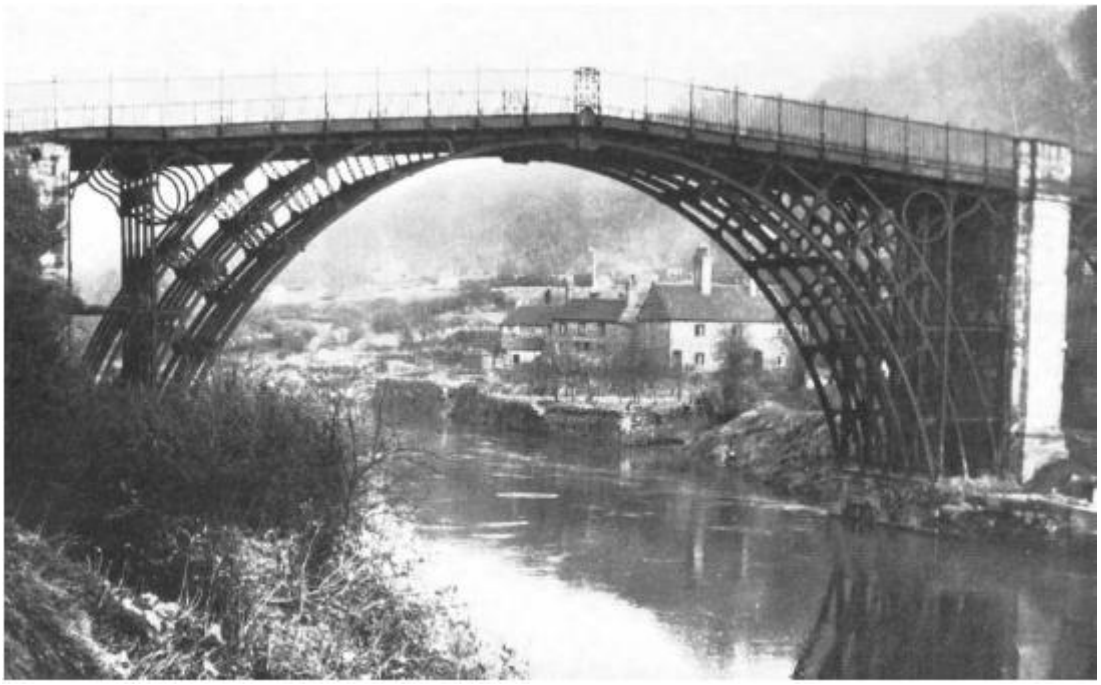
Σχήμα 1.4:Συγκριτικό γράφημα κόστους παραγωγής ανταγωνιστικών δομικών υλικών

1.3 Εξέλιξη μεταλλικών κατασκευών

Η εξέλιξη της χρήσης του σιδήρου ως δομικό υλικό είναι ραγδαία. Τα τελευταία 200 χρόνια ο σίδηρος μετατράπηκε από υλικό δευτερεύουσας σημασίας σε ένα από τα πιο χρήσιμα δομικά υλικά. Ξεκινώντας σαν υποκατάστατο των παραδοσιακών δομικών υλικών, όπως η πέτρα και το ξύλο, ο σίδηρος και ο χάλυβας απέκτησαν σταδιακά τη δική τους κατασκευαστική και αρχιτεκτονική εφαρμογή. Η ταχύτατη ανάπτυξη της τεχνολογίας του χάλυβα και οι διάφορες εκφάνσεις του στο χώρο των κατασκευών αποτελούν τα πρώτα βήματα για το τεράστιο πεδίο εφαρμογής και περαιτέρω τελειοποίησης που προσφέρει αυτό το πολύτιμο υλικό.

Ένα από τα πρώτα παραδείγματα χρήσης του σιδήρου στην αρχιτεκτονική βρίσκεται στην ανατολική πρόσοψη του Μουσείου του Λούβρου στο Παρίσι. Ο αρχιτέκτονας Claude Perrault (1613-1688) το 1670 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. Αυτά τα πρώτα δείγματα αποτέλεσαν την απαρχή για τη χρησιμοποίηση του σιδήρου και την αλλαγή των διαστάσεων της κλασικής αρχιτεκτονικής. Μπορεί εκείνη την εποχή ο σίδηρος να μην χρησιμοποιούνταν σαν εμφανές δομικό στοιχείο, ωστόσο αδιαμφισβήτητα χάραξε το δρόμο για την εφαρμογή των σημαντικών ιδιοτήτων του στην οικοδομική και πρόσθεσε μια νέα αντίληψη στην αρχιτεκτονική έκφραση.

Η πρώτη χρήση του σιδήρου ως δομικό υλικό έγινε με τη μορφή χυτοσιδήρου, ο οποίος, όμως, λόγω της μικρής του εφελκυστικής αντοχής δημιουργούσε την ανάγκη σχεδιασμού τοξωτών φορέων (π.χ. γέφυρες). Η πρώτη εφαρμογή σε μεγάλης κλίμακα έργο έγινε το 1779 στη γέφυρα Coalbrookdale στην Αγγλία ανοίγματος 33m (Εικόνα 1.1). Η γέφυρα κόστισε πέντε φορές πάνω από τον προϋπολογισμό, αλλά εξακολουθεί να βρίσκεται ακόμα σε λειτουργία. Ο εμπνευστής και κατασκευαστής ήταν ο εμπειροτέχνης μεταλλουργός Abraham Darby.



Εικόνα 1.1: Γέφυρα Coalbrookdale – Αγγλία 1779

Μεταξύ των ετών 1780-1820 κατασκευάστηκαν από χυτοσίδηρο αρκετές γέφυρες κυρίως με αψιδωτή μορφή αλλά και άλλες δομικές κατασκευές. Η αστοχία όμως, εφελκυόμενων 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 αύξηση των ανοιγμάτων σε γέφυρες, στέγαστρα και οικοδομικά έργα έγινε δυνατή κυρίως με την εισαγωγή των συγκολλήσεων, η οποία επέτρεψε την ενίσχυση των ελασμάτων πέλματος και κορμού με νευρώσεις, τη χρήση χάλυβα υψηλής αντοχής και την εφαρμογή συνεχών αντί αμφιέρειστων φορέων. Επίσης, η χρήση δικτυωτών φορέων επέτρεψε τη μείωση του βάρους και κατ’ επέκταση και του κόστους της κατασκευής. Νέες κατασκευαστικές τεχνικές σε μεγάλα έργα ήταν η δοκός τύπου Gerber που μειώνει τον κίνδυνο επιρροής από διαφορικές καθιζήσεις και η χρήση παραβολικών στοιχείων που ακολουθούν το διάγραμμα ροπών, για οικονομία υλικού και μείωση νεκρού βάρους. Επιπλέον, η βιομηχανική παραγωγή του πολτοπαγούς σιδήρου άρχισε να αντικαθιστά τον χυτοσίδηρο το 1840, κυρίως λόγω της σημαντικής ιδιότητάς του να υπόκειται σε μεγάλες εφελκυστικές παραμορφώσεις στην πλαστική περιοχή, χωρίς να θραύεται. 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 και κατασκευάστηκε το 1850. Είναι η πρώτη σημαντική ολόσωμη σιδηροδρομική γέφυρα μέγιστου ανοίγματος 142m στη ζεύξη Menai στην Αγγλία.

Παράλληλα, η βιομηχανική επανάσταση δημιούργησε την ανάγκη για μεγάλους βιομηχανικούς χώρους. Η κάλυψη μεγάλων επιφανειών αλλά και η ταχύτητα κατασκευής οδήγησε σταδιακά στην αποκλειστική χρήση του χάλυβα ως βασικό δομικό υλικό. Το 1851 κατασκευάστηκε στο Λονδίνο το Crystal Palace Hotel (Εικόνα 1.2) από μέταλλο και γυαλί σε χρόνο ρεκόρ για την εποχή (10 μήνες). Αρχίζει, συνεπώς, η εποχή κατασκευής κτιρίων που αλλάζουν τη φυσιογνωμία του αστικού ιστού στον οποίο ανήκουν.

Εικόνα 1.2: Crystal Palace Hotel – Λονδίνο 1851

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 ταυ (υποστυλωμάτων από χυτοσίδηρο και δοκών από πολτοπαγή σίδηρο). Το Chocolate Factory (Εικόνα 1.3) 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. Οι διατομές του σιδήρου αποτελούνται από 2 διατομές ταυ οι οποίες σχηματίζουν διατομές Η και περιβάλλουν τα τούβλα.

Εικόνα 1.3: Chocolate Factory- Παρίσι 1871

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. Ορόσημο, φυσικά, αποτελεί η κατασκευή του πύργου του Eiffel (Εικόνα 1.4) ύψους 300m και 75 ορόφων από τον Gustave Eiffel το 1889. Η κατασκευή ζυγίζει 7.300 τόνους και αποτελεί ακόμη και σήμερα σήμα κατατεθέν της πόλης του φωτός και παγκόσμιο δείγμα πολιτισμού και μνημειακής αρχιτεκτονικής.

Εικόνα 1.4: Πύργος του Eiffel (Eiffel Tower) - Παρίσι 1889

Πλέον ο ρόλος της τοιχοποιίας ως πλευρικός υποστηρικτής παραγκωνίζεται και εισάγονται πλαισιακοί φορείς με άκαμπτες συνδέσεις. Η τοιχοποιία γίνεται όλο και πιο ελαφριά και τοποθετούνται κατακόρυφοι σύνδεσμοι οι οποίοι παραλαμβάνουν τις οριζόντιες δράσεις. Στα τέλη του 19ου αιώνα η τεράστια συσσώρευση πληθυσμών στα μεγάλα αστικά κέντρα, η υπέρμετρη αξία της τιμής των οικοπέδων αλλά και η δημιουργία των πρώτων κολοσσιαίων πολυεθνικών εταιριών οδήγησε στην κατασκευή των ουρανοξυστών. Με λίκνο τις Η.Π.Α και πρώτο το Σικάγο ξεκίνησε η κατασκευή όλο και υψηλότερων κτηρίων η οποία συνεχίζεται μέχρι σήμερα με πρωτοπόρους πλέον τις χώρες της κεντρικής και ανατολικής Ασίας (Κίνα, Ταϊβάν, Ιαπωνία κλπ.) και των Αραβικών Εμιράτων (Ντουμπάι, Άμπου Ντάμπι). Στην Εικόνα 1.5 φαίνεται ο πρώτος ουρανοξύστης 20 ορόφων από μεταλλικό σκελετό στο Σικάγο που χτίστηκε το 1885. Η χρήση μιας λεπτής τοιχοποιίας στη θέση μιας βαριάς φέρουσας μείωσε το ολικό βάρος περίπου στο ένα τρίτο.

Σύγχρονα χαρακτηριστικά δείγματα ουρανοξυστών αποτελούν το Empire State Building (Εικόνα 1.6) και το Chrysler Building (Εικόνα 1.7) στη Νέα Υόρκη, το Taipei 101 στην Ταϊβάν (Εικόνα 1.8) και το υψηλότερο κτίριο, μέχρι αυτή τη στιγμή, Burj Dubai (ο Πύργος του Ντουμπάι) με ύψος 829 μέτρων το οποίο ολοκληρώθηκε το 2010 και για την κατασκευή του χρησιμοποιήθηκαν πάνω από 330.000 κυβικά μέτρα σκυροδέματος και 31.400 μετρικοί τόνοι χάλυβα, ενώ για τα θεμέλια μόνο χρησιμοποιήθηκαν 45.000 κυβικά μέτρα σκυροδέματος (Εικόνα 1.9).

Όπως είναι φυσικό και αναμενόμενο η λίστα των ψηλότερων κτηρίων (Εικόνα 1.10) αλλάζει συνεχώς τόσο στην κορυφή της όσο και στις ενδιάμεσες θέσεις. Αυτή η

εξέλιξη και η εναλλαγή οφείλεται εν πολλοίς στην έμφυτη επιθυμία του ανθρώπου να ξεπεράσει σε τόλμη, εντυπωσιασμό και τεχνολογία όλες τι προηγούμενες κατασκευές αλλά πρωτίστως τον ίδιο του τον εαυτό.

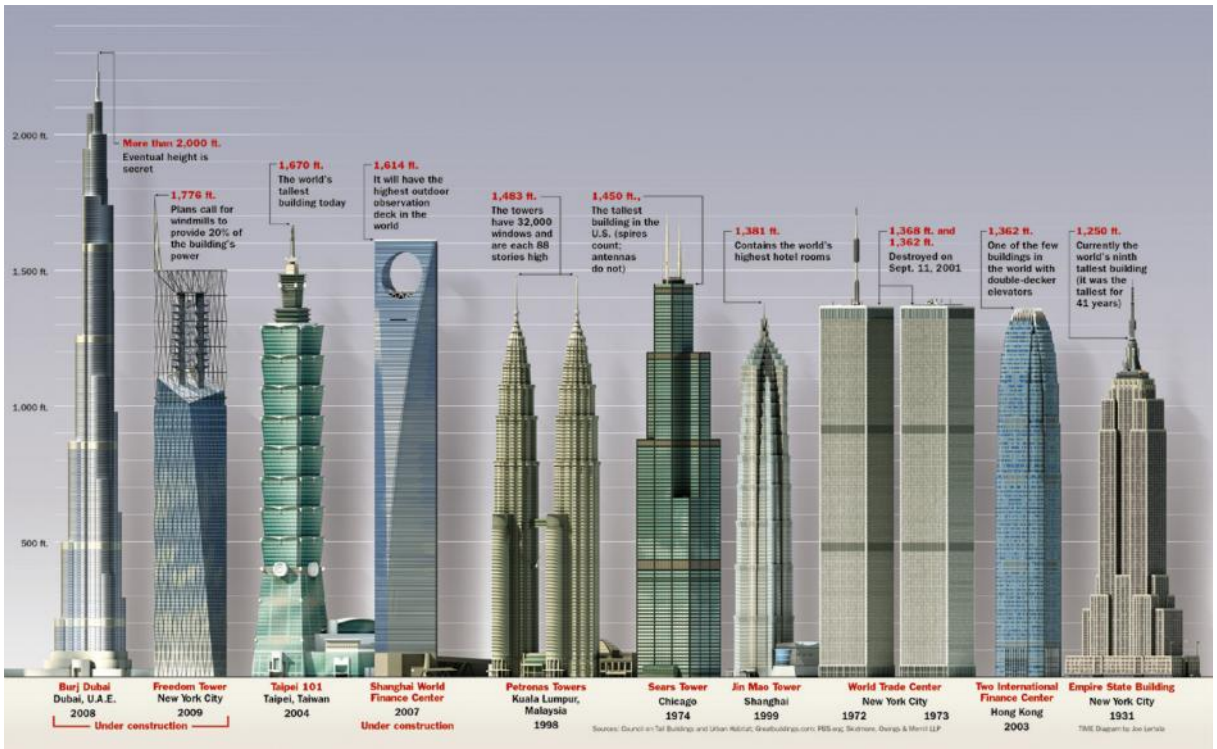
Εικόνα 1.5: Ο πρώτος ουρανοξύστης - Σικάγο 1885

Εικόνα 1.6: Empire State Building Νέα Υόρκη 1931

Εικόνα 1.7: Chrysler Building Νέα Υόρκη 1930

Εικόνα 1.8: Taipei 101 – Ταϊβάν 2004

Εικόνα 1.9: Burj Dubai – Ντουμπάι 2010



Εικόνα 1.10: Λίστα ψηλότερων κτηρίων

Παράλληλα με την κατασκευή ψηλών κτηρίων ο χάλυβας μπόρεσε να προσφέρει εντυπωσιακές δυνατότητες στον μηχανικό στη σύνθεση πολύπλοκων φορέων χωρίς τα παραδοσιακά στερεότυπα. Δύο χαρακτηριστικά δείγματα αυτής της νέας τάσης είναι το γήπεδο της Arsenal που ολοκληρώθηκε το 2006 και το μουσείο Pompidou στο Παρίσι χτισμένο το 1977 (Εικόνα 1.11). Το Centre Pompidou στο Παρίσι, μάλιστα, αποτελεί έναν από τους πιο τολμηρούς σχεδιασμούς πολιτιστικών κέντρων που έγινε ποτέ και άλλαξε τα δεδομένα και τη νοοτροπία στον τομέα των κατασκευών. Σχεδιάστηκε από τους Renzo Piano, Richard και Gianfranco Franchini και αρχικά χαρακτηρίστηκε ως διυλιστήριο πετρελαίου στο κέντρο της πόλης, αλλά με τον καιρό η ιδιαίτερη όψη του με τους χρωματιστούς εξωτερικούς σωλήνες, τις κυλιόμενες σκάλες μέσα σε κυκλικούς διαδρόμους και τον δαιδαλώδη μεταλλικό σκελετό έγινε αποδεκτή και ώθησε ακόμη περισσότερους μελετητές προς τη μεταλλική κατασκευή.

Τα τελευταία 20 χρόνια, η χρήση των υπολογιστικών προγραμμάτων αλλά και των νέων σχεδιαστικών προγραμμάτων έδωσε επιπλέον δυνατότητες στους πολιτικούς μηχανικούς και αρχιτέκτονες. Επίσης, η τεράστια γνώση των δυνατοτήτων του χάλυβα και η εξαιρετική ποιότητα παραγωγής του, τον έχουν καταστήσει σε κυρίαρχο δομικό υλικό. Επιπλέον, η εύκολη κατασκευαστικά επένδυση του με υλικά και τοιχοποιίες δημιουργεί πλήθος αισθητικών αποτελεσμάτων κάτι που η αρχιτεκτονική της νέας εποχής απαιτεί. Παρατηρούμε, δηλαδή, ότι τα κτιριακά έργα είναι απλά ένα είδος από μια μακροσκελή λίστα κατασκευών στις οποίες λαμβάνει μέρος ο χάλυβας ως κύριο υλικό ή με σύμμικτο τρόπο (Πίνακας 1.2). Στη συνέχεια δίνεται φωτογραφικό υλικό με εφαρμογές χάλυβα σε κατασκευές σαν κύριο υλικό ή σε συνεργασία με αλλά υλικά (Εικόνες 1.12 και 1.13).

Πίνακας 1.2: Σύγχρονες εφαρμογές χάλυβα

1 **Ιστοί**	2 **Αποκατάσταση βλαβών κτιρίων**	3 **Αγωγοί μεταφοράς ορυκτών**	4 **στέγαστρα δημόσιων και αρχαιολογικών χωρών**	5 **Πύργοι υψηλής τάσης**
6 **Πύργοι**	7 **Καπνοδόχοι**	8 **Ικριώματα**	9 **γέφυρες**	**...**
10 **Σιλό και δεξαμενές**	11 **Γερανοί**	12 **Σιλό**	13 **Βιομηχανικές εγκαταστάσεις**	
14 **Προσωρινή αντιστήριξη μνημείων**	15 **Θυροφράγματα**	16 **Ανεμογεννήτριες**	17 **Υδατοπύργοι**	
18 **Θαλάσσιες πλατφόρμες εξόρυξης**	19 **κατασκευές προσωρινής αποθήκευσης**	20 **Βιομηχανικά υπόστεγα**	21 **Δεξαμενές**	

Εικόνα 1.11: Γήπεδο Arsenal (αριστερά) και μουσείο Pompidou στο Παρίσι (δεξιά)

Εικόνα 1.12: Υδατόπυργος και θαλάσσια εξέδρα άντλησης πετρελαίου

Εικόνα 1.13: Ανεμογεννήτρια και εντυπωσιακός ουρανοξύστης

1.4 Αξιολόγηση μεταλλικών κατασκευών

Στη σημερινή εποχή ο χάλυβας χρησιμοποιείται πλέον ευρέως και με αυξητικό ρυθμό σε απαιτητικές κατασκευές από άποψη στατικής και οικονομίας. Οι αντοχές του αλλά και η ευκολία στην διαμόρφωσή του έδωσαν το δικαίωμα στους σύγχρονους μηχανικούς να συνδυάσουν την αισθητική με την στατική ευστάθεια και τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Χαρακτηριστικό παράδειγμα, που αποδεικνύει την αξία του χάλυβα, είναι το γεγονός ότι στην Ιαπωνία, τη χώρα με την πιο έντονη σεισμική δραστηριότητα, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά.

Τα βασικά πλεονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών είναι:

- Η ολκιμότητα του χάλυβα.
- Η τυποποίηση της παραγωγής του.
- Η ταχύτητα της κατασκευής.
- Η δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων.
- Η μείωση των νεκρών φορτίων της κατασκευής.
- Η ευκολία της προκατασκευής.
- Το μεγάλο πλήθος των διατομών που κυκλοφορούν στην αγορά.
- Το μεγάλο πλήθος των μέσων συνδέσεως που διατίθενται στην αγορά.
- Η εξέλιξη της τεχνολογίας των συνδέσεων.
- Η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του υλικού.
- Η δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης των υφιστάμενων κατασκευών.
- Η απαίτηση μικρότερης και οικονομικότερης θεμελίωσης.
- Ο εύκολος εντοπισμός των βλαβών.
- Η εύκολη αποκατάσταση των βλαβών.
- Η δυνατότητα πραγματοποίησης τόσο ελαστικού όσο και ανελαστικού σχεδιασμού.

Σε σύγκριση, συνεπώς, με τα παραδοσιακά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα τα μεταλλικά κτίρια υπερτερούν σε πολλούς τομείς, οι κυριότεροι των οποίων είναι:

- Μεγαλύτερη ταχύτητα και ακρίβεια κατασκευής λόγω του μεγάλου αριθμού των προκατασκευασμένων μελών
- Μεγάλα ανοίγματα που επιτρέπουν έξυπνη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων που αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο
- Ευελιξία στη διαμόρφωση προσόψεων
- Ευελιξία χρήσης, μετατροπών, προσθηκών και προσαρμογής στις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις
- Αντισεισμικότητα
- Δυνατότητα ενίσχυσης και επισκευής
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης
- Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα

Τέλος, πρέπει να αναφερθεί ότι τα μεταλλικά κτίρια παρουσιάζουν αρκετά μειονεκτήματα τα οποία, όμως, σε καμία περίπτωση δεν μπορούν να αντισταθμίσουν τα σημαντικά οφέλη. Τα βασικά μειονεκτήματα των μεταλλικών κατασκευών είναι:

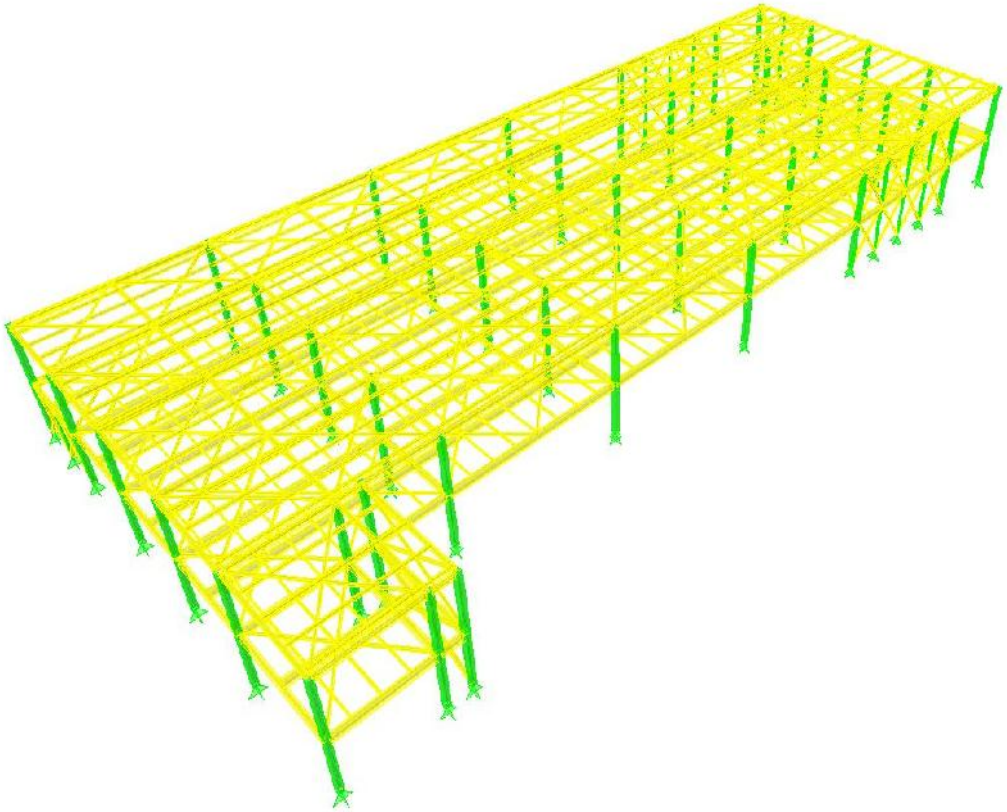
- Οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων.
- Το αυξημένο κόστος συντήρησης λόγω της ευαισθησίας στη διάβρωση.
- Η ευαισθησία στην πυρκαγιά που αυξάνει το κόστος της πυροπροστασίας.
- Η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού.
- Το μεγάλο κόστος μελέτης.

Κεφάλαιο 2

Γενική Περιγραφή

2.1 Γενικά στοιχεία

Η παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνει τον σχεδιασμό ενός μεταλλικού κτηρίου καταστημάτων. Το υπό μελέτη κτήριο αποτελεί μέρος ενός ευρύτερου εμπορικού κέντρου το οποίο βρίσκεται στη Σόφια της Βουλγαρίας. Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου αποτελείται από μεταλλικά δομικά στοιχεία καθώς και από τοιχώματα ωπλισμένου σκυροδέματος τα οποία περιβάλλουν τα κλιμακοστάσια και δημιουργούν με αυτόν τον τρόπο τον λεγόμενο πυρήνα του κτηρίου (Εικόνα 2.1).

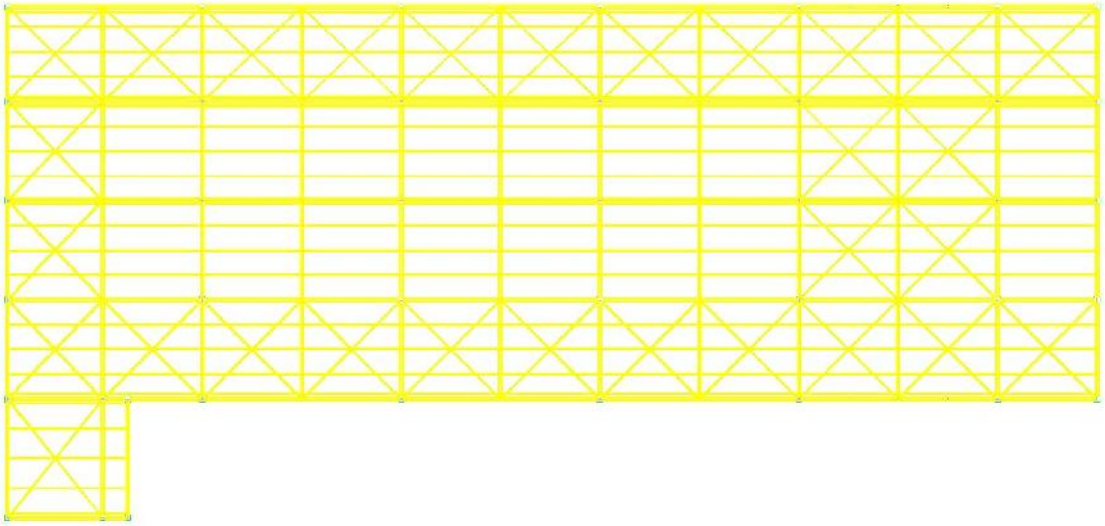


Εικόνα 2.1: Τρισδιάστατη απεικόνιση προσομοιώματος

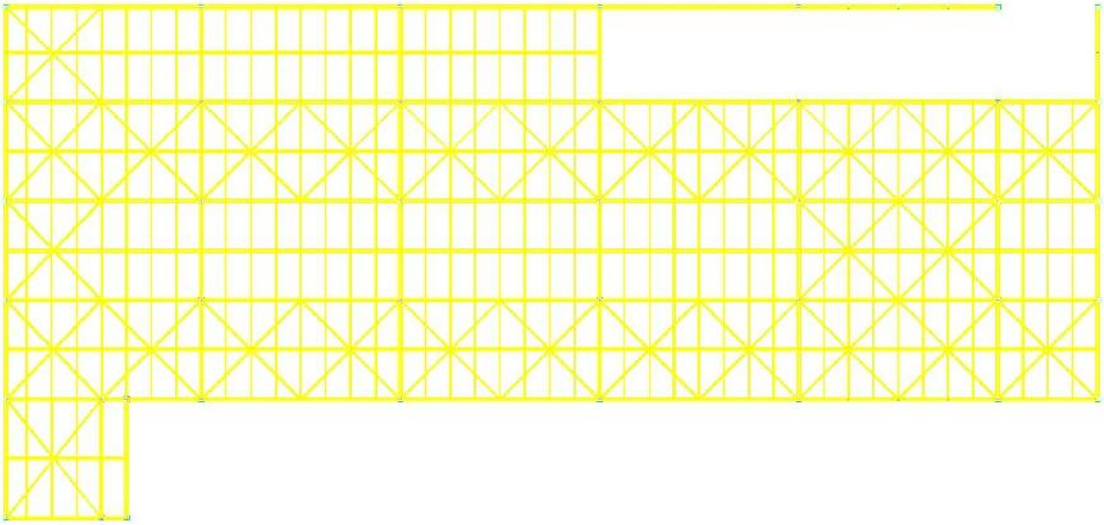
Αναλυτικότερα, ο κύριος όγκος του κτηρίου είναι ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων 87,65m x 31,65m, ενώ διαθέτει μια μικρή προεξοχή, περίπου τετραγωνική, διαστάσεων 9,65m x 9,60m. Συνεπώς, κάθε όροφος καλύπτει μια επιφάνεια περίπου 2870,00m^2. Το κτήριο αποτελείται από δύο ορόφους (ισόγειο και πρώτο όροφο). Το ύψος του ισογείου είναι 5,10m , ενώ του πρώτου ορόφου κυμαίνεται από 5,90m έως 6,20m. Η ανισοσταθμία αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι η στέγη είναι κεκλιμένη και πιο συγκεκριμένα διαθέτει μια μικρή κλίση της τάξης του 2,5% για την απορροή των υδάτων. Συνολικά, το ύψος του κτιρίου είναι 11,00m στο χαμηλότερο σημείο και 11,30m στο υψηλότερο. Για τον λόγο ότι η διαφορά ύψους είναι πολύ μικρή δεν κρίθηκε αναγκαίο να προσομοιώσουμε την κλίση αυτή στο πρόγραμμα και θεωρήσαμε τη στέγη οριζόντια (Εικόνες 2.2 & 2.3).

Οι πλάκες του κτηρίου είναι σύμμικτες πάχους h = 14cm και κατασκευάζονται από χαλυβδόφυλλο τύπου SYMDECK73 πάχους t = 1mm σε συνδυασμό με ωπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C30/37. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του χαλυβδόφυλλου φαίνονται στον παρακάτω πίνακα (Πίνακας 2.1). Επιπλέον, η στέγη του κτηρίου είναι μη βατή με αποτέλεσμα να καλύπτεται από απλά

πάνελς πολυουρεθάνης, τα οποία είναι μη φέροντα στοιχεία και δεν συμμετέχουν στο προσομοίωμα.



Εικόνα 2.2: Κάτοψη μη βατής στέγης



Εικόνα 2.3: Κάτοψη οροφής ισογείου

Πίνακας 2.1: Πίνακας γεωμετρικών και αδρανειακών χαρακτηριστικών χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

Πάχος	**t (mm)**	**0,75**	**0,80**	**1,00**	**1,25**
Βάρος	G (kg/m²)	9,81	10,47	13,08	16,36
Επιφάνεια	A (cm²/m)	12,76	13,533	16,96	21,31
Ροπή αδράνειας	L_y (cm⁴/m)	110,01	117,33	147,22	184,43
Ροπή αντίστασης	W_y (cm³/m)	27,57	29,48	36,99	42,23

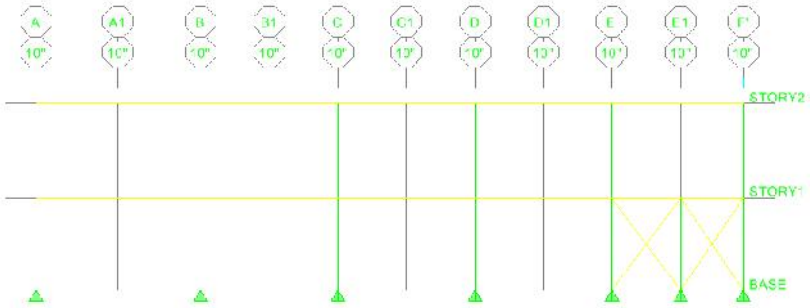
Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου συνθέτει ουσιαστικά ένα χωρικό πλαίσιο από μεταλλικά δομικά στοιχεία. Τα υποστυλώματα είναι κοιλοδοκοί τετραγωνικής μορφής (SHS400) και πάχους t = 12,50mm. Η στήριξή τους γίνεται μέσω αγκυρίων στα στοιχεία του υπογείου από ωπλισμένο σκυρόδεμα και λόγω των περιορισμένων διαστάσεων έδρασης η στήριξη θεωρήθηκε άρθρωση. Το υπόγειο αποτελείται εξολοκλήρου από στοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος και για τον λόγο αυτό δεν αποτέλεσε μέρος της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Από την άλλη μεριά τα δοκάρια του χωρικού πλαισίου διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, τα κύρια και τα δευτερεύοντα. Ως δευτερεύοντα θεωρούνται τα δοκάρια στα οποία εδράζονται οι τεγίδες, ενώ ως κύρια λογίζονται τα δοκάρια που στηρίζονται σε υποστυλώματα και στα οποία εδράζονται τα δευτερεύοντα δοκάρια. Λόγω των διαφορετικών φορτίων που ασκούνται σε κάθε όροφο οι διατομές των δοκών διαφέρουν. Πιο συγκεκριμένα, τα δευτερεύοντα δοκάρια της στέγης είναι διατομής HEA300 ενώ της οροφής ισογείου HEA700. Επίσης, τα κύρια δοκάρια της στέγης είναι HEA450 ενώ τα αντίστοιχα του ισογείου είναι HEA700. Η στήριξη τόσο των κυρίων δοκών στα υποστυλώματα όσο και των δευτερευόντων δοκών στα κύρια γίνεται με κοχλιώσεις και μάλιστα με συνδέσεις ροπής.

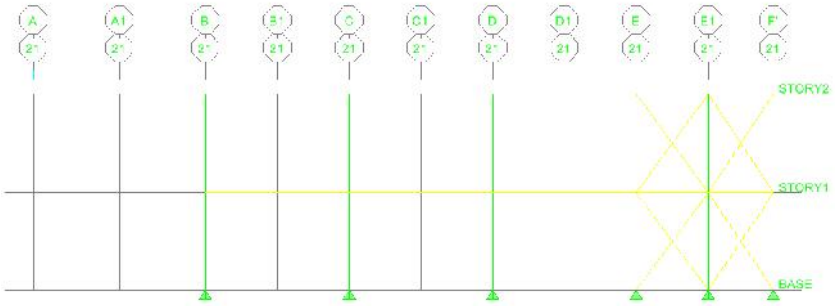
Όμως, εκτός των δοκών του πλαισίου, η μεταλλική κατασκευή διαθέτει τεγίδες πάνω στις οποίες εδράζονται οι σύμμικτες πλάκες του δαπέδου καθώς και τα πάνελς της στέγης. Οι τεγίδες τοποθετούνται κάθετα στα δευτερεύοντα δοκάρια σε απόσταση 2m μεταξύ τους και ο ρόλος τους είναι να παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία των επιφανειακών στοιχείων (σύμμικτες πλάκες, πάνελς) και να τα μεταφέρουν στις δευτερεύουσες δοκούς. Η διατομή των τεγίδων κυμαίνεται από IPE270 στην οροφή του κτηρίου έως IPE200 στο δάπεδο. Η σύνδεσή τους με τα δοκάρια είναι αμφιαρθρωτή, δηλαδή είναι σύνδεση τέμνουσας, και πραγματοποιείται με τη χρήση κοχλιών.

Τέλος, ο φορέας του κτηρίου ολοκληρώνεται με τους χιαστί συνδέσμους, οι οποίοι διακρίνονται στους πλευρικούς και στους οροφής. Οι πλευρικοί χιαστί σύνδεσμοι τοποθετούνται μεταξύ των υποστυλωμάτων και στις δύο διευθύνσεις του κτηρίου και συμβάλλουν στην παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται στον φορέα. Κυρίως τοποθετούνται στη μεγάλη διεύθυνση του κτηρίου για να συμμετάσχουν στην υλοποίηση πλαισιακής λειτουργίας. Στη μικρή διεύθυνση τοποθετούνται στα ανοίγματα που βρίσκονται σε απόσταση από τα τοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος με σκοπό τη μείωση της στρεπτικής καταπόνησης των ακραίων υποστυλωμάτων γύρω από τα δύσκαμπτα αυτά στοιχεία. Οι πλευρικοί χιαστί σύνδεσμοι είναι κοιλοδοκοί τετραγωνικής μορφής (SHS180) και πάχους t = 8,00mm ενώ θεωρούνται αμφιαρθρωτοί. Εξαίρεση αποτελούν οι πλευρικοί σύνδεσμοι του ισογείου, οι οποίοι τοποθετούνται στη μικρή πλευρά του κτηρίου, καθώς είναι διατομής SHS250 και πάχους t = 10,00mm. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η μικρή πλευρά του κτηρίου ως ασθενέστερη καταπονείται περισσότερο από τα οριζόντια φορτία του σεισμού.

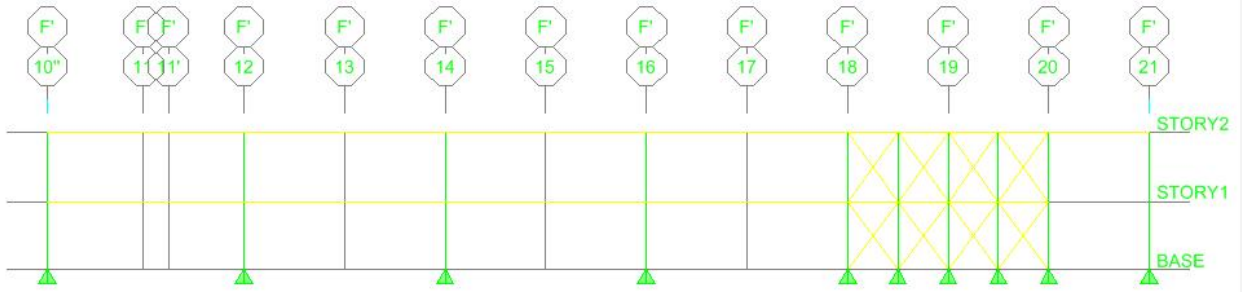
Οι χιαστί σύνδεσμοι οροφής τοποθετούνται στο επίπεδο των ζυγωμάτων των πλαισίων. Συμβάλλουν και αυτοί με τη σειρά τους στην παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων που καταπονούν τον φορέα, ενώ παράλληλα δημιουργούν ένα είδος διαφραγματικής λειτουργίας. Τοποθετούνται τόσο στο επίπεδο των σύμμικτων πλακών όσο και στο επίπεδο της στέγης. Οι χιαστί σύνδεσμοι οροφής είναι κοιλοδοκοί τετραγωνικής διατομής (SHS160) και πάχους t = 6,00mm. Στα σημεία στήριξής τους συνδέονται αμφιαρθρωτά.



Εικόνα 2.4: Όψη μικρής πλευράς κτηρίου (plusYface)



Εικόνα 2.5: Όψη μικρής πλευράς κτηρίου (minusYface)



Εικόνα 2.6: Όψη μεγάλης πλευράς κτηρίου (plusXface)

2.2 Υλικά κατασκευής

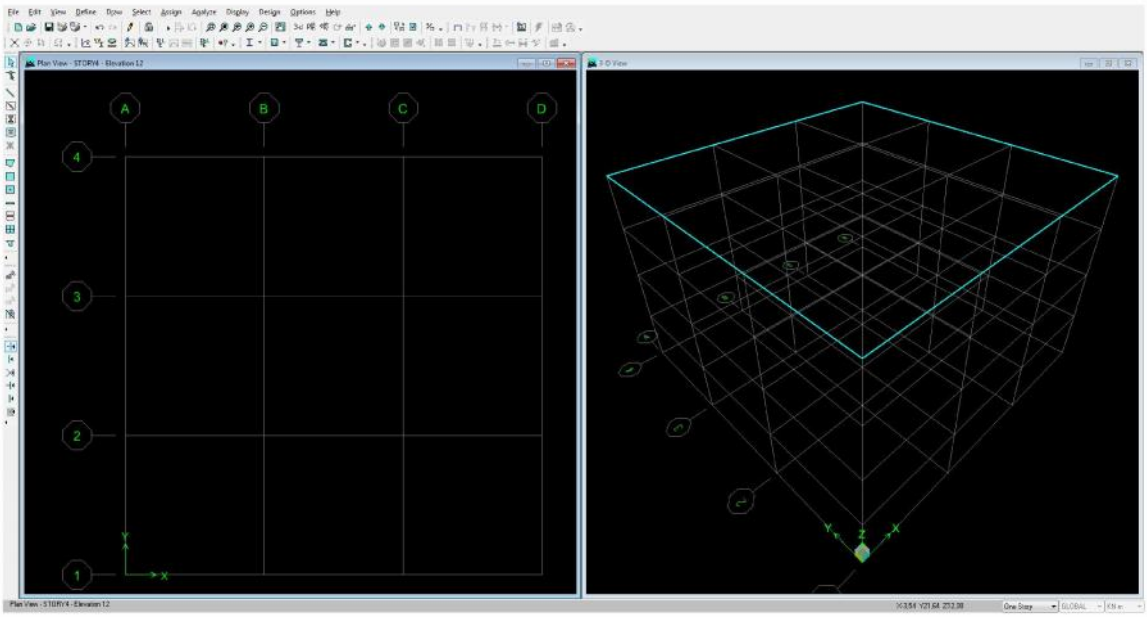
Ο φέρων οργανισμός του κτηρίου αποτελείται ουσιαστικά από μεταλλικά δομικά στοιχεία και τοιχεία ωπλισμένου σκυροδέματος. Το δομικό υλικό των μεταλλικών στοιχείων του κτηρίου είναι ο χάλυβας ποιότητας S355 με όριο διαρροής f_y = 355N/mm^2 και όριο θραύσης f_u = 510N/mm^2. Για τις συνδέσεις των στοιχείων χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες υψηλής αντοχής ποιότητας 8.8.

Αντιθέτως, το δομικό υλικό των τοιχείων από ωπλισμένο σκυρόδεμα είναι το σκυρόδεμα ποιότητας C35/45 με θλιπτική αντοχή f_{cd} = 35N/mm^2 και ο χάλυβας S500 με όριο διαρροής f_y = 500N/mm^2. Για τις σύμμικτες πλάκες επιλέχθηκε σκυρόδεμα C30/37 με θλιπτική αντοχή f_{cd} = 30N/mm^2 , χάλυβας S500 με όριο διαρροής f_y = 500N/mm^2 και χαλυβδόφυλλα τύπου SYMDECK73/187.5 (τραπεζοειδής λαμαρίνα) πάχους t = 1mm.

2.3 Πρόγραμμα ανάλυσης του κτηρίου

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και διαστασιολόγηση του κτηρίου είναι το ETABS. Το ETABS είναι ένα ευέλικτο πρόγραμμα επίλυσης που

αναπτύχθηκε από την αμερικανική εταιρεία CSI Engineering Ltd και αριθμεί αρκετά χρόνια επιτυχημένης κυκλοφορίας τόσο στις Η.Π.Α. όσο και στην Ελλάδα. Πιο συγκεκριμένα αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ειδικό στην ανάλυση και διαστασιολόγηση κτηριακών δομημάτων. Κυκλοφορεί ευρέως στην αγορά τα τελευταία δέκα χρόνια και αποτελεί ένα αξιόπιστο εργαλείο για τον γρήγορο και αξιόπιστο σχεδιασμό μεταλλικών κατασκευών (Εικόνα 2.7).



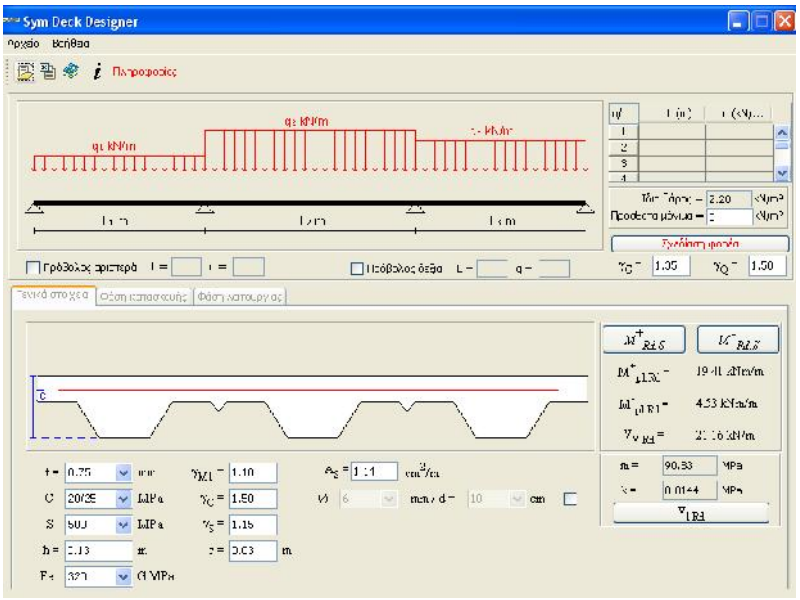
Εικόνα 2.7: Γραφικό περιβάλλον προγράμματος ETABS

Τα βήματα που ακολουθήθηκαν για την ορθή προσομοίωση του κτηρίου είναι τα εξής:

1. Έγινε η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν τα υλικά και τα είδη των διατομών, όπως επιλέχτηκαν από μία αρχική προδιαστασιολόγηση.
2. Ορίστηκε η γεωμετρία του φορέα με βάση τα αρχιτεκτονικά σχέδια.
3. Εισήχθησαν οι στατικές και οι δυναμικές φορτίσεις που καταπονούν τον φορέα.
4. Μορφώθηκαν οι συνδυασμοί των δράσεων τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.
5. Αναλύθηκε ο φορέας με βάση τις δεδομένες δράσεις και συνδυασμούς.
6. Ελέγχθηκε η επάρκεια όλων των μελών του φορέα τόσο στην οριακή κατάσταση αστοχίας όσο και στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.

Η προαναφερθείσα διαδικασία ήταν ουσιαστικά επαναληπτική μέχρι τη στιγμή που όλα τα μέλη του φορέα με τις νέες διατομές τους πληρούσαν τα κριτήρια αντοχής και παραμόρφωσης.

Επίσης, ο έλεγχος επάρκειας των σύμμικτων πλακών, επειδή δεν ήταν δυνατός με το προαναφερθέν πρόγραμμα, έγινε με τη χρήση του προγράμματος SymDeck Designer. Το SymDeck Designer είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 που αναπτύχθηκε από την εταιρεία ΕΛΑΣΤΡΟΝ και κυκλοφορεί δωρεάν στο διαδίκτυο (Εικόνα 2.8). Τα κυριότερα πλεονεκτήματά του είναι η ευκολία χρήσης και η ταχύτητα.



Εικόνα 2.8: Γραφικό περιβάλλον προγράμματος SymDeck Designer

Τέλος, οι συνδέσεις των μελών του φορέα μελετήθηκαν με το πρόγραμμα Robot Millennium της Autodesk που αποτελεί την πρόσφατη έκδοση του γαλλικού Robot. Το Robot Millennium είναι ένα πλήρες πρόγραμμα που εξυπηρετεί τις ανάγκες του μηχανικού για την ανάλυση και διαστασιολόγηση κατασκευών (Εικόνα 2.9). Ειδικεύεται, όμως, στις συνδέσεις των μελών τόσο στους κόμβους (κοχλιώσεις, συγκολλήσεις) όσο και στη θεμελίωση (αγκύρια, πλάκες αγκύρωσης). Όλες οι δυνατότητές του είναι προσιτές στον χρήστη μέσω ενός απλού γραφικού περιβάλλοντος σχεδιασμένου ειδικά για τα Windows. Επίσης, δίνει τη δυνατότητα επιλογής της κατάλληλης σύνδεσης μέσω μιας ενσωματωμένης βιβλιοθήκης και ταυτόχρονα έχει τη δυνατότητα να ελέγξει μια υπάρχουσα σύμφωνα με τους πιο πρόσφατους κανονισμούς.

Εικόνα 2.9: Γραφικό περιβάλλον προγράμματος Robot Millennium

Κεφάλαιο 3

Φορτία / Δράσεις

3.1 Γενικά

Η εκτίμηση των φορτίων για την ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός φορέα αποτελεί ένα από τα βασικότερα βήματα του ορθού σχεδιασμού. Ο μηχανικός - μελετητής καλείται να αξιολογήσει όλες τις πιθανές και «απίθανες» συνθήκες φόρτισης που μπορούν να υπάρξουν στη διάρκεια ζωής του έργου και να αποφασίσει τόσο για τις τιμές των μεγεθών όσο και για την πιθανότητα συνύπαρξης των διαφόρων δράσεων. Για τον λόγο αυτό οι νέοι κανονισμοί που αρχίζουν σταδιακά να εφαρμόζονται σε όλη την Ευρώπη, οι λεγόμενοι Ευρωκώδικες, αφιερώνουν ένα ολόκληρο μέρος τους (Ευρωκώδικας 1) στην ορθή επιλογή των δράσεων και των συνδυασμών τους.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται σε μία κατασκευή διακρίνονται σε διάφορες κατηγορίες ανάλογα με τον χρόνο επιβολής (μόνιμες, μεταβλητές, τυχηματικές), τη θέση τους (καθορισμένες, ελεύθερες), τη φύση τους (στατικές, δυναμικές). Οι χαρακτηριστικές τους τιμές δίνονται αναλυτικά στα διάφορα μέρη του Ευρωκώδικα 1 και επιλέγονται προσεκτικά από τον μηχανικό – μελετητή.

Στη συνέχεια περιγράφονται λεπτομερώς οι φορτίσεις που χρησιμοποιήθηκαν στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία.

3.2 Μόνιμα φορτία

Τα μόνιμα φορτία είναι φορτία που λαμβάνονται πάντοτε υπόψη στις κατασκευές και επιβάλλουν στατική φόρτιση, δηλαδή πρόκειται για φορτία σταθερής θέσης και διεύθυνσης. Στη συγκεκριμένη κατηγορία φορτίων συμπεριλαμβάνονται τα ίδια βάρη των δομικών στοιχείων καθώς και τα λεγόμενα «λοιπά» μόνιμα στα οποία συγκαταλέγονται οι επικαλύψεις των δαπέδων, οι τοιχοποιίες – χωρίσματα καθώς και ο ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός που απαιτείται για την ομαλή λειτουργία του κτηρίου και μπορεί να θεωρηθεί σταθερός και επομένως μόνιμη δράση.

Το ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων λαμβάνεται υπόψη αυτόματα από το πρόγραμμα με βάση τα ειδικά βάρη των υλικών από τα οποία αποτελούνται τα φέροντα στοιχεία.

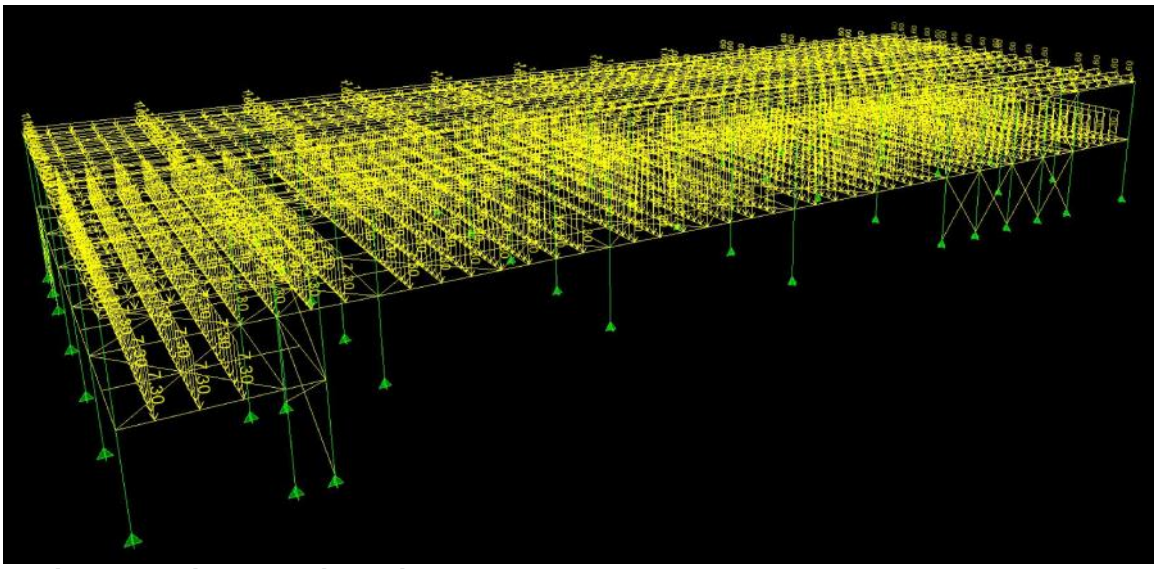
Πιο συγκεκριμένα:

- ειδικό βάρος δομικού χάλυβα $\gamma = 78,5\ kN/m^3$ και
- ειδικό βάρος ωπλισμένου σκυροδέματος $\gamma = 25,0\ kN/m^3$.

Αξίζει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι ο έλεγχος της γεωμετρίας του προσομοιώματος έγινε με βάση το συνολικό ίδιο βάρος της κατασκευής, το οποίο υπολογίστηκε αυτόματα μέσω του προγράμματος και παράλληλα μέσω των κατασκευαστικών σχεδίων. Διαπιστώθηκε δε ότι η διαφορά μεταξύ των δύο υπολογισμών ήταν εντός των αποδεκτών ορίων, της τάξης δηλαδή του 5% και επομένως θεωρήθηκε ορθό το προσομοίωμα.

Η επόμενη κατηγορία μονίμων, τα λοιπά μόνιμα, εκτιμήθηκαν για τη μεν στέγη $0,80 kN/m^2$ και για τα δε δάπεδα $3,65 kN/m^2$. Αναλυτικότερα, το εν λόγω φορτίο εφαρμόστηκε ως γραμμικό στις τεγίδες αναλόγως με τη φορτική επιφάνειά τους. Η επιφάνεια επιρροής των ακραίων τεγίδων έχει πλάτος 1,0m , ενώ η αντίστοιχη των μεσαίων, όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, έχει πλάτος 2,0m. Συνεπώς:

- γραμμικό φορτίο ακραίων τεγίδων στέγης $g = 0,80 \times 1 = 0,80\ kN/m$
- γραμμικό φορτίο μεσαίων τεγίδων στέγης $g = 0,80 \times 2 = 1,60\ kN/m$
- γραμμικό φορτίο ακραίων τεγίδων δαπέδου $g = 3,65 \times 1 = 3,65\ kN/m$
- γραμμικό φορτίο μεσαίων τεγίδων δαπέδου $g = 3,65 \times 2 = 7,30\ kN/m$



Εικόνα 3.1: Δράσεις λοιπών μονίμων

3.3 Κινητά φορτία

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Τα μεταβλητά αυτά φορτία θα πρέπει να τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Στα κινητά φορτία της κατασκευής συγκαταλέγονται το κινητό φορτίο ή αλλιώς ωφέλιμο φορτίο των δαπέδων και της στέγης, η μεταβολή της θερμοκρασίας, το φορτίο χιονιού και ο άνεμος.

Τα ωφέλιμα φορτία μιας κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανεμημένα ή συγκεντρωμένα φορτία κατακόρυφης διεύθυνσης. Η τιμή τους εξαρτάται κυρίως από τη χρήση του έργου στη διάρκεια ζωής του (σύνηθες κτήριο ή χώρος συνάθροισης κοινού) και χαρακτηριστικές τιμές δίνονται στον Ευρωκώδικα 1. Ωστόσο, η τελική επιλογή έγκειται στον μηχανικό – μελετητή ο οποίος λαμβάνει υπόψη όλες τις παραπάνω παραμέτρους καθώς και το τρίπτυχο κόστος – ασφάλεια – ποιότητα.

Στην προκειμένη περίπτωση θεωρήθηκε ωφέλιμο φορτίο στέγης 1,00kN/m^2 και ωφέλιμο φορτίο δαπέδου 5,00kN/m^2. Η διαφορά στις δύο τιμές οφείλεται στο γεγονός ότι η μεν στέγη είναι μη βατή, ενώ το δάπεδο αναφέρεται σε χώρο καταστημάτων, δηλαδή σε χώρο συνάθροισης κοινού. Πιο συγκεκριμένα, τόσο στα δάπεδα όσο και στη στέγη το εν λόγω φορτίο εφαρμόστηκε ως γραμμικό στις τεγίδες αναλόγως με τη φορτική επιφάνειά τους. Η επιφάνεια επιρροής, όπως προαναφέρθηκε, των ακραίων τεγίδων έχει πλάτος 1,0m , ενώ η αντίστοιχη των μεσαίων, όπως αναμένεται, έχει διπλάσιο πλάτος. Συνεπώς:

- γραμμικό φορτίο ακραίων τεγίδων στέγης q = 1,00 x 1 = 1,00 kN/m
- γραμμικό φορτίο μεσαίων τεγίδων στέγης q = 1,00 x 2 = 2,00 kN/m
- γραμμικό φορτίο ακραίων τεγίδων δαπέδου q = 5,00 x 1 = 5,00 kN/m
- γραμμικό φορτίο μεσαίων τεγίδων δαπέδου q = 5,00 x 2 = 10,00 kN/m

3.3.1 Φορτία χιονιού

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται στατικά φορτία και κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις, ενώ έχουν κατακόρυφη διεύθυνση. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία

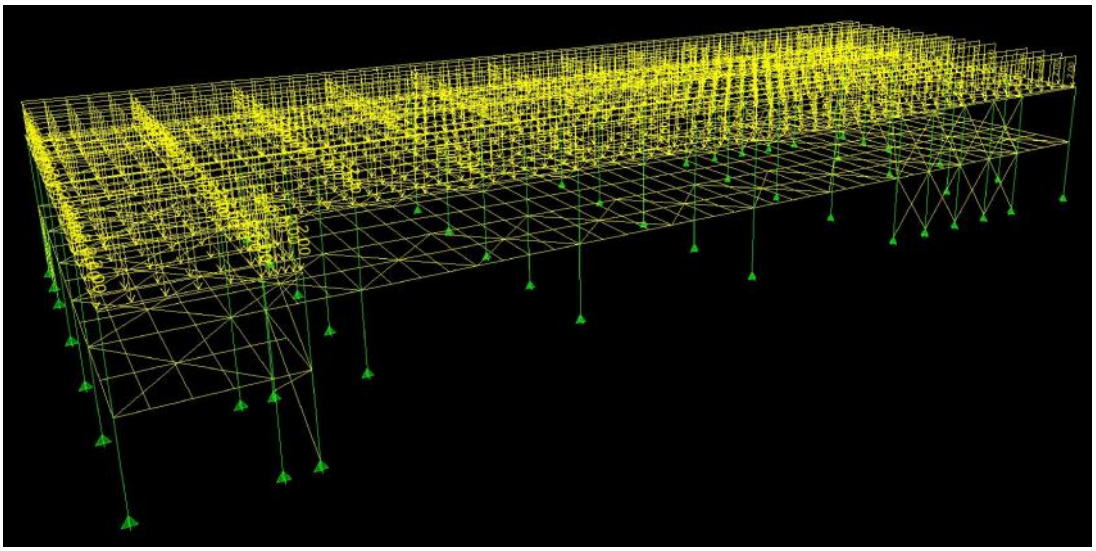
λόγω χιονόπτωσης. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά για υψόμετρα κάτω των 1500m.

Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες το χιόνι μπορεί να συσσωρευθεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσον είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης.

Έτσι για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού συνήθως θεωρείται αρχικώς το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται σε συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική του μορφή προκύπτει υπό τις επιδράσεις του ανέμου, ο οποίος είναι δυνατόν να προκαλέσει ανακατανομή του χιονιού έως και απομάκρυνσή του από τη στέγη.

Στην κατασκευή μας λόγω των τοπικών συνθηκών επιλέχτηκε φορτίο χιονιού ίσο με 1,00kN/m^2 το οποίο κατανεμήθηκε γραμμικά στις τεγίδες της στέγης:

- γραμμικό φορτίο ακραίων τεγίδων s = 1,00 x 1 = 1,00 kN/m
- γραμμικό φορτίο μεσαίων τεγίδων s = 1,00 x 2 = 2,00 kN/m



Εικόνα 3.2: Δράσεις χιονιού

3.3.2 Φορτία θερμοκρασιακά

Τα θερμοκρασιακά φορτία, δηλαδή ορθότερα οι δράσεις που προκαλούνται από τις θερμοκρασιακές μεταβολές, δεν λαμβάνονται υπόψη σε όλα τα είδη κατασκευών, αλλά επηρεάζουν δυσμενώς κατασκευές μεγάλου μήκους ή γενικότερα μεγάλων διαστάσεων κάτοψης. Επίσης, ιδιαίτερα ευαίσθητες θεωρούνται και κατασκευές στην ύπαιθρο (π.χ. γέφυρες) από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (π.χ. κτίρια).

Επιπλέον, τα θερμοκρασιακά φορτία θεωρούνται έμμεσες δράσεις και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις. Υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.5 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών. Στην κατασκευή μας λήφθηκε διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του φέροντος οργανισμού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του) ίση με ±20°C.

3.3.3 Φορτία ανέμου

Όλες οι κατασκευές υπόκεινται σε ανεμοπίεση, συνήθως όμως για ορισμένες μόνο από αυτές απαιτείται ο έλεγχος αντοχής. Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα παίζουν ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο και αποτελούν σε πολλές περιπτώσεις τη βασική φόρτιση.

Γενικά, οι δυνάμεις λόγω ανέμου είναι χρονικά μεταβαλλόμενες και μπορεί να προκαλέσουν ταλαντώσεις, για πολλές όμως κατασκευές (π.χ. σε δύσκαμπτες) η δυναμική επίδραση είναι μικρή, οπότε τα φορτία του ανέμου μπορεί να θεωρούνται ως στατικά. Η τιμή του φορτίου λόγω ανέμου προσδιορίζεται από το Μέρος 1.4 του Ευρωκώδικα 1 για κτήρια και έργα του πολιτικού μηχανικού ύψους μέχρι 200m.

Στην κατασκευή μας εξετάστηκαν τέσσερις περιπτώσεις ανεμοπίεσης. Πιο συγκεκριμένα θεωρήθηκε διεύθυνση πνοής ανέμου:

- $\theta = 0^o$ (άνεμος +X)
- $\theta = 90^o$ (άνεμος –X)
- $\theta = -90^o$ (άνεμος +Y)
- $\theta = 180^o$ (άνεμος –Y)

Επειδή η κατασκευή μας είναι ουσιαστικά συμμετρική σε κάτοψη θεωρήσαμε δύο κατηγορίες ανεμοπίεσης ±X και ±Y. Στη συνέχεια περιγράφεται αναλυτικά ο υπολογισμός των δράσεων με βάση των Ευρωκώδικα 1 για κάθε κατηγορία και πιο συγκεκριμένα για τις θετικές διευθύνσεις των δύο κατηγοριών καθώς για τις δύο αρνητικές διευθύνσεις ισχύουν τα αντίστοιχα λόγω συμμετρίας.

Γενικά στοιχεία ανέμου +X

- Η διάσταση που είναι εγκάρσια στον άνεμο ισούται με b = 41,25m
- Το ύψος του κτηρίου είναι H ≈ 11m < 15m , επομένως ο δυναμικός συντελεστής λαμβάνεται ίσος με $c_s c_d = 1$.
- Θεωρείται κατηγορία εδάφους II, δηλαδή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους.
- Λαμβάνεται θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου ίση με $v_{b,0}$ = 27m/sec.
- Λόγω έλλειψης στοιχείων θεωρούμε λόγο ανοιγμάτων μ = 0,75
- Η στέγη της κατασκευής έχει μικρή κλίση 2,5% (κλίση μόνο για την απορροή των υδάτων), επομένως μπορεί να θεωρηθεί ως οριζόντια.
- Το ύψος του κτηρίου H ≈ 11m είναι μικρότερο και από τις δύο διαστάσεις της κάτοψης με αποτέλεσμα η ανεμοπίεση καθύψος να είναι ομοιόμορφη ορθογωνική.

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους

- $e = \min\{b_{min} \text{ ή } 2h\} = \min\{31,65 \text{ ή } 22\} \leftrightarrow e = 22m$
- $e = 22m < d = 87,65m$
- $h / d = 11 / 87,65 = 0,125 < 0,25$

Με βάση τα προηγούμενα υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης (c_{pe}) για τους κατακόρυφους τοίχους οι οποίοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί για κάθε περιοχή φόρτισης (ζώνη):

Ζώνη	A	B	C	D	E
Πλάτος (m)	4,40	17,60	65,65	41,25 προσήνεμη πλευρά	41,25 υπήνεμη πλευρά
c_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την οριζόντια στέγη

- Τύπος στέγης: οριζόντια με αιχμηρά άκρα
- $e = \min\{b_{min}$ ή $2h\} = \min\{31,65$ ή $22\} \leftrightarrow e = 22m$

Με βάση τα προηγούμενα υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης (c_{pe}) για την οριζόντια στέγη οι οποίοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί για κάθε περιοχή φόρτισης (ζώνη):

Ζώνη	F	G	H	I
Επιφάνεια (m^2)	2,20 x 5,50	2,20 x 20,65	8,80 x 41,25	76,65 x 31,65
c_{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	±0,2

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

- Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι κοινός τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για την οριζόντια στέγη.
- Ο λόγος των ανοιγμάτων είναι μ = 0,75
- h / d = 11 / 87,65 = 0,125 < 0,25

Με βάση όλα τα παραπάνω υπολογίζεται συντελεστής εσωτερικής πίεσης $c_{pi} = -0,12$.

Πίεση ταχύτητας αιχμής

- Βασική ταχύτητα ανέμου: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 27 \leftrightarrow v_b = 27m/sec$
- Κατηγορία εδάφους II $\rightarrow z_0 = 0,05m$ και $z_{min} = 2,00m$
- $z_{min} = 2m < z = 11m < z_{max} = 200m$
- Συντελεστής εδάφους: $k_r = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} \Leftrightarrow k_r = 0,19$
- Συντελεστής τραχύτητας: $c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{11}{0,05}\right) \Leftrightarrow c_r = 1,025$
- Μέση ταχύτητα ανέμου: $v_m = c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 1,025 \cdot 1 \cdot 27 \leftrightarrow v_b = 27,67m/sec$
- $z_{min} = 2m < z = 11m < z_{max} = 200m$
- Ένταση στροβιλισμού: $I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(11/0,05)} \Leftrightarrow I_v(z) = 0,185$
- Πυκνότητα αέρα: $\rho = 1,25Kg/m^3$
- Πίεση ταχύτητας αιχμής:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,185] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,00125 \cdot 27,67^2 \Leftrightarrow q_p(z) = 1,10\, kN/m^2$$

Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις ανέμου

- Εξωτερική πίεση: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \leftrightarrow w_e = 1,10 \cdot c_{pe}\ (kN/m^2)$

Συνεπώς, συγκεντρωτικά οι εξωτερικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους και στην οροφή εμφανίζονται στον πίνακα που ακολουθεί ανάλογα με τη ζώνη:

Ζώνη	A	B	C	D	E
w_e (kN/m^2)	-1,32	-0,88	-0,55	0,77	-0,33
Ζώνη	F	G	H	I	
w_e (kN/m^2)	-1,98	-1,32	-0,77	±0,22	

- Εσωτερική πίεση: $w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = 1,10 \cdot (-0,12) \leftrightarrow w_i = -0,13kN/m^2$

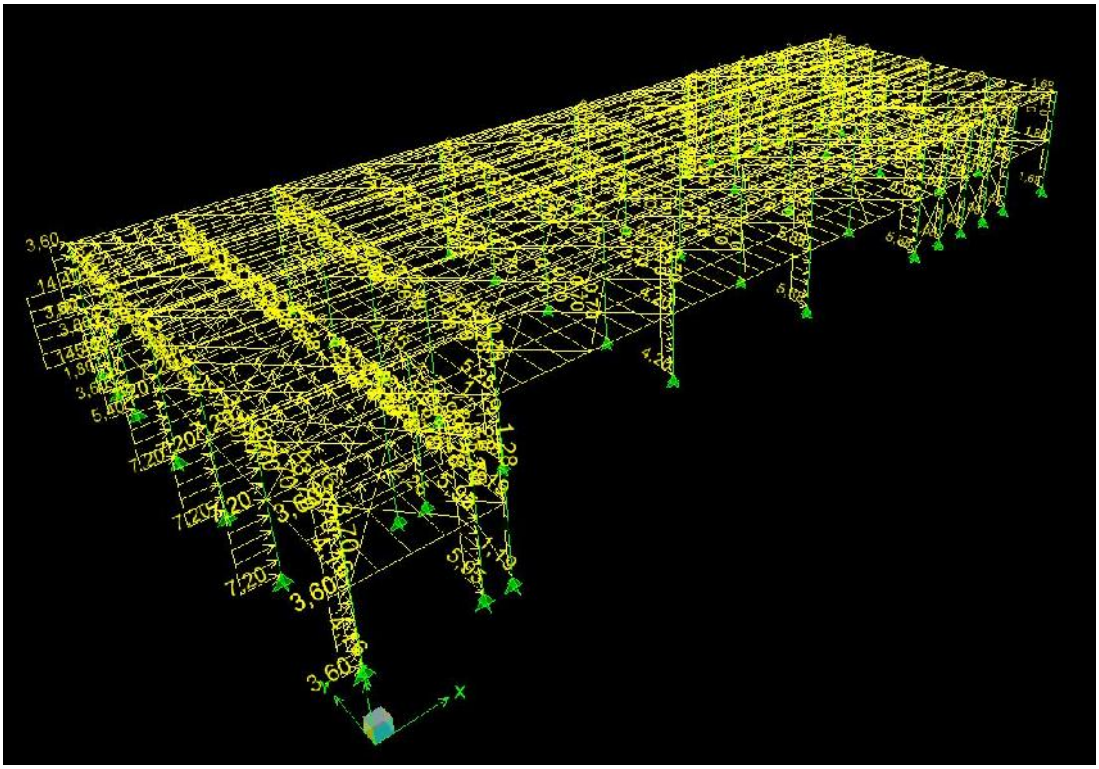
Τελικές πιέσεις ανέμου

Οι τελικές πιέσεις τόσο στους κατακόρυφους τοίχους όσο και στην οροφή προκύπτουν από την αλγεβρική άθροιση των εξωτερικών και των εσωτερικών πιέσεων σε κάθε επιφάνεια. Συνοψίζοντας οι τελικές πιέσεις φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Ζώνη	A	B	C	D	E
w_e (kN/m^2)	-1,19	-0,75	-0,42	0,90	-0,20
Ζώνη	F	G	H	I	
w_e (kN/m^2)	-1,85	-1,19	-0,64	-0,35	

Στη ζώνη I αγνοήθηκε η θετική τελική πίεση επειδή ήταν πολύ μικρή και διαπιστώθηκε με μια γρήγορη ανάλυση στο πρόγραμμα ότι δεν επηρεάζει την εντατική κατάσταση των φερόντων στοιχείων.

Επίσης, οι τελικές πιέσεις της οροφής ασκήθηκαν ως γραμμικά φορτία στις τεγίδες ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής τους και αντίστοιχα οι πιέσεις των κατακόρυφων τοίχων με τον ίδιο τρόπο εφαρμόστηκαν στα υποστυλώματα.



Εικόνα 3.3: Δράσεις ανέμου +X

Γενικά στοιχεία ανέμου +Y

- Η διάσταση που είναι εγκάρσια στον άνεμο ισούται με b = 87,65m
- Το ύψος του κτηρίου είναι H ≈ 11m < 15m , επομένως ο δυναμικός συντελεστής λαμβάνεται ίσος με $c_s c_d$ = 1.
- Θεωρείται κατηγορία εδάφους II, δηλαδή περιοχή με χαμηλή βλάστηση και μεμονωμένα εμπόδια σε απόσταση μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος τους.
- Λαμβάνεται θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου ίση με $v_{b,0}$ = 27m/sec.
- Λόγω έλλειψης στοιχείων θεωρούμε λόγο ανοιγμάτων μ = 0,75
- Η στέγη της κατασκευής έχει μικρή κλίση 2,5% (κλίση μόνο για την απορροή των υδάτων), επομένως μπορεί να θεωρηθεί ως οριζόντια.
- Το ύψος του κτηρίου H ≈ 11m είναι μικρότερο και από τις δύο διαστάσεις της κάτοψης με αποτέλεσμα η ανεμοπίεση καθύψος να είναι ομοιόμορφη ορθογωνική.

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τους κατακόρυφους τοίχους

- e = min{b ή 2h} = min{87,65 ή 22} ↔ e = 22m
- e = 22m < d = 41,25m
- h / d = 11 / 41,25 ≈ 0,25

Με βάση τα προηγούμενα υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης (c_{pe}) για τους κατακόρυφους τοίχους οι οποίοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί για κάθε περιοχή φόρτισης (ζώνη):

Ζώνη	A	B	C	D	E
Πλάτος (m)	4,40	17,60	9,65	87,65 προσήνεμη πλευρά	87,65 υπήνεμη πλευρά
c_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,3

Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την οριζόντια στέγη

- Τύπος στέγης: οριζόντια με αιχμηρά άκρα
- e = min{b ή 2h} = min{87,65 ή 22} ↔ e = 22m

Με βάση τα προηγούμενα υπολογίζονται οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης (c_{pe}) για την οριζόντια στέγη οι οποίοι φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί για κάθε περιοχή φόρτισης (ζώνη):

Ζώνη	F	G	H	I
Επιφάνεια (m^2)	2,20 x 5,50	2,20 x 76,65	8,80 x 87,65	20,65 x 87,65
c_{pe}	-1,8	-1,2	-0,7	±0,2

Συντελεστές εσωτερικής πίεσης

- Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης είναι κοινός τόσο για τους κατακόρυφους τοίχους όσο και για την οριζόντια στέγη.
- Ο λόγος των ανοιγμάτων είναι μ = 0,75
- h / d = 11 / 41,25 ≈ 0,25

Με βάση όλα τα παραπάνω υπολογίζεται συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} = -0,12.

Πίεση ταχύτητας αιχμής

- Βασική ταχύτητα ανέμου: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1 \cdot 1 \cdot 27 \leftrightarrow v_b = 27m/sec$
- Κατηγορία εδάφους II → $z_0 = 0,05m$ και $z_{min} = 2,00m$
- $z_{min} = 2m < z = 11m < z_{max} = 200m$
- Συντελεστής εδάφους: $k_r = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} \Leftrightarrow k_r = 0,19$
- Συντελεστής τραχύτητας: $c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{11}{0,05}\right) \Leftrightarrow c_r = 1,025$
- Μέση ταχύτητα ανέμου: $v_m = c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 1,025 \cdot 1 \cdot 27 \leftrightarrow v_b = 27,67m/sec$
- $z_{min} = 2m < z = 11m < z_{max} = 200m$
- Ένταση στροβιλισμού: $I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = \frac{1}{1 \cdot \ln(11/0,05)} \Leftrightarrow I_v(z) = 0,185$
- Πυκνότητα αέρα: $\rho = 1,25 Kg/m^3$
- Πίεση ταχύτητας αιχμής:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,185] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,00125 \cdot 27,67^2 \Leftrightarrow q_p(z) = 1,10\, kN/m^2$$

Εξωτερικές και εσωτερικές πιέσεις ανέμου

- Εξωτερική πίεση: $w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \leftrightarrow w_e = 1,10 \cdot c_{pe}\ (kN/m^2)$

Συνεπώς, συγκεντρωτικά οι εξωτερικές πιέσεις στους κατακόρυφους τοίχους και στην οροφή εμφανίζονται στον πίνακα που ακολουθεί ανάλογα με τη ζώνη:

Ζώνη	A	B	C	D	E
w_e (kN/m^2)	-1,32	-0,88	-0,55	0,77	-0,33
Ζώνη	F	G	H	I	
w_e (kN/m^2)	-1,98	-1,32	-0,77	±0,22	

- Εσωτερική πίεση: $w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} = 1,10 \cdot (-0,12) \leftrightarrow w_i = -0,13 kN/m^2$

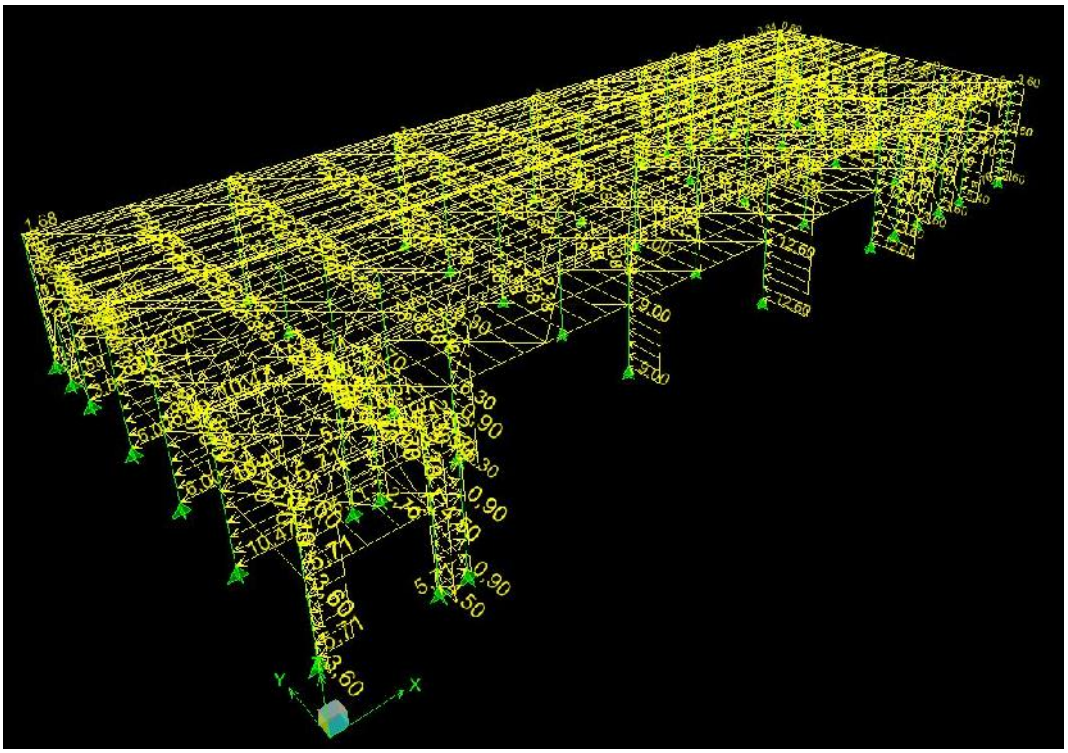
Τελικές πιέσεις ανέμου

Οι τελικές πιέσεις τόσο στους κατακόρυφους τοίχους όσο και στην οροφή προκύπτουν από την αλγεβρική άθροιση των εξωτερικών και των εσωτερικών πιέσεων σε κάθε επιφάνεια. Συνοψίζοντας οι τελικές πιέσεις φαίνονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Ζώνη	A	B	C	D	E
w_e (kN/m^2)	-1,19	-0,75	-0,42	0,90	-0,20
Ζώνη	F	G	H	I	
w_e (kN/m^2)	-1,85	-1,19	-0,64	-0,35	

Στη ζώνη I αγνοήθηκε η θετική τελική πίεση επειδή ήταν πολύ μικρή και διαπιστώθηκε με μια γρήγορη ανάλυση στο πρόγραμμα ότι δεν επηρεάζει την εντατική κατάσταση των φερόντων στοιχείων.

Επίσης, οι τελικές πιέσεις της οροφής ασκήθηκαν ως γραμμικά φορτία στις τεγίδες ανάλογα με την επιφάνεια επιρροής τους και αντίστοιχα οι πιέσεις των κατακόρυφων τοίχων με τον ίδιο τρόπο εφαρμόστηκαν στα υποστυλώματα.



Εικόνα 3.4: Δράσεις ανέμου +Y

3.4 Σεισμός

Η εδαφική κίνηση, η οποία δημιουργείται από απότομες μετατοπίσεις μέσα στο φλοιό της γης, ονομάζεται σεισμός. Στην περίπτωση που οι αναπτυσσόμενες

τάσεις υπερβούν την αντοχή των υλικών, η συσσωρευμένη ενέργεια παραμόρφωσης εκτονώνεται με τη μορφή σεισμού. Το επίπεδο αστοχίας, όπου έγινε η σχετική ολίσθηση των γειτονικών βραχωδών σχηματισμών, ονομάζεται τεκτονικό ρήγμα. Οι περισσότεροι σεισμοί είναι αποτέλεσμα της σχετικής κίνησης των τεκτονικών σχηματισμών κατά μήκος ενεργών ρηγμάτων.

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) που έχουν σαν συνέπεια τη δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Αναλυτικότερα, τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους. Επομένως, είναι πολύ σημαντικό να ξεκαθαριστεί ότι ο σεισμός δεν επιβάλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου πρόσημου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αναφερόμενοι στις αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις εννοούμε ουσιαστικά τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης του εδάφους στο οποίο εδράζεται αυτή. Από τις δυνάμεις αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πλέον σοβαρές, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι και οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Η χώρα μας βρίσκεται σε μια ιδιαίτερη σεισμογενή περιοχή και ως εκ τούτου οι σεισμικές δυνάμεις παίζουν τον σημαντικότερο ρόλο στον σχεδιασμό των κατασκευών.

Οι σεισμικές δράσεις κατατάσσονται στις τυχηματικές και δεν συνδυάζονται, όπως είναι προφανές, με άλλες τυχηματικές δράσεις. Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και η σεισμική κίνηση τυχόντος σημείου του εδάφους στον χώρο καθορίζεται με τη βοήθεια δύο οριζόντιων και κάθετων μεταξύ τους συνιστωσών της (σεισμός κατά Χ και Υ αντίστοιχα) και της κατακόρυφης συνιστώσας (σεισμός κατά Ζ). Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρούνται στατιστικά ανεξάρτητες.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. 2000) η εφαρμογή δύο μεθόδων γραμμικού υπολογισμού οι οποίες και χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση του υπό εξέταση κτηρίου και μάλιστα έγινε μια προσπάθεια σύγκρισής τους.

3.4.1 Δυναμική Φασματική Μέθοδος

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και, τέλος, τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.

Σε γενικές γραμμές η μέθοδος περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική ανάλυση, κατά την οποία υπολογίζονται οι ιδιομορφές ταλάντωσης του συστήματος και οι αντίστοιχες ιδιοπερίοδοι και ιδιοσυχνότητες.
- Ιδιομορφική απόκριση, κατά την οποία με τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία απόκριση (μετακίνηση, ένταση) που αντιστοιχεί σε κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.
- Ιδιομορφική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης.

- Χωρική επαλληλία, κατά την οποία υπολογίζεται η πιθανή ακραία τιμή τυχόντος μεγέθους απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού.

Κατά την εφαρμογή της μεθόδου χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$ για q = 1 , ενώ για q > 1 χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος. Ως δρώσα ιδιομορφική μάζα εννοούμε το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης.

3.4.2 Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος

Η απλοποιημένη φασματική μέθοδος, ή αλλιώς ισοδύναμη στατική, προκύπτει από τη δυναμική φασματική μέθοδο με προσεγγιστική θεώρηση μόνο της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο - ιδιομορφική μέθοδος). 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. Το μειονέκτημά της έγκειται στο γεγονός ότι δεν εφαρμόζεται σε όλες τις περιπτώσεις. Ουσιαστικά εφαρμόζεται σε όλα τα κανονικά κτήρια μέχρι 10 ορόφους και σε μη κανονικά μέχρι 5 με εξασφαλισμένη τη διαφραγματική λειτουργία των πλακών. Κατά την εφαρμογή της μεθόδου χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$ ακόμη και για q = 1, διότι είναι δυσμενέστερο από το $\Phi_e(T)$.

3.4.3 Κατακόρυφη Σεισμική Διέγερση

Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού (σεισμός κατά Z) είναι εξίσου σημαντική με τις οριζόντιες (σεισμός κατά X και κατά Y) και μάλιστα έχει αποδειχτεί ιδιαιτέρως καταστροφική υπό προϋποθέσεις. Για τον λόγο αυτό τα τελευταία χρόνια όλο και περισσότεροι φορείς περιλαμβάνουν στην ανάλυσή τους τη συμμετοχή της κατακόρυφης σεισμικής διέγερσης.

Η κατακόρυφη σεισμική διέγερση εφαρμόζεται στα σημεία στήριξης του φορέα, ενώ τα κατακόρυφα σεισμικά φορτία υπολογίζονται σύμφωνα με την απλοποιημένη φασματική μέθοδο με μόνη διαφορά τη χρήση του φάσματος σχεδιασμού $\Phi_{d,v}(T)$. Τα σεισμικά φορτία εφαρμόζονται στατικά επάνω στον φορέα και η προκύπτουσα ένταση, τόσο του ίδιου όσο και των στοιχείων στήριξης του, προστίθεται στην ένταση από τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού. Σημειώνεται ότι η κατακόρυφη συνιστώσα δεν εξετάζεται μόνη της αλλά πάντα σε συνδυασμό με τις οριζόντιες.

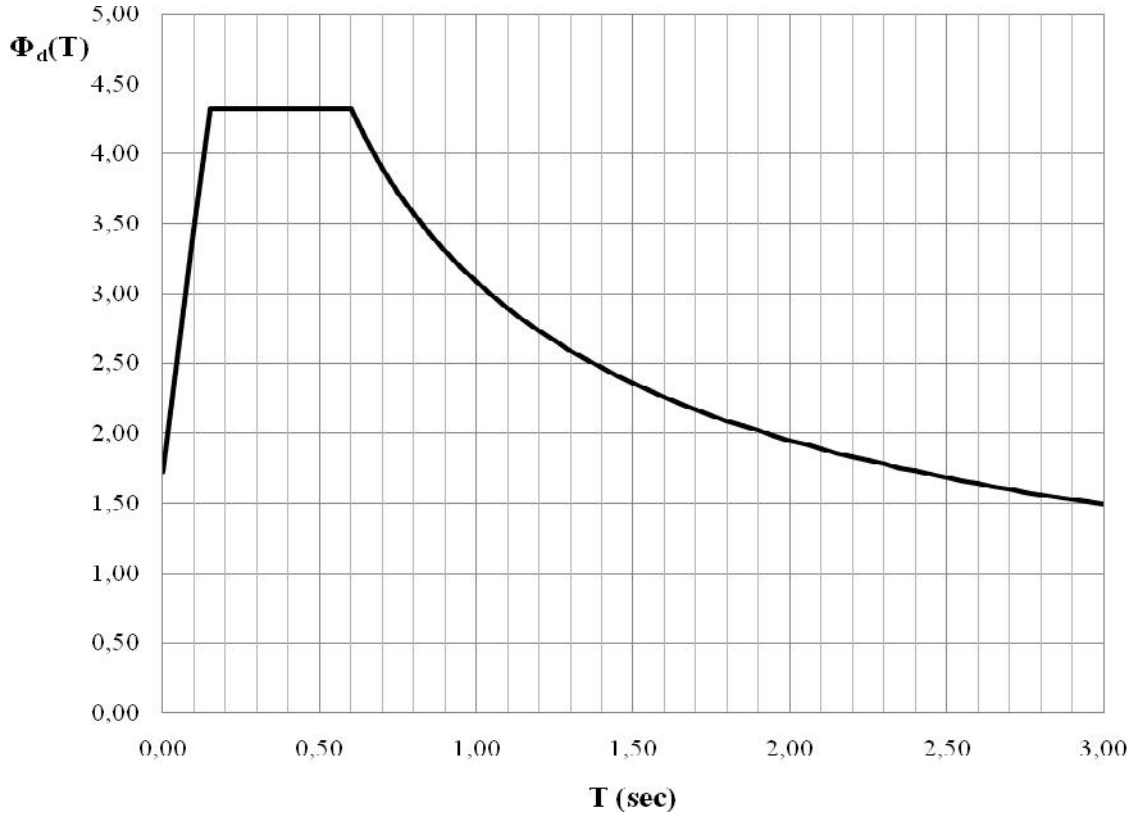
3.4.4 Σεισμικά φορτία κατασκευής

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετήθηκαν και οι δύο μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης και μάλιστα με την ταυτόχρονη δράση της κατακόρυφης συνιστώσας. Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για την εύρεση των σεισμικών φορτίων συνοψίζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	II → α = 0,24
Οριζόντια σεισμική επιτάχυνση εδάφους	A = 0,24·g
Κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση εδάφους	A_v = 0,70·0,24·g
Κατηγορία σπουδαιότητας	Σ2 → γ_I = 1,00

Κατηγορία εδάφους	Β → T_1 = 0,15sec και T_2 = 0,60sec
Συντελεστής συμπεριφοράς	q = 1,50
Συντελεστής θεμελίωσης	θ = 1,00
Ποσοστό απόσβεσης	ζ = 4%
Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης	η = 1,08

Συνεπώς, το φάσμα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού, με βάση τις παραμέτρους που επιλέχθηκαν, διαμορφώνεται όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.5: Φάσμα σχεδιασμού οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού

Επιπλέον, με βάση την ιδιομορφική ανάλυση του προσομοιώματος προέκυψε ότι πρέπει να ληφθούν υπόψη οι πενήντα έξι πρώτες ιδιομορφές, ούτως ώστε να συμπεριληφθεί το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας του συστήματος που απαιτείται από τον κανονισμό (Πίνακας 3.1).

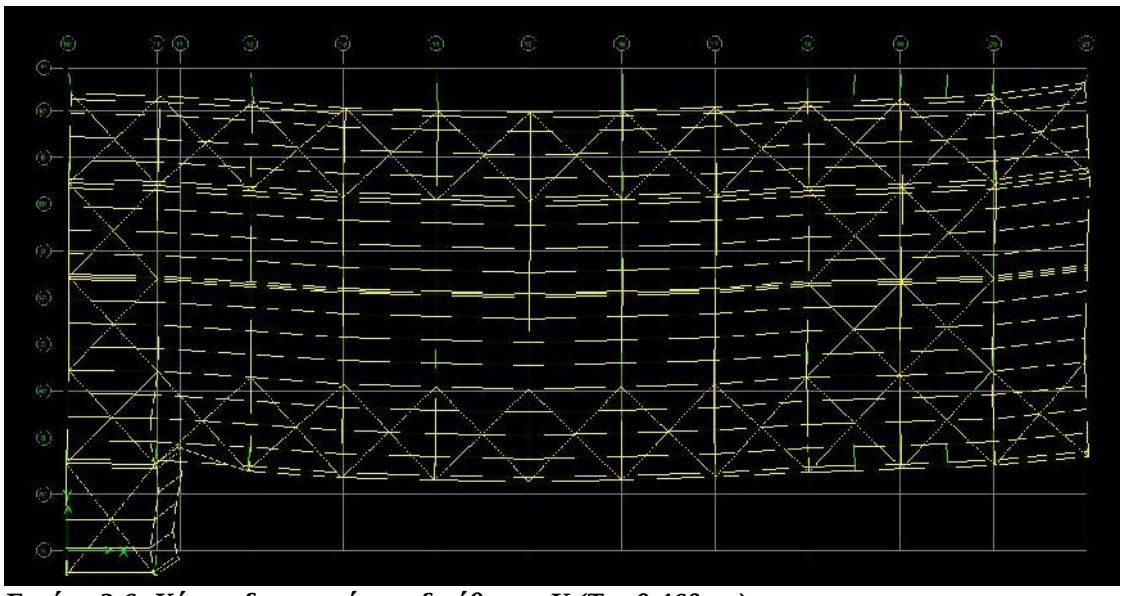
Πίνακας 3.1: Σημαντικές ιδιομορφές, ιδιοπερίοδοι και ιδιομορφικές μάζες

Ιδιομορφή	Ιδιοπερίοδος (sec)	M_X (%)	M_Y (%)	ΣM_X (%)	ΣM_Y (%)
1	0,460	0,007	54,612	0,007	54,612
2	0,418	0,024	0,001	0,031	54,613
3	0,392	0,232	0,000	0,263	54,613
4	0,385	85,519	0,010	85,781	54,623
5	0,374	0,075	0,002	85,857	54,624

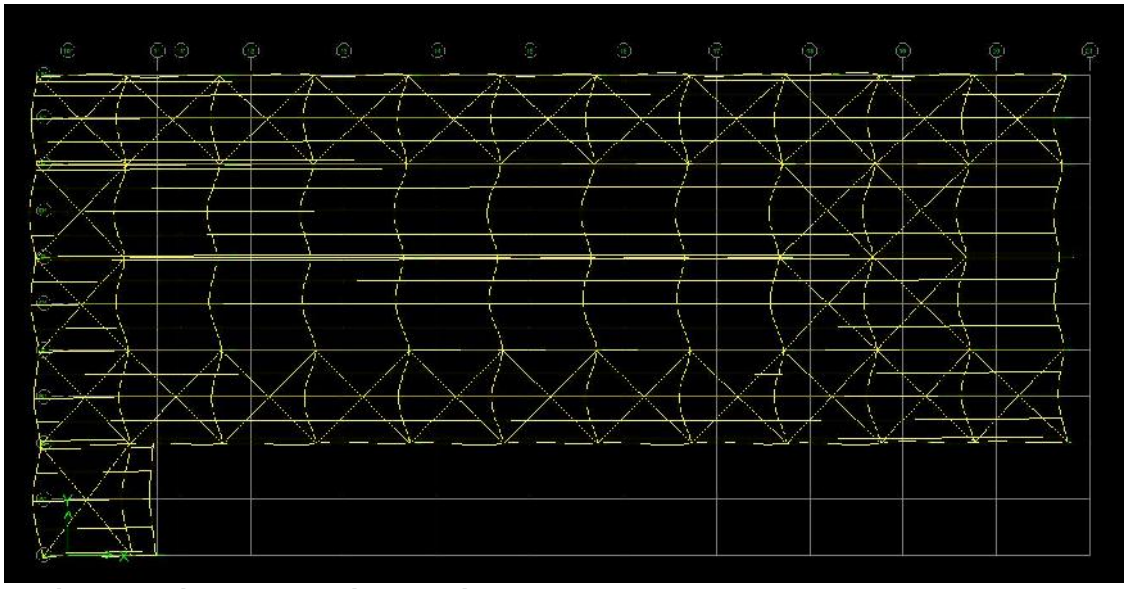
6	0,363	0,240	0,002	86,096	54,626
7	0,351	0,011	0,000	86,108	54,626
8	0,350	0,002	0,000	86,110	54,626
9	0,349	0,003	0,000	86,113	54,626
10	0,349	0,000	0,000	86,113	54,626
11	0,347	0,003	0,000	86,116	54,626
12	0,341	0,046	0,065	86,161	54,691
13	0,339	0,003	0,000	86,164	54,691
14	0,337	0,000	0,000	86,164	54,691
15	0,328	0,009	0,004	86,173	54,695
16	0,323	0,022	0,001	86,195	54,696
17	0,315	0,001	0,000	86,196	54,696
18	0,314	0,001	0,000	86,197	54,696
19	0,312	0,001	0,000	86,198	54,696
20	0,310	0,000	0,002	86,198	54,698
21	0,308	0,000	0,000	86,198	54,698
22	0,301	0,001	0,001	86,199	54,699
23	0,293	0,000	0,000	86,199	54,699
24	0,285	0,000	0,003	86,199	54,702
25	0,283	0,000	0,000	86,200	54,702
26	0,274	0,000	0,001	86,200	54,703
27	0,273	0,002	0,000	86,201	54,703
28	0,271	0,000	0,001	86,201	54,704
29	0,269	0,008	0,000	86,210	54,704
30	0,267	0,000	0,001	86,210	54,704
31	0,266	0,004	0,002	86,214	54,706
32	0,263	0,001	0,003	86,215	54,709
33	0,262	0,006	0,007	86,221	54,715
34	0,261	0,000	0,000	86,221	54,715
35	0,258	0,002	0,017	86,223	54,732
36	0,247	0,000	0,001	86,224	54,733
37	0,246	0,003	0,001	86,226	54,735
38	0,244	0,000	0,140	86,226	54,874
39	0,241	0,050	17,532	86,277	72,407
40	0,237	0,134	4,374	86,411	76,780
41	0,235	0,002	0,001	86,414	76,781
42	0,228	0,000	0,051	86,414	76,832
43	0,227	0,000	0,010	86,414	76,841
44	0,226	0,001	0,003	86,415	76,844
45	0,225	0,002	0,001	86,417	76,845
46	0,221	0,003	0,002	86,420	76,847
47	0,221	0,000	0,000	86,420	76,847
48	0,219	0,001	0,066	86,421	76,913
49	0,219	0,028	0,004	86,448	76,917

50	0,214	1,605	0,142	88,054	77,059
51	0,213	0,000	0,009	88,054	77,068
52	0,211	0,002	0,995	88,056	78,063
53	0,204	0,000	0,004	88,056	78,067
54	0,200	4,846	7,045	92,902	85,112
55	0,198	2,426	2,372	95,328	87,484
56	0,197	3,422	7,142	98,750	94,626

Από τον πίνακα 3.1 φαίνεται ότι οι κύριες ιδιομορφές είναι η πρώτη με ιδιοπερίοδο T = 0,460sec η οποία προκαλεί κίνηση του κτηρίου παράλληλη στη διεύθυνση Y και η τέταρτη με ιδιοπερίοδο T = 0,385sec που είναι παράλληλη της διεύθυνσης X (Εικόνες 3.6 & 3.7).



Εικόνα 3.6: Κύρια ιδιομορφή στη διεύθυνση Y (T = 0,460sec)



Εικόνα 3.7: Κύρια ιδιομορφή στη διεύθυνση X (T = 0,385sec)

3.5 Συνδυασμοί δράσεων

Μέχρι στιγμής περιγράψαμε αναλυτικά τις δράσεις που ασκούνται σε μία κατασκευή κατά τη διάρκεια ζωής της καθώς και την πρακτική εφαρμογή τους στη συγκεκριμένη μελέτη. Ωστόσο, όπως είναι φυσικό, ένα κτήριο καταπονείται από διάφορες ταυτόχρονες δράσεις. Επομένως, οφείλουμε να συνδυάσουμε τις ασκούμενες δράσεις και για να γίνει αυτό, με γνώμονα πάντα το τρίπτυχο του ορθού σχεδιασμού ασφάλεια – κόστος – ποιότητα, είναι απαραίτητο να γνωρίζουμε την πιθανότητα συνύπαρξης των δράσεων.

Επιπλέον, οι συνδυασμοί των δράσεων διαμορφώνονται ανάλογα με το κριτήριο που θέλουμε να ελέγξουμε και διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας και
- Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές. Αντιθέτως, οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ενοχλητικές ταλαντώσεις)

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών, οι οποίες καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που μπορεί να εκδηλώνονται ταυτόχρονα μόνο.

3.5.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

- Κλασικός «στατικός» συνδυασμός

$$1.1.35G_{-a} + 1.50Q$$

- Συνδυασμοί φορτίσεων με βάση τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1990)

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

Επικρατέστερη δράση τα κινητά φορτία

$$2.1.35G_{-a} + 1.50Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^+$$

$$3.1.35G_{-a} + 1.50Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^+$$

$$4.1.35G_{-a} + 1.50Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^+$$

$$5.1.35G_{-a} + 1.50Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^+$$

$$6.1.35G_{-a} + 1.50Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^-$$

$$7.1.35G_{-a} + 1.50Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^-$$

$$8.1.35G_{-a} + 1.50Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^-$$

$$9.1.35G_{-a} + 1.50Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^-$$

Επικρατέστερη δράση το χιόνι

$$10.1.35G_{-a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^+$$

$$11.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$12.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$13.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$14.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$15.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$16.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$17.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^-$$

Επικρατέστερη δράση ο άνεμος

$$18.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$19.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$20.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$21.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$22.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$23.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$24.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$25.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$26.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$27.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$28.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$29.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50W_{Y^+} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$30.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$31.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^+$$
$$32.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^-$$
$$33.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50W_{Y^-} + 1.50\times 0.60T^-$$

Επικρατέστερη δράση η θερμοκρασιακή μεταβολή

$$34.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50T^+$$
$$35.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50T^+$$
$$36.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50T^+$$
$$37.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50T^+$$
$$38.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50T^-$$
$$39.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^+} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50T^-$$
$$40.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^+} + 1.50T^-$$
$$41.1.35G_{,a} + 1.50\times 0.70Q + 1.50\times 0.50S + 1.50\times 0.60W_{X^-} + 1.50\times 0.60W_{Y^-} + 1.50T^-$$

- Συνδυασμοί φορτίσεων με βάση τον ΕΑΚ2000

Για καταστάσεις σεισμού:

$$42.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S + 1.00E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$$
$$43.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S + 1.00E_x - 0.30E_y + 0.30E_z$$
$$44.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S + 1.00E_x + 0.30E_y - 0.30E_z$$
$$45.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S + 1.00E_x - 0.30E_y - 0.30E_z$$
$$46.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S - 1.00E_x + 0.30E_y + 0.30E_z$$
$$47.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S - 1.00E_x - 0.30E_y + 0.30E_z$$
$$48.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S - 1.00E_x + 0.30E_y - 0.30E_z$$
$$49.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S - 1.00E_x - 0.30E_y - 0.30E_z$$
$$50.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S + 1.00E_y + 0.30E_x + 0.30E_z$$
$$51.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S + 1.00E_y - 0.30E_x + 0.30E_z$$
$$52.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S + 1.00E_y + 0.30E_x - 0.30E_z$$
$$53.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S + 1.00E_y - 0.30E_x - 0.30E_z$$
$$54.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S - 1.00E_y + 0.30E_x + 0.30E_z$$
$$55.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S - 1.00E_y - 0.30E_x + 0.30E_z$$
$$56.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S - 1.00E_y + 0.30E_x - 0.30E_z$$
$$57.1.00G_{-a} + 0.30Q + 0.30S - 1.00E_y - 0.30E_x - 0.30E_z$$

3.5.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- Συνδυασμοί φορτίσεων με βάση τον Ευρωκώδικα 1 (EN 1990)

Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

Επικρατέστερη δράση τα κινητά φορτία

$$58.1.00G_{-a} + 1.00Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^+$$
$$59.1.00G_{-a} + 1.00Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^+$$
$$60.1.00G_{-a} + 1.00Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^+$$
$$61.1.00G_{-a} + 1.00Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^+$$
$$62.1.00G_{-a} + 1.00Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^-$$
$$63.1.00G_{-a} + 1.00Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^-$$
$$64.1.00G_{-a} + 1.00Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^-$$
$$65.1.00G_{-a} + 1.00Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^-$$

Επικρατέστερη δράση το χιόνι

$$66.1.00G_{-a} + 0.70Q + 1.00S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^+$$
$$67.1.00G_{-a} + 0.70Q + 1.00S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^+$$
$$68.1.00G_{-a} + 0.70Q + 1.00S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^+$$
$$69.1.00G_{-a} + 0.70Q + 1.00S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^+$$

$$70.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 1.00S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^-$$
$$71.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 1.00S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^-$$
$$72.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 1.00S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^-$$
$$73.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 1.00S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^-$$

Επικρατέστερη δράση ο άνεμος

$$74.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 1.00W_{X^+} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^+$$
$$75.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 1.00W_{X^+} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^+$$
$$76.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 1.00W_{X^+} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^-$$
$$77.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 1.00W_{X^+} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^-$$
$$78.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 1.00W_{X^-} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^+$$
$$79.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 1.00W_{X^-} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^+$$
$$80.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 1.00W_{X^-} + 0.60W_{Y^+} + 0.60T^-$$
$$81.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 1.00W_{X^-} + 0.60W_{Y^-} + 0.60T^-$$
$$82.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 1.00W_{Y^+} + 0.60T^+$$
$$83.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 1.00W_{Y^+} + 0.60T^+$$
$$84.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 1.00W_{Y^+} + 0.60T^-$$
$$85.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 1.00W_{Y^+} + 0.60T^-$$
$$86.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 1.00W_{Y^-} + 0.60T^+$$
$$87.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 1.00W_{Y^-} + 0.60T^+$$
$$88.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 1.00W_{Y^-} + 0.60T^-$$
$$89.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 1.00W_{Y^-} + 0.60T^-$$

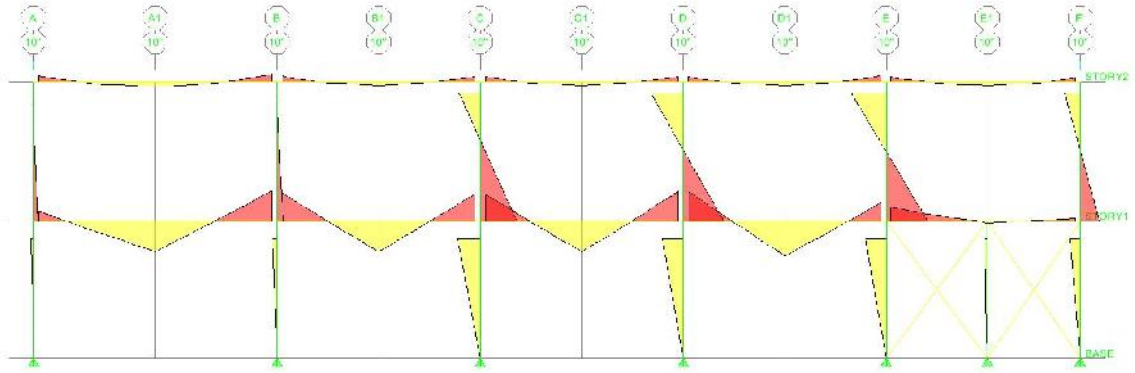
Επικρατέστερη δράση η θερμοκρασιακή μεταβολή

$$90.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^+} + 1.00T^+$$
$$91.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^-} + 1.00T^+$$
$$92.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^+} + 1.00T^+$$
$$93.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^-} + 1.00T^+$$
$$94.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^+} + 1.00T^-$$
$$95.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^+} + 0.60W_{Y^-} + 1.00T^-$$
$$96.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^+} + 1.00T^-$$
$$97.\ 1.00G_{-a} + 0.70Q + 0.50S + 0.60W_{X^-} + 0.60W_{Y^-} + 1.00T^-$$

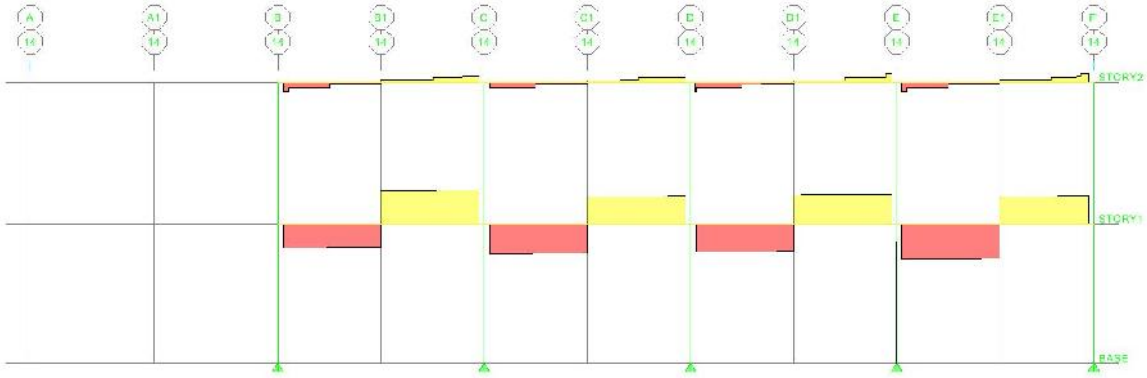
3.6 Αποτελέσματα ανάλυσης – Εντατικά μεγέθη

Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη (αξονικές δυνάμεις, τέμνουσες δυνάμεις, ροπές κάμψης) για τον «στατικό» συνδυασμό δράσεων (συνδυασμός 1) σε διάφορα σημεία της κατασκευής. Οι τρεις πρώτες εικόνες (Εικόνες 3.8 , 3.9 και 3.10) αφορούν συγκεκριμένα πλαίσια του κτηρίου και μάλιστα τα πλαίσια 10 , 14 και 21 που βρίσκονται στη διεύθυνση Y (μικρή πλευρά του κτηρίου). Οι τέσσερις επόμενες εικόνες (Εικόνες 3.11 , 3.12 , 3.13 και 3.14) δίνουν μια πιο γενική οπτική των εντατικών μεγεθών για τον προαναφερθέντα συνδυασμό.

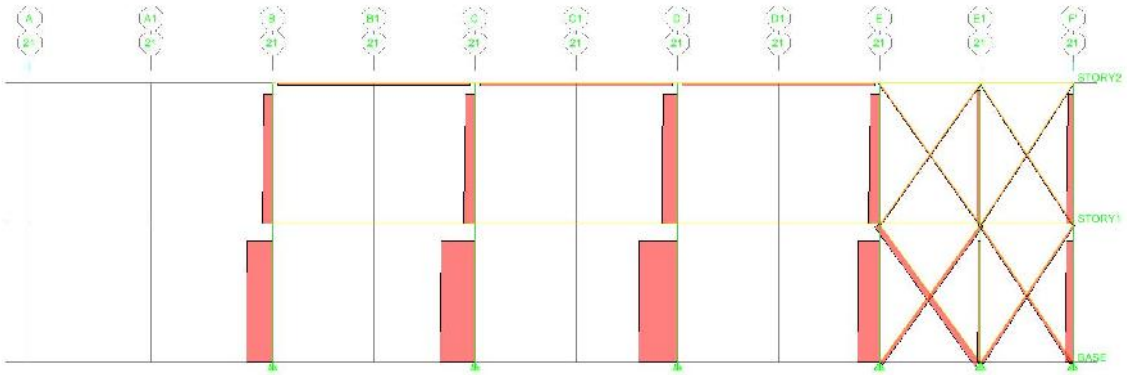
Αναλυτικότερα, όλες οι αναλύσεις του φορέα για κάθε συνδυασμό και για κάθε μέλος βρίσκονται στο παράρτημα της παρούσας διπλωματικής εργασίας.



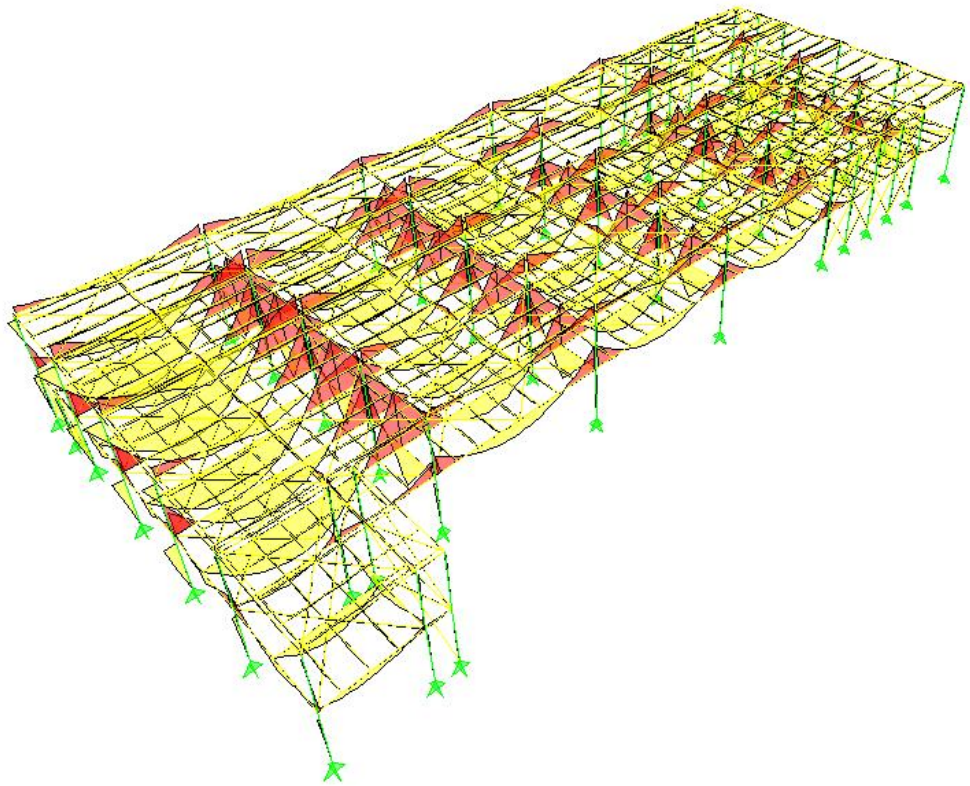
Εικόνα 3.8: Ροπές κάμψης (M_{33})



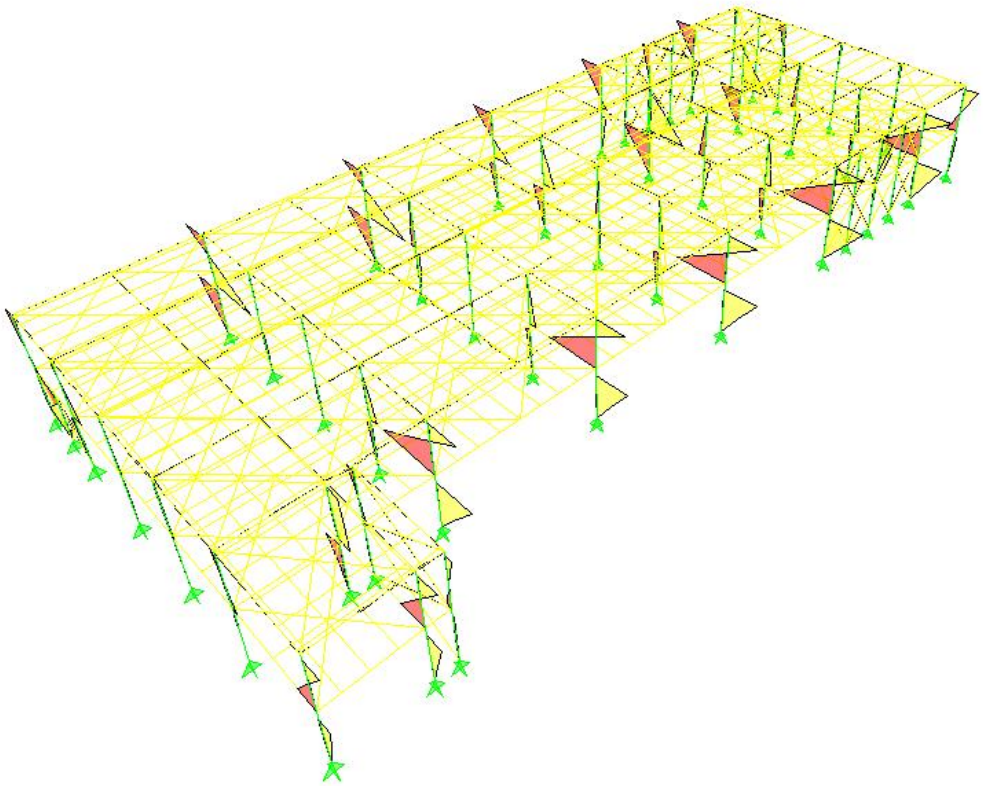
Εικόνα 3.9: Τέμνουσες δυνάμεις (Q_{22})



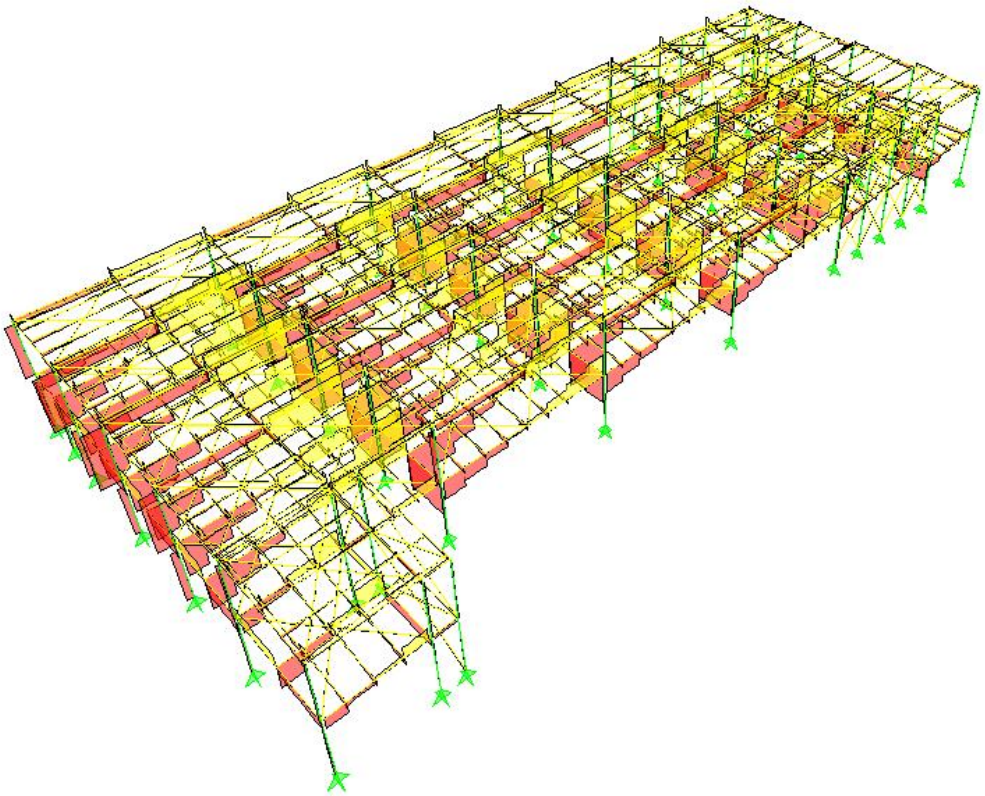
Εικόνα 3.10: Αξονικές δυνάμεις (N)



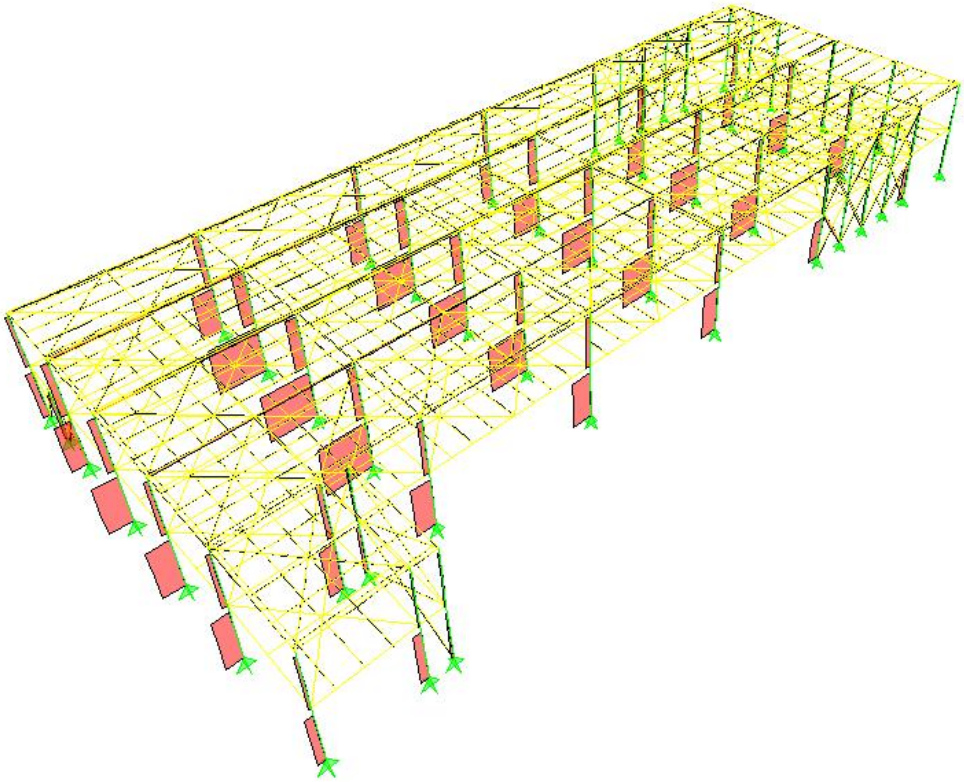
Εικόνα 3.11: Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγράμματος ροπών κάμψης (M_{33}) για τον «στατικό» συνδυασμό



Εικόνα 3.12: Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγράμματος ροπών κάμψης (M_{22}) για τον «στατικό» συνδυασμό



Εικόνα 3.13: Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγράμματος τεμνουσών δυνάμεων (Q_{22}) για τον «στατικό» συνδυασμό



Εικόνα 3.14: Τρισδιάστατη απεικόνιση διαγράμματος αξονικών δυνάμεων (N) για τον «στατικό» συνδυασμό

Κεφάλαιο 4

Έλεγχοι / Διαστασιολόγηση

4.1 Γενικά

Ο βασικός στόχος ενός ορθού σχεδιασμού μιας κατασκευής είναι η διασφάλιση ενός ικανοποιητικού επιπέδου ασφαλείας. Με τον όρο ασφάλεια εννοούμε ένα πλήθος ελέγχων που πρέπει να ικανοποιεί η κατασκευή σε όλη τη διάρκεια της ζωής της, τόσο δηλαδή στην τελική φάση λειτουργίας όσο και σε όλες τις ενδιάμεσες φάσεις ανέγερσης. Ουσιαστικά, πρέπει να ικανοποιείται η ανίσωση $E_d \leq R_d$, όπου η αριστερή πλευρά συμβολίζει τα αποτελέσματα των συνδυασμών των δράσεων σχεδιασμού και η δεξιά πλευρά τα αντίστοιχα μεγέθη αντοχής.

Αναλυτικότερα, ο ορθός σχεδιασμός επιβάλλει τη διεξαγωγή ελέγχων έναντι αστοχίας, δηλαδή ελέγχων που αφορούν την επάρκεια της αντοχής των διατομών και ελέγχων που εξασφαλίζουν την ευστάθεια των μελών του φορέα (οριακή κατάσταση αστοχίας). Οι εν λόγω έλεγχοι παρατίθενται επιγραμματικά παρακάτω, ενώ θα αναλυθούν διεξοδικά στα επόμενα κεφάλαια:

- Αντοχή διατομών

1. Έλεγχος έναντι εφελκυσμού
2. Έλεγχος έναντι θλίψης
3. Έλεγχος έναντι μονοαξονικής κάμψης
4. Έλεγχος έναντι τέμνουσας
5. Έλεγχος έναντι στρέψης
6. Έλεγχος έναντι σύνθετων καταπονήσεων

- Αντοχή μελών

1. Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού
2. Έλεγχος έναντι στρεπτικού λυγισμού
3. Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Επιπλέον, στην οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει να ελέγχεται η στατική ισορροπία του φορέα ή τμημάτων του καθώς και η επάρκεια της θεμελίωσης. Πέραν αυτού επιβάλλεται η διεξαγωγή ελέγχων λειτουργικότητας για την αποφυγή υπερβολικών παραμορφώσεων και ταλαντώσεων των στοιχείων της κατασκευής (οριακή κατάσταση λειτουργικότητας). Παράλληλα, σε μέλη που υπόκεινται σε μεγάλο αριθμό διακυμάνσεων τάσεων λόγω επαναλαμβανόμενης φόρτισης είναι σημαντικό να γίνονται έλεγχοι κόπωσης. Τέλος, ο σχεδιασμός ολοκληρώνεται με τον έλεγχο έναντι πυρκαγιάς, προκειμένου να διατηρηθεί η σταθερότητα της κατασκευής για συγκεκριμένο κατ’ ελάχιστο χρονικό διάστημα, ώστε να διαφύγουν οι ένοικοι και να γίνει παρέμβαση των πυροσβεστικών μέσων χωρίς τον κίνδυνο της άμεσης κατάρρευσης.

4.2 Κατάταξη διατομών

Ο σχεδιασμός ενός φορέα και των στοιχείων από τα οποία συντίθεται, προϋποθέτει την επιλογή μιας κατάλληλης μεθόδου ανάλυσης και ελέγχου. Η επιλογή αφορά αφενός την ανάλυση, μέσω της οποίας προσδιορίζονται τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη, αφετέρου τον τρόπο υπολογισμού της αντοχής των διατομών.

Υπάρχουν διάφοροι πιθανοί συνδυασμοί μεθόδων ανάλυσης και μεθόδων υπολογισμού της αντοχής των διατομών οι οποίοι συνοψίζονται στον πίνακα 4.1. Η μέθοδος Ι αφορά τον πλαστικό σχεδιασμό των κατασκευών, ενώ στη μέθοδο ΙΙ τα εντατικά μεγέθη υπολογίζονται με ελαστική ανάλυση και συγκρίνονται με την πλαστική αντοχή των αντίστοιχων διατομών. Στη μέθοδο ΙΙΙ οι διατομές δεν μπορούν να φθάσουν την πλαστική τους αντοχή με συνέπεια τόσο η ανάλυση όσο και ο υπολογισμός της αντοχής να γίνεται με τον ελαστικό τρόπο. Τέλος, η μέθοδος IV

εξαιτίας πρώιμου τοπικού λυγισμού σε ένα από τα πλακοειδή στοιχεία που συνθέτουν τη διατομή εφαρμόζεται στις ενεργές διατομές.

Πίνακας 4.1: Μέθοδοι ανάλυσης και υπολογισμού

Μέθοδος	Μέθοδος ανάλυσης (Υπολογισμός εντατικών μεγεθών)	Μέθοδος υπολογισμού αντοχής διατομής μέλους
I	Πλαστική	Πλαστική
II	Ελαστική	Πλαστική
III	Ελαστική	Ελαστική
IV	Ελαστική	Ελαστική (με ενεργές διατομές)

Συνεπώς, οι μέθοδοι που προαναφέρθηκαν βασίζονται σε κάποια κριτήρια σχεδιασμού της κατασκευής, τα οποία εξαρτώνται στην πραγματικότητα από συνθήκες που σχετίζονται με προβλήματα ευστάθειας. Η πλαστική ανακατανομή μεταξύ των διατομών μπορεί να πραγματοποιηθεί μόνο εφόσον δεν εμφανίζεται πρώιμος τοπικός λυγισμός, ο οποίος θα προκαλούσε μείωση της ικανότητας ανάληψης φορτίων.

Πρέπει, λοιπόν, να εξασφαλιστεί ότι δεν θα δημιουργηθεί τοπική αστάθεια πριν επιτευχθεί είτε η ελαστική (μέθοδος III) είτε η πλαστική (μέθοδος II) ροπή της διατομής είτε πριν από τον σχηματισμό ενός πλήρους πλαστικού μηχανισμού (μέθοδος I). Ο σχηματισμός πλαστικού μηχανισμού προϋποθέτει τη διάθεση επαρκούς στροφικής ικανότητας των διατομών στις οποίες σχηματίζονται διαδοχικά οι πλαστικές αρθρώσεις.

Για να εξασφαλιστεί η απαραίτητη στροφική ικανότητα, πρέπει οι ακραίες ίνες να είναι ικανές να αναλάβουν μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς μείωση της αντοχής. Διακρίνονται συνεπώς δύο περιπτώσεις. Στην περίπτωση του εφελκυσμού οι συνήθεις ποιότητες χάλυβα έχουν αρκετή πλαστιμότητα ώστε να είναι εφικτή η ανάπτυξη του επιθυμητού επιπέδου παραμορφώσεων χωρίς μείωση της αντοχής πριν τη θραύση. Στην περίπτωση, όμως, της θλίψης δεν τίθεται θέμα σχετικό με την πλαστιμότητα του υλικού όσο θέμα ικανότητας να αναπτυχθούν οι ανάλογες παραμορφώσεις χωρίς να προκληθεί αστάθεια (τοπικός λυγισμός).

Με βάση, λοιπόν, την έκταση στην οποία η αντοχή και η στροφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό οι διατομές κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες.

- Διατομές κατηγορίας 1

Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στροφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.

- Διατομές κατηγορίας 2

Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στροφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.

- Διατομές κατηγορίας 3

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

- Διατομές κατηγορίας 4

Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Στον πίνακα 4.2 συνοψίζονται οι παραπάνω κατηγορίες σε σχέση με τη συμπεριφορά, τη φέρουσα ικανότητα και την ικανότητα στροφής.

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

Πίνακας 4.2: Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στροφική ικανότητα

Μοντέλο Συμπεριφοράς	Ροπή Αντοχής	Στροφική Ικανότητα	Κατηγορία
Ροπή, M_{pl}, Τοπικός λυγισμός	Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής, f_y	Επαρκής, $\frac{M}{M_{pl}}$, 1, $\frac{\varphi_{rot}}{\varphi_{pl}}$, $\frac{\varphi}{\varphi_{pl}}$, 1	1
Ροπή, M_{pl}, Τοπικός λυγισμός	Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής, f_y	Περιορισμένη, $\frac{M}{M_{pl}}$, 1, $\frac{\varphi}{\varphi_{pl}}$, 1	2
Ροπή, M_{pl}, M_{el}, Τοπικός λυγισμός	Ελαστική ροπή της πλήρους διατομής, f_y	Καμία, $\frac{M}{M_{pl}}$, 1, $\frac{\varphi}{\varphi_{pl}}$, 1	3
Ροπή, M_{pl}, M_{el}, Τοπικός λυγισμός	Ελαστική ροπή της ενεργού διατομής, f_y	Καμία, $\frac{M}{M_{pl}}$, 1, $\frac{\varphi}{\varphi_{pl}}$, 1	4

M_{el} ελαστική ροπή αντοχής της διατομής
M_{pl} πλαστική ροπή αντοχής της διατομής
M δρώσα ροπή
φ στροφή (καμπυλότητα) της διατομής
φ_{pl} στροφή (καμπυλότητα) της διατομής απαιτούμενη για να προκαλέσει πλήρη πλαστική κατανομή τάσεων στη διατομή

4.3 Έλεγχος έναντι εφελκυσμού

Εφελκυόμενα μέλη σε κτηριακά έργα συνήθως απαντώνται σε δικτυωτούς φορείς στεγών, σε χωρικούς δικτυωτούς φορείς καθώς και σε συνδέσμους δυσκαμψίας. Γενικώς, σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται η σχέση $N_{Ed} \le N_{t,Rd}$, όπου

N_{Ed} = η δρώσα εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού και

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

Η δρώσα εφελκυστική δύναμη σχεδιασμού υπολογίζεται με τη βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων και ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης που έχει επιλεχθεί. Από την άλλη μεριά η αντοχή, για διατομές χωρίς οπές, λαμβάνεται από τη σχέση $N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{¥_{M0}}$. Αντίθετα, για διατομές με οπές η αντοχή τους λαμβάνεται ως η μικρότερη από τις σχέσεις $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{¥_{M0}}$ και $N_{u,Rd} = \frac{0{,}90 \cdot A_{net} \cdot f_u}{¥_{M2}}$.

Αξίζει να σημειωθεί ότι σε περιπτώσεις που απαιτείται όλκιμη μορφή αστοχίας, δηλαδή σε πλάστιμα μέλη σε αντισεισμικές κατασκευές, πρέπει να επιδιώκεται $N_{u,Rd} \ge N_{pl,Rd}$. Η απαίτηση αυτή μπορεί να ικανοποιηθεί με μείωση του αριθμού και του μεγέθους των οπών ή με ενίσχυση των εφελκυόμενων ελασμάτων.

4.4 Έλεγχος έναντι θλίψης

Ο όρος «θλιβόμενο μέλος» αναφέρεται γενικά σε μέλη κατασκευών, τα οποία υποβάλλονται *μόνο* σε θλιπτικά φορτία. Επομένως, σε κτηριακά έργα στα θλιβόμενα μέλη περιλαμβάνονται τα υποστυλώματα, υπό ορισμένες όμως συνθήκες φόρτισης και στηρίξεων, όσο και τα αμφιαρθρωτά θλιβόμενα μέλη δικτυωμάτων. Σε κάθε διατομή θλιβόμενου μέλους πρέπει να ικανοποιείται η σχέση $N_{Ed} \le N_{c,Rd}$, όπου

N_{Ed} = η δρώσα θλιπτική δύναμη σχεδιασμού και

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

Η αντοχή σχεδιασμού λαμβάνεται από τη σχέση:

$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{¥_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 και

$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{¥_{M0}}$ για διατομές κατηγορίας 4.

Σε περιπτώσεις διατομών με οπές, εκτός από τις υπερμεγέθεις και τις επιμήκεις οπές, δεν απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη για τον προσδιορισμό της αντοχής σε θλίψη, υπό την προϋπόθεση ότι τοποθετούνται οι αντιστοιχούντες κοχλίες.

Σημειώνεται εδώ ότι στα θλιβόμενα μέλη υπάρχει μία στάθμη του θλιπτικού φορτίου, υπό την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του και λυγίζει πριν η διατομή του εξαντλήσει την αντοχή της. Στη στάθμη αυτή θεωρείται πρακτικά ότι εξαντλείται και η αντοχή του μέλους για δε τον προσδιορισμό της απαιτείται να ληφθούν υπόψη τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του (μήκος, μορφή διατομής) και οι συνθήκες στήριξής του. Προκειμένου, λοιπόν, για την αντοχή σε θλίψη πρέπει το μέλος να θεωρηθεί στο σύνολό του. Ωστόσο, στις περιπτώσεις μελών με συνεχή ή πολύ πυκνή πλευρική στήριξη ή μελών με πολύ μικρή λυγηρότητα ισχύουν όσα έχουν ειπωθεί.

4.5 Έλεγχος έναντι μονοαξονικής κάμψης

Η εντατική αυτή κατάσταση εμφανίζεται σε δοκούς, συνοδεύεται δε στις περισσότερες περιπτώσεις και με αντίστοιχη διάτμηση. Οι δοκοί ανήκουν στα πλέον βασικά μέλη μιας κατασκευής καθώς παραλαμβάνουν άμεσα όλα τα εγκάρσια φορτία, τα οποία μεταφέρουν στη συνέχεια στα υποστυλώματα. Τοποθετούνται είτε οριζόντιες είτε κεκλιμένες σε διάφορες θέσεις, ως κύριες ή δευτερεύουσες δοκοί πατωμάτων και στεγών ή ως δοκοί πλαισίων.

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιείται η σχέση $M_{Ed} \le M_{c,Rd}$ όπου
M_{Ed} = η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης (δρώσα ροπή κάμψης) και
$M_{c,Rd}$ = η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε κάμψη.

Η καμπτική αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα της διατομής καθορίζεται από τις σχέσεις που ακολουθούν:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{¥_{M0}}$$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{¥_{M0}}$$ για διατομές κατηγορίας 3 και

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{¥_{M0}}$$ για διατομές κατηγορίας 4

Σημειώνεται εδώ ότι όσα προαναφέρονται αφορούν δοκούς με επαρκή πλευρική εξασφάλιση, δηλαδή η αντοχή τους σε κάμψη δεν επηρεάζεται από λυγισμό εκτός του επιπέδου φόρτισής τους (πλευρική αστάθεια). Στις δοκούς με πλευρική εξασφάλιση η αντοχή σε κάμψη συνδέεται με την αντοχή σε κάμψη της διατομής τους.

4.6 Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Η τέμνουσα δύναμη επηρεάζει ιδιαίτερα δοκούς μικρού μήκους υπό σημαντικά συγκεντρωμένα φορτία καθώς και διατομές σύνθετων δοκών με λεπτό κορμό. Επομένως, στις συγκεκριμένες περιπτώσεις, και όχι μόνο, η αντοχή σε τέμνουσα μπορεί να καθίσταται κρίσιμη.

Για τον έλεγχο επάρκειας μιας δοκού έναντι τέμνουσας θα πρέπει σε κάθε διατομή να ικανοποιείται η σχέση $V_{Ed} \le V_{c,Rd}$ όπου
V_{Ed} = η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης (δρώσα τέμνουσα) και
$V_{c,Rd}$ = η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Η δρώσα τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού υπολογίζεται με τη βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων και ανάλογα με τη μέθοδο ανάλυσης που έχει επιλεχθεί. Από την άλλη μεριά η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα, χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης, δίνεται από τη σχέση $V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot ¥_{M0}}$

4.7 Έλεγχος έναντι στρέψης

Στις μεταλλικές κατασκευές συνίσταται γενικά, όπου είναι δυνατόν, η αποφυγή μεταφοράς φορτίων μέσω στρέψης, καθώς δεν θεωρείται ο πλέον κατάλληλος τρόπος ανάληψης φορτίων λόγω της μικρής στρεπτικής φέρουσας ικανότητας των ανοικτών διατομών, οι οποίες κατά κανόνα χρησιμοποιούνται. Όταν δεν μπορεί να αποφευχθεί η

στρεπτική καταπόνηση θα πρέπει να εξετάζεται η χρήση κιβωτιοειδών δοκών, οι οποίες παρουσιάζουν αυξημένη αντοχή σε στρέψη έναντι των ανοικτών διατομών.

Για τον έλεγχο επάρκειας μελών που υπόκεινται σε στρέψη θα πρέπει να ικανοποιείται η σχέση $T_{Ed} \leq T_{Rd}$ όπου

T_{Ed} = η τιμή σχεδιασμού της συνολικής στρεπτικής ροπής και

T_{Rd} = η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε στρέψη.

Η συνολική στρεπτική ροπή T_{Ed} σε κάθε διατομή προκύπτει ως το άθροισμα δύο εσωτερικών ροπών, της $T_{t,Ed}$, που πρόκειται για την εσωτερική ροπή στρέψης κατά Saint Venant, και της $T_{w,Ed}$, που είναι η εσωτερική ροπή στρέψης λόγω στρέβλωσης. Απλοποιητικά, στη μεν περίπτωση μέλους με κλειστή διατομή μπορεί να υποτεθεί ότι τα αποτελέσματα λόγω στρέβλωσης αμελούνται και επομένως στη διατομή αναπτύσσονται μόνο διατμητικές τάσεις λόγω στρέψης κατά Saint Venant. Στη δε περίπτωση μέλους με ανοικτή διατομή, μπορεί να θεωρηθεί ότι οι επιδράσεις της στρέψης κατά Saint Venant αμελούνται. Η μεταφορά στρέψης σε ανοικτές διατομές ελεύθερες στρέβλωσης, όπως για παράδειγμα γωνιακά και απλά ταυ, απαγορεύεται.

4.8 Έλεγχος έναντι σύνθετων καταπονήσεων

Στις περισσότερες των περιπτώσεων ένα μέλος ή μία διατομή δεν καταπονείται μόνο από μία δράση. Συνήθως ασκούνται πάνω από ένα εντατικά μεγέθη και επομένως πρέπει η διατομή να ελέγχεται έναντι σύνθετων καταπονήσεων. Οι πιο συνηθισμένοι συνδυασμοί εντατικών μεγεθών είναι οι ακόλουθοι:

- Συνδυασμός κάμψης και τέμνουσας
- Συνδυασμός κάμψης και αξονικής δύναμης
- Συνδυασμός κάμψης, τέμνουσας και αξονικής δύναμης
- Συνδυασμός τέμνουσας και στρέψης

Είναι προφανές ότι όταν μία διατομή καταπονείται ταυτόχρονα από δύο και πλέον εντατικά μεγέθη η φέρουσα ικανότητά της σε σχέση με την αντίστοιχη έναντι της μεμονωμένης δράσης μειώνεται.

Στην περίπτωση της κάμψης παρουσία διάτμησης ενδέχεται η συνυπάρχουσα τέμνουσα δύναμη να επηρεάσει δυσμενώς και να απομειώσει τη ροπή αντοχής, καθώς μέρος της διατομής αναλίσκεται στην παραλαβή της. Όταν, όμως, η τέμνουσα είναι σχετική μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμεληθεί. Το «σχετικά» μικρή αναφέρεται σε δρώσα τέμνουσα V_{Ed} μικρότερη του 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής $V_{pl,Rd}$.

Στην περίπτωση της κάμψης σε συνδυασμό με αξονική δύναμη, φαινόμενο που συναντάται ευρέως στα υποστυλώματα και λιγότερο συχνά στις κύριες δοκούς των πλαισίων, η αντοχή σε κάμψη περιορίζεται, επειδή μέρος της διατομής αναλίσκεται στην αντιμετώπιση της αξονικής δύναμης. Η απομειωμένη ροπή αντοχής υπολογίζεται ανάλογα με την κατηγορία της διατομής. Όσον αφορά τις διατομές κατηγορίας 1 και 2 το κριτήριο σχεδιασμού αναγράφεται σε όρους δυνάμεων, ενώ για τις άλλες δύο κατηγορίες το κριτήριο αυτομάτως μετατρέπεται σε όρους τάσεων.

Όταν ταυτόχρονα με τη ροπή κάμψης συνυπάρχουν τέμνουσα και αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται μείωση της ροπής αντοχής λόγω της επίδρασης τόσο της τέμνουσας όσο και της αξονικής δύναμης. Η απομείωση της ροπής αντοχής γίνεται πρώτα για την τέμνουσα, όταν, όπως προαναφέρθηκε, το V_{Ed} υπερβαίνει το 50% της $V_{pl,Rd}$, και κατόπιν για την αξονική δύναμη.

Τέλος, για τον συνδυασμό τέμνουσας δύναμης και στρεπτικής ροπής η πλαστική αντοχή σε διάτμηση απομειώνεται λόγω της στρεπτικής επιρροής ($V_{pl,T,Rd}$ αντί $V_{pl,Rd}$).

4.9 Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού

Ο καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια ενός θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση τη σχέση $N_{Ed} \le N_{b,Rd}$ όπου
N_{Ed} = η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και
$N_{b,Rd}$ = η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό καθορίζεται από τις σχέσεις που ακολουθούν:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$ για διατομές κατηγορίας 1 ,2 ή 3 και

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$ για διατομές κατηγορίας 4

Σε μέλη υπό αξονική θλιπτική δύναμη η τιμή του μειωτικού συντελεστή χ είναι συνάρτηση της ανηγμένης λυγηρότητας και του συντελεστή ατελειών, ο οποίος με τη σειρά του εξαρτάται από τη μορφή της διατομής του μέλους που μελετάται, από τη διεύθυνση κατά την οποία λαμβάνει χώρα ο λυγισμός (άξονες y ή z) και τη διαδικασία κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε για το θλιβόμενο μέλος (θερμή έλαση, συγκόλληση ή εν ψυχρώ μόρφωση).

4.10 Έλεγχος έναντι στρεπτικού λυγισμού

Ο στρεπτικός λυγισμός είναι η μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου μέλους σταθερής διατομής με ευθύγραμμο διαμήκη άξονα κατά την οποία οι διατομές στρέφονται περί τον άξονα του μέλους, ο οποίος παραμένει ευθύγραμμος και μετά την παραμόρφωση. Ο κίνδυνος αστοχίας λόγω στρεπτικού λυγισμού απαντάται σε ανοικτές διατομές, ενώ δεν υφίσταται σε κλειστές, λόγω της μεγάλης δυστρεψίας που διαθέτουν.

Ένα θλιβόμενο μέλος με *ανοικτή* διατομή, σταθερή κατά τον διαμήκη άξονα, θα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτικού λυγισμού και πιο συγκεκριμένα θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση $N_{Ed} \le N_{b,T,Rd}$ όπου
N_{Ed} = η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης και
$N_{b,T,Rd}$ = η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε στρεπτικό λυγισμό.

Η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό λυγισμό καθορίζεται από τις σχέσεις:

$$N_{b,T,Rd} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$ για διατομές κατηγορίας 1 ,2 ή 3 και

$$N_{b,T,Rd} = \frac{\chi_T \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$ για διατομές κατηγορίας 4.

4.11 Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι η μορφή αστάθειας ενός θλιβόμενου και/ή καμπτόμενου μέλους, κατά την οποία οι διατομές υπόκεινται, μετά τον λυγισμό, σε στροφή περί το κέντρο διάτμησης και σε ταυτόχρονη μετατόπιση σε σχέση με τον αρχικώς ευθύγραμμο διαμήκη άξονα του μέλους, ο οποίος παύει πλέον να είναι ευθύγραμμος μετά την παραμόρφωση. Ο κίνδυνος αστοχίας είναι μεγαλύτερος για τις ανοικτές διατομές, επειδή οι κλειστές διαθέτουν μεγάλη δυστρεψία. Ανάλογα με τα επιβαλλόμενα επί του μέλους φορτία διακρίνονται οι παρακάτω βασικές κατηγορίες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού:

- Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός μελών υπό κάμψη
- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός μελών υπό θλίψη και κάμψη

Μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευόμενη πλευρικά, που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση $M_{Ed} \le M_{b,Rd}$ όπου

M_{Ed} = η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης περί τον ισχυρό άξονα και

$M_{b,Rd}$ = η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού.

Η ροπή αντοχής σε πλευρικό λυγισμό μιας δοκού καθορίζεται από τις σχέσεις:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$ για διατομές κατηγορίας 3 και

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$ για διατομές κατηγορίας 4.

Δοκοί με ικανοποιητική πλευρική στήριξη στα θλιβόμενα πέλματα δεν είναι ευαίσθητες σε πλευρικό λυγισμό. Ομοίως, δοκοί με κάποιους τύπους διατομών, όπως τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, καθώς και κιβωτιοειδείς διατομές, δεν είναι ευαίσθητες σε πλευρικό λυγισμό.

Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη αποτελεί τη γενική περίπτωση καταπόνησης, ιδιαίτερα σε κατακόρυφα μέλη χωρικών πλαισιωτών φορέων. Στην περίπτωση αυτή ο έλεγχος επάρκειας των μελών γίνεται μέσω των ακόλουθων εξισώσεων αλληλεπίδρασης:

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

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

όπου

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ είναι τιμές σχεδιασμού που προκύπτουν από την ανάλυση $1^{ης}$ τάξης

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ είναι ροπές λόγω μετατόπισης του κεντροβαρικού άξονα για διατομές κατηγορίας 4

χ_y , χ_z οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί και υπολογίζονται από κατάλληλους πίνακες.

4.12 Διαστασιολόγηση στοιχείων κατασκευής

- ✓ Τεγίδες στέγης διατομής *IPE270*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY2 Element: B424 Station Loc: 4,000 Section ID: IPE270
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=8,000
A=0,005 I22=4,200E-06 I33=5,790E-05 Wpl22=9,700E-05 Wpl33=4,840E-04
Wel22=6,222E-05 Wel33=4,289E-04 i22=0,030 i33=0,112
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,668 = 0,000 + 0,668 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB10	-0,329	51,891	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

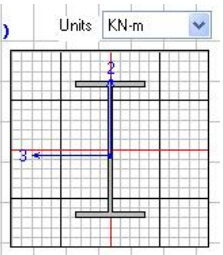
	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	0,329	399,538	1481,318	1055,313	399,538

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	51,891	156,200	156,200	77,721
Minor Bending	0,000	31,305	31,305	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	1,000	0,850	1,000	1,000
Minor Bending	0,500	1,000	0,850		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,000	332,034	0,000
Minor Shear	0,000	427,620	0,000



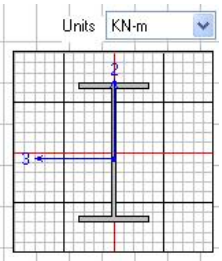
Εικόνα 4.1: Έλεγχος τεγίδας στέγης σε οριακή κατάσταση αστοχίας

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)
Level: STORY2 Element: B424 Station Loc: 4,000 Section ID: IPE270
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=8,000
A=0,005 I22=4,200E-06 I33=5,790E-05 Wpl22=9,700E-05 Wpl33=4,840E-04
Wel22=6,222E-05 Wel33=4,289E-04 i22=0,030 i33=0,112
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB72)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0,009	0,025	0,337	OK
Super DL+LL	Yes	0,006	0,025	0,241	OK
Live Load	Yes	0,006	0,022	0,275	OK
Total Load	Yes	0,020	0,025	0,778	OK
Total-Camber	Yes	0,020	0,025	0,778	OK



Εικόνα 4.2: Έλεγχος τεγίδας στέγης σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ✓ Τεγίδες οροφής ισογείου διατομής *IPE200*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY1 Element: B297 Station Loc: 2,000 Section ID: IPE200
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=4,000
A=0,003 I22=1,420E-06 I33=1,943E-05 Wpl22=4,460E-05 Wpl33=2,210E-04
Wel22=2,840E-05 Wel33=1,943E-04 i22=0,022 i33=0,083
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,816 = 0,074 + 0,742 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB3	-61,047	50,314	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	61,047	825,655	919,773	919,773	825,655

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	50,314	71,323	71,323	67,782
Minor Bending	0,000	14,394	14,394	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	0,200	1,000	1,005	1,000	1,000
Minor Bending	0,200	1,000	1,018		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,000	208,686	0,000
Minor Shear	0,000	263,963	0,000

Εικόνα 4.3: Έλεγχος τεγίδας οροφής ισογείου σε οριακή κατάσταση αστοχίας

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)
Level: STORY1 Element: B297 Station Loc: 2,000 Section ID: IPE200
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=4,000
A=0,003 I22=1,420E-06 I33=1,943E-05 Wpl22=4,460E-05 Wpl33=2,210E-04
Wel22=2,840E-05 Wel33=1,943E-04 i22=0,022 i33=0,083
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB65)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0,006	0,025	0,239	OK
Super DL+LL	Yes	0,008	0,025	0,318	OK
Live Load	Yes	0,008	0,011	0,726	OK
Total Load	Yes	0,014	0,017	0,848	OK
Total-Camber	Yes	0,014	0,017	0,848	OK

Εικόνα 4.4: Έλεγχος τεγίδας οροφής ισογείου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ✓ Δευτερεύοντα δοκάρια στέγης διατομής *HEA300*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY2 Element: B700 Station Loc: 8,000 Section ID: HE300A
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Non-Compact

L=8,000
A=0,011 I22=6,310E-05 I33=1,826E-04 Wpl22=6,410E-04 Wpl33=0,001
Wel22=4,207E-04 Wel33=0,001 i22=0,075 i33=0,127
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,640 = 0,014 + 0,227 + 0,399

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB49B	-51,735	-92,215	54,174	83,516	-43,169

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.4.8.1)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	51,735	2588,370	3646,818	2588,370	3367,199

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	92,215	406,414	406,414	396,657
Minor Bending	54,174	135,761	135,761	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	1,000	0,850	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	0,250	0,850		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	83,516	459,295	0,182
Minor Shear	43,169	1304,287	0,033

Εικόνα 4.5: Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού στέγης σε οριακή κατάσταση αστοχίας

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)
Level: STORY2 Element: B700 Station Loc: 4,000 Section ID: HE300A
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Non-Compact

L=8,000
A=0,011 I22=6,310E-05 I33=1,826E-04 Wpl22=6,410E-04 Wpl33=0,001
Wel22=4,207E-04 Wel33=0,001 i22=0,075 i33=0,127
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB72)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0,003	0,025	0,113	OK
Super DL+LL	Yes	0,002	0,025	0,075	OK
Live Load	Yes	0,002	0,022	0,086	OK
Total Load	Yes	0,007	0,025	0,259	OK
Total-Camber	Yes	0,007	0,025	0,259	OK

Εικόνα 4.6: Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού στέγης σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ✓ Δευτερεύοντα δοκάρια οροφής ισογείου διατομής *HEA700*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY1 Element: B732 Station Loc: 0,000 Section ID: HE700A
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=16,000
A=0,026 I22=1,218E-04 I33=0,002 Wpl22=0,001 Wpl33=0,007
Wel22=8,120E-04 Wel33=0,006 i22=0,068 i33=0,288
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,876 = 0,274 + 0,602 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB35	-1916,460	-1117,011	0,000	-325,656	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	1916,460	7001,058	8390,909	7001,058	8390,909

	M.Sd	Mc.Rd	My.Rd	Mb.Rd
Major Bending	1117,011	2269,418	2269,418	2269,418
Minor Bending	0,000	405,668	405,668	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	1,000	1,223	1,000	1,000
Minor Bending	0,200	0,125	0,915		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	325,656	1864,198	0,175
Minor Shear	0,000	2515,410	0,000

Εικόνα 4.7: Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού οροφής ισογείου σε οριακή κατάσταση αστοχίας

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)
Level: STORY1 Element: B732 Station Loc: 8,500 Section ID: HE700A
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=16,000
A=0,026 I22=1,218E-04 I33=0,002 Wpl22=0,001 Wpl33=0,007
Wel22=8,120E-04 Wel33=0,006 i22=0,068 i33=0,288
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB65)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0,004	0,025	0,173	OK
Super DL+LL	Yes	0,005	0,025	0,203	OK
Live Load	Yes	0,005	0,025	0,203	OK
Total Load	Yes	0,010	0,060	0,159	OK
Total-Camber	Yes	0,010	0,060	0,159	OK

Εικόνα 4.8: Έλεγχος δευτερεύουσας δοκού οροφής ισογείου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ✓ Κύρια δοκάρια στέγης διατομής *HEA450*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY2 Element: B188 Station Loc: 8,000 Section ID: HE450A
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=16,000
A=0,018 I22=9,465E-05 I33=6,372E-04 Wpl22=9,660E-04 Wpl33=0,003
Wel22=6,310E-04 Wel33=0,003 i22=0,073 i33=0,189
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,507 = 0,016 + 0,491 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB1	-73,579	452,944	-0,011	-85,677	7,410E-05

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	73,579	3506,522	5744,545	3506,522	4502,210

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	452,944	1037,891	1037,891	922,816
Minor Bending	0,011	311,755	311,755	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	0,975	1,027	1,000	1,000
Minor Bending	0,500	0,488	1,011		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	85,677	942,813	0,091
Minor Shear	7,410E-05	1956,430	0,000

Εικόνα 4.9: Έλεγχος κύριας δοκού στέγης σε οριακή κατάσταση αστοχίας

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)
Level: STORY2 Element: B188 Station Loc: 8,000 Section ID: HE450A
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=16,000
A=0,018 I22=9,465E-05 I33=6,372E-04 Wpl22=9,660E-04 Wpl33=0,003
Wel22=6,310E-04 Wel33=0,003 i22=0,073 i33=0,189
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB97)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0,013	0,025	0,505	OK
Super DL+LL	Yes	0,007	0,025	0,265	OK
Live Load	Yes	0,007	0,025	0,265	OK
Total Load	Yes	0,021	0,067	0,313	OK
Total-Camber	Yes	0,021	0,067	0,313	OK

Εικόνα 4.10: Έλεγχος κύριας δοκού στέγης σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ✓ Κύρια δοκάρια οροφής ισογείου διατομής *HEA700*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY1 Element: B102 Station Loc: 4,000 Section ID: HE700A
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=8,000
A=0,026 I22=1,218E-04 I33=0,002 Wpl22=0,001 Wpl33=0,007
Wel22=8,120E-04 Wel33=0,006 i22=0,068 i33=0,288
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,725 = 0,297 + 0,428 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB34	-1916,460	854,703	0,000	-287,415	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	1916,460	6448,166	8390,909	8110,457	6448,166

	M.Sd	Mc.Rd	My.Rd	Mb.Rd
Major Bending	854,703	2269,418	2269,418	1998,093
Minor Bending	0,000	405,668	405,668	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	1,000	0,950	1,071	1,000	1,000
Minor Bending	1,000	0,475	1,205		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	287,415	1864,198	0,154
Minor Shear	0,000	2515,410	0,000

Εικόνα 4.11: Έλεγχος κύριας δοκού οροφής ισογείου σε οριακή κατάσταση αστοχίας

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)
Level: STORY1 Element: B102 Station Loc: 4,000 Section ID: HE700A
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=8,000
A=0,026 I22=1,218E-04 I33=0,002 Wpl22=0,001 Wpl33=0,007
Wel22=8,120E-04 Wel33=0,006 i22=0,068 i33=0,288
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB62)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0,003	0,025	0,102	OK
Super DL+LL	Yes	0,003	0,025	0,114	OK
Live Load	Yes	0,003	0,022	0,131	OK
Total Load	Yes	0,006	0,025	0,220	OK
Total-Camber	Yes	0,006	0,025	0,220	OK

Εικόνα 4.12: Έλεγχος κύριας δοκού οροφής ισογείου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ✓ Χιαστί στέγης διατομής *SHS160*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY2 Element: B113 Station Loc: 5,798 Section ID: SHHF160X160X6
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=11,314
A=0,004 I22=1,437E-05 I33=1,437E-05 Wpl22=2,108E-04 Wpl33=2,108E-04
Wel22=1,796E-04 Wel33=1,796E-04 i22=0,063 i33=0,063
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,261 = 0,196 + 0,066 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB57B	-128,255	4,427	0,000	0,069	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	128,255	655,942	1181,182	655,942	655,942

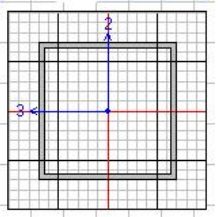
	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	4,427	68,024	68,024	67,451
Minor Bending	0,000	68,024	68,024	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	0,500	0,982	0,850	1,000	1,000
Minor Bending	0,500	0,982	0,850		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,069	346,231	0,000
Minor Shear	0,000	346,231	0,000

Units KN-m



Εικόνα 4.13: Έλεγχος χιαστί στέγης σε οριακή κατάσταση αστοχίας

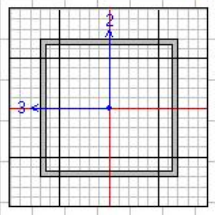
EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)
Level: STORY2 Element: B113 Station Loc: 5,798 Section ID: SHHF160X160X6
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=11,314
A=0,004 I22=1,437E-05 I33=1,437E-05 Wpl22=2,108E-04 Wpl33=2,108E-04
Wel22=1,796E-04 Wel33=1,796E-04 i22=0,063 i33=0,063
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB97)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0,019	0,025	0,742	OK
Super DL+LL	Yes	0,000	0,025	0,000	OK
Live Load	Yes	0,000	0,025	0,000	OK
Total Load	Yes	0,019	0,047	0,400	OK
Total-Camber	Yes	0,019	0,047	0,400	OK

Units KN-m



Εικόνα 4.14: Έλεγχος χιαστί στέγης σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ✓ Χιαστί οροφής ισογείου διατομής *SHS160*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY1 Element: B428 Station Loc: 5,798 Section ID: SHHF160X160X6
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=11,314
A=0,004 I22=1,437E-05 I33=1,437E-05 Wpl22=2,108E-04 Wpl33=2,108E-04
Wel22=1,796E-04 Wel33=1,796E-04 i22=0,063 i33=0,063
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,500 = 0,411 + 0,089 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB37	-269,779	5,977	0,000	0,094	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	269,779	655,942	1181,182	655,942	655,942

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	5,977	68,024	68,024	67,451
Minor Bending	0,000	68,024	68,024	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	0,500	0,982	0,850	1,000	1,000
Minor Bending	0,500	0,982	0,850		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,094	346,231	0,000
Minor Shear	0,000	346,231	0,000

Εικόνα 4.15: Έλεγχος χιαστί οροφής ισογείου σε οριακή κατάσταση αστοχίας

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Deflection Details)
Level: STORY1 Element: B428 Station Loc: 5,798 Section ID: SHHF160X160X6
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=11,314
A=0,004 I22=1,437E-05 I33=1,437E-05 Wpl22=2,108E-04 Wpl33=2,108E-04
Wel22=1,796E-04 Wel33=1,796E-04 i22=0,063 i33=0,063
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

DEFLECTION DESIGN (Combo COMB97)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Dead Load	Yes	0,019	0,025	0,742	OK
Super DL+LL	Yes	0,000	0,025	0,000	OK
Live Load	Yes	0,000	0,025	0,000	OK
Total Load	Yes	0,019	0,025	0,742	OK
Total-Camber	Yes	0,019	0,025	0,742	OK

Εικόνα 4.16: Έλεγχος χιαστί οροφής ισογείου σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

- ✓ Πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής *SHS180*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY1 Element: D20 Station Loc: 3,364 Section ID: SHHF180X180X6
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact

L=6,728
A=0,004 I22=2,077E-05 I33=2,077E-05 Wpl22=2,695E-04 Wpl33=2,695E-04
Wel22=2,308E-04 Wel33=2,308E-04 i22=0,071 i33=0,071
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,821 = 0,808 + 0,010 + 0,003

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB48A	-952,163	0,675	-0,169	0,126	0,050

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	952,163	1177,929	1336,091	1302,632	1177,929

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	0,675	86,962	86,962	86,962
Minor Bending	0,169	86,962	86,962	

	K	L	k	klt	C1
Major Bending	0,500	0,500	1,260	1,000	1,000
Minor Bending	0,500	1,000	1,500		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	0,126	390,950	0,000
Minor Shear	0,050	390,950	0,000

Εικόνα 4.17:Έλεγχος πλευρικού συνδέσμου δυσκαμψίας σε οριακή κατάσταση αστοχίας

- ✓ Υποστυλώματα διατομής *SHS400*

EUROCODE 3-1993 STEEL SECTION CHECK Units: KN-m (Summary for Combo and Station)
Level: STORY1 Element: C29 Station Loc: 4,720 Section ID: SHHF400X400X12.5
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Seismic

L=5,410
A=0,019 I22=4,784E-04 I33=4,784E-04 Wpl22=0,003 Wpl33=0,003
Wel22=0,002 Wel33=0,002 i22=0,158 i33=0,158
E=210000000,00 fy=355000,000
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0,528 = 0,455 + 0,059 + 0,014

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	P	M33	M22	V2	V3
Combo COMB3	-2129,393	-49,215	12,010	10,427	-2,545

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (5.5.4)

	Nc.Sd or Nt.Sd	Nc.Rd	Nt.Rd	Nb33.Rd	Nb22.Rd
Axial	2129,393	4684,719	6196,364	4684,719	4844,175

	M.Sd	Mc.Rd	Mv.Rd	Mb.Rd
Major Bending	49,215	897,989	897,989	897,989
Minor Bending	12,010	897,989	897,989	

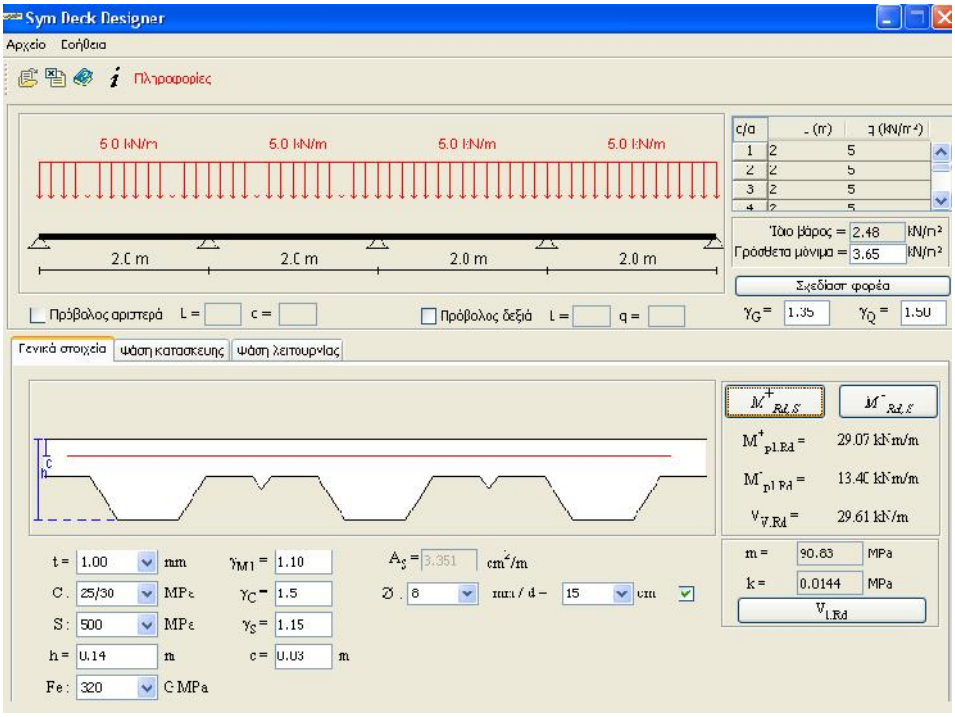
	K	L	k	klt	C1
Major Bending	2,212	0,872	1,076	0,971	1,880
Minor Bending	2,105	0,872	1,066		

SHEAR DESIGN

	V.Sd	V.Rd	Ratio
Major Shear	10,427	1813,284	0,006
Minor Shear	2,545	1813,284	0,001

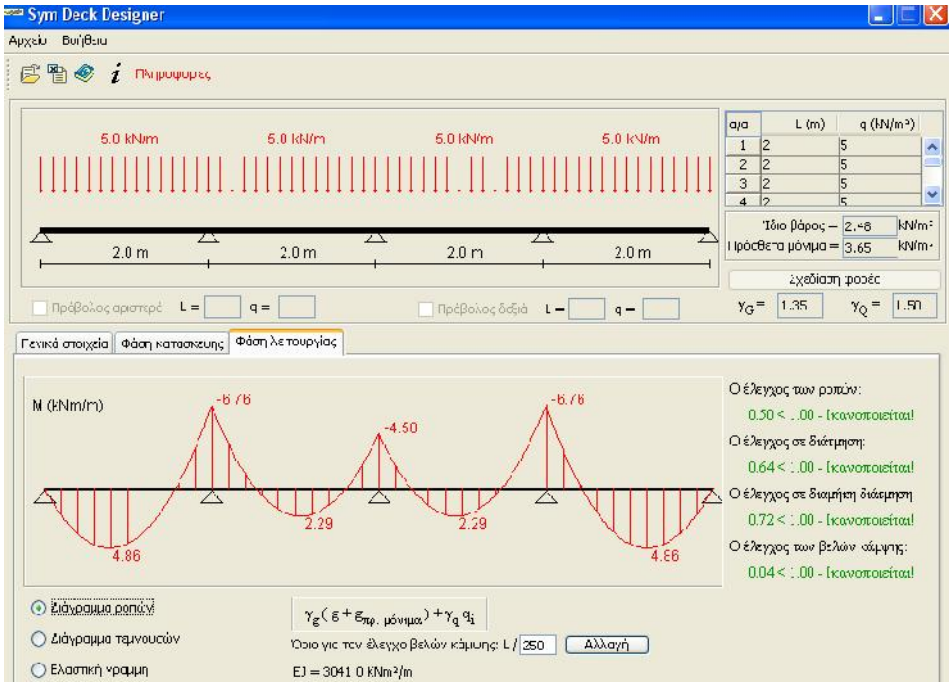
Εικόνα 4.18: Έλεγχος υποστυλώματος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

4.13 Έλεγχος σύμμικτων πλακών



Εικόνα 4.19: Δεδομένα - Φορτία σύμμικτης πλάκας

Εικόνα 4.20: Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας στην οριακή κατάσταση αστοχίας



Εικόνα 4.21: Έλεγχοι σύμμικτης πλάκας στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Κεφάλαιο 5

Έλεγχος σε συνθήκες πυρκαγιάς

5.1 Γενικά

Ο ορθός σχεδιασμός μιας μεταλλικής κατασκευής επιβάλλει τον έλεγχό της τόσο σε κανονικές συνθήκες όσο και σε συνθήκες πυρκαγιάς. Τα περισσότερα δομικά υλικά και συνεπώς ο χάλυβας υφίστανται προοδευτικά απώλεια αντοχής και δυσκαμψίας καθώς αυξάνεται η θερμοκρασία τους. Για τον χάλυβα η αλλαγή αυτή γίνεται εμφανής για θερμοκρασίες πάνω από τους 300^{o}C. Πιο συγκεκριμένα, στους 700^{o}C ο χάλυβας διαθέτει το 23% της αντοχής του σε σχέση με μια συνηθισμένη θερμοκρασία, ενώ στους 900^{o}C διαθέτει μόλις το 6%.

Μία πραγματική φωτιά σε ένα κτήριο αναπτύσσεται και φθίνει σύμφωνα με το ισοζύγιο μάζας και ενέργειας που υπάρχει στο πυροδιαμέρισμα, μέσα στο οποίο αυτή εκδηλώνεται. Η ενέργεια που απελευθερώνεται εξαρτάται από την ποσότητα και τον τύπο του διατιθέμενου προς καύση υλικού και από τις συνθήκες αερισμού. Διακρίνονται τρεις φάσεις στη ζωή μιας πυρκαγιάς, οι οποίες ορίζονται ως η γέννηση, η πλήρης ανάπτυξη και η εκτόνωση. Η ταχύτερη αύξηση της θερμοκρασίας συμβαίνει κατά την περίοδο που ακολουθεί την πυράκτωση, η οποία είναι το σημείο στο οποίο όλα τα οργανικά υλικά του πυροδιαμερίσματος καίγονται.

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 πυραντίστασης αξιολογείται, τα δε στοιχεία μόνωσης των δομικών στοιχείων προσδιορίζονται ώστε ο δείκτης αυτός να βρίσκεται μέσα σε όρια καθοριζόμενα από τους κανονισμούς. Ο απαιτούμενος δείκτης πυραντίστασης μπορεί να προσδιοριστεί με δύο τρόπους. Ο πρώτος τρόπος συνδέεται με την πρότυπη καμπύλη σχεδιασμού, η οποία είναι μία διεθνώς αναγνωρισμένη συνάρτηση θερμοκρασίας – χρόνου, αλλά δεν αναπαριστά κανένα τύπο φυσικής φωτιάς σε κτήριο. Η συνάρτηση αυτή χρησιμοποιείται σε δοκιμές φούρνου των στοιχείων της κατασκευής και χαρακτηρίζεται από θερμοκρασία αέρα στο πυροδιαμέρισμα η οποία αυξάνεται συνεχώς με τον χρόνο αλλά με επιβραδυνόμενο ρυθμό. Εναλλακτικά, ο δείκτης πυραντίστασης μπορεί να προσδιοριστεί με χρήση παραμετρικών καμπύλων φωτιάς αντί της πρότυπης καμπύλης. Όταν χρησιμοποιούνται οι παραμετρικές καμπύλες είναι αναγκαίο να διατίθενται στοιχεία ως προς τις ιδιότητες των περιεχομένων στο πυροδιαμέρισμα υλικών (πυκνότητα, ειδική θερμότητα, θερμική αγωγιμότητα) καθώς και για το πυροθερμικό φορτίο και τις επιφάνειες αερισμού.

Ο γενικός στόχος των μέτρων πυροπροστασίας είναι να περιορίσει τον κίνδυνο, σε περίπτωση πυρκαγιάς, για τα πρόσωπα, την απευθείας εκτεθειμένη ιδιοκτησία, τη γειτονική ιδιοκτησία και το περιβάλλον. Οι εργασίες κατασκευής πρέπει να σχεδιάζονται και να εκτελούνται κατά τέτοιο τρόπο, ώστε σε περίπτωση εκδήλωσης πυρκαγιάς:

- να εξασφαλίζεται η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής για μια προκαθορισμένη χρονική περίοδο
- να περιορίζονται η πρόκληση και διάδοση φωτιάς και καπνού μέσα στο έργο
- να περιορίζεται η διάδοση της πυρκαγιάς στη γειτονική κατασκευή
- οι χρήστες του έργου να μπορούν να το εγκαταλείψουν εγκαίρως
- να λαμβάνεται υπόψη η ασφάλεια των ομάδων διάσωσης.

Για να ικανοποιηθεί η ανωτέρω βασική απαίτηση, υιοθετούνται διάφορες στρατηγικές ασφάλειας έναντι πυρκαγιάς, όπως συμβατικά σενάρια πυρκαγιάς (ονομαστικές πυρκαγιές) ή «φυσικά» (παραμετρικά) σενάρια πυρκαγιάς, περιλαμβανομένων παθητικών και/ή ενεργητικών μέτρων πυροπροστασίας. Η φέρουσα ικανότητα θεωρείται ότι εξασφαλίζεται, όταν η κατάρρευση προλαμβάνεται

κατά την πλήρη διάρκεια της πυρκαγιάς, περιλαμβανομένης της φάσης πτώσης της θερμοκρασίας ή κατά τη διάρκεια μιας απαιτούμενης χρονικής περιόδου.

5.2 Σχεδιασμός έναντι πυρκαγιάς

Γενικά, το προσομοίωμα του δομικού συστήματος θα πρέπει σε κάθε θέση, για θεωρούμενη χρονική διάρκεια *t* έκθεσης στην πυρκαγιά, να ικανοποιεί τη σχέση:
$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$, όπου
$E_{fi,d}$ = το αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού για την κατάσταση πυρκαγιάς και
$R_{fi,d,t}$ = η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού για την κατάσταση πυρκαγιάς.

Σημειώνεται ότι για περίπτωση πρότυπης πυρκαγιάς είναι επαρκής η ανάλυση ξεχωριστά κάθε μεμονωμένου μέλους. Απλοποιητικά, κατά την ανάλυση μεμονωμένου μέλους το αποτέλεσμα των δράσεων μπορεί να λαμβάνεται από μια στατική ανάλυση για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία ως: $E_{fi,d} \leq n_{fi} \cdot E_d$, όπου
E_d = η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης δύναμης ή ροπής για σχεδιασμό σε συνήθη θερμοκρασία και για τον βασικό συνδυασμό δράσεων και
n_{fi} = μειωτικός συντελεστής για τη στάθμη φόρτισης κατά τον σχεδιασμό στην κατάσταση πυρκαγιάς (συνιστώμενη τιμή 0,65).

Οι συνοριακές συνθήκες στις στηρίξεις και τα άκρα του μέλους επιτρέπεται να υποτεθεί ότι παραμένουν αμετάβλητες κατά τη διάρκεια έκθεσης στην πυρκαγιά. Ωστόσο, όταν διενεργείται στατική ανάλυση ολόκληρου του φορέα 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 διαστολών και παραμορφώσεων (έμμεσες δράσεις πυρκαγιάς).

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, όπως προαναφέρθηκε, ικανοποιείται η σχέση $E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$. Η αντοχή σχεδιασμού $R_{fi,d,t}$ τη χρονική στιγμή *t* προσδιορίζεται με βάση την υπόθεση ομοιόμορφης διανομής της θερμοκρασίας στη διατομή, τροποποιώντας την αντοχή σχεδιασμού για συνήθη θερμοκρασία σχεδιασμού, ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι μηχανικές ιδιότητες του χάλυβα σε υψηλές θερμοκρασίες.

Τέλος, δεν απαιτείται να εξετάζεται η αστοχία σε θέσεις απομειωμένης διατομής λόγω οπών για μέσα συνδέσεως, υπό την προϋπόθεση ότι υπάρχει ένα μέσο συνδέσεως σε κάθε οπή, και αυτό γιατί η θερμοκρασία του χάλυβα είναι χαμηλότερη στην περιοχή των συνδέσεων λόγω της παρουσίας πρόσθετου υλικού.

5.2.1 Κατάταξη διατομών

Η κατάταξη των διατομών για τα μέλη υπό θλίψη και/ή κάμψη πρέπει να γίνεται στη θερμή όπως και στη συνήθη κατάσταση, ώστε να χρησιμοποιούνται οι κατάλληλες μέθοδοι υπολογισμού. Η κατάταξη αποτελεί στην ουσία έλεγχο της λυγηρότητας των θλιβόμενων τμημάτων της διατομής, ώστε να εκτιμηθεί η ευαισθησία τους έναντι τοπικού λυγισμού. Ο έλεγχος ουσιαστικά είναι κρισιμότερος στον σχεδιασμό σε συνθήκες φωτιάς παρά σε κανονικές συνθήκες, επειδή οι παραμορφώσεις κατά τη διάρκεια της φωτιάς μπορεί να γίνουν πολύ μεγάλες και επειδή οι αντοχές μειώνονται στις υψηλές θερμοκρασίες. Οι διατομές κατατάσσονται όπως στη συνήθη κατάσταση με μειωμένα, όμως, τα όρια λόγω των παραγόντων που προαναφέρθηκαν.

5.2.2 Έλεγχος έναντι εφελκυσμού

Η αντοχή σχεδιασμού $N_{fi,\theta,Rd}$ εφελκυόμενου μέλους υπό ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a προσδιορίζεται απλά με χρήση του μειωτικού συντελεστή $k_{y,\theta}$ του ορίου διαρροής για υψηλές θερμοκρασίες και προσαρμογή του συντελεστή ασφαλείας του υλικού από κανονικές σε συνθήκες πυρκαγιάς, σύμφωνα με τη σχέση:

$$N_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot N_{Rd} \cdot \left(\gamma_{M,1} / \gamma_{M,fi} \right) \quad (5.1)$$

όπου:

$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ορίου διαρροής σε θερμοκρασία θ_a η οποία πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t.

N_{Rd} είναι η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για σχεδιασμό στη συνήθη θερμοκρασία.

$\gamma_{M,1}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας. Σύμφωνα με το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 3 δίνεται τιμή ίση με 1,0.

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής 1,0.

5.2.3 Έλεγχος έναντι θλίψης / καμπτικού λυγισμού

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 τη σχέση:

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y \cdot \gamma_{M,fi} \quad (5.2)$$

όπου:

χ_{fi} είναι ο μειωτικός συντελεστής έναντι καμπτικού λυγισμού στην κατάσταση σχεδιασμού πυρκαγιάς.

A είναι το εμβαδόν της πλήρους διατομής.

$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ορίου διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t.

f_y είναι η τάση διαρροής του χάλυβα.

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής 1,0.

5.2.4 Έλεγχος έναντι κάμψης

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,\theta,Rd}$ διατομών κατηγορίας 1 ή 2 με ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left(\gamma_{M,1} / \gamma_{M,fi} \right) \cdot M_{Rd} \cdot \quad (5.3)$$

όπου:

$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ορίου διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a.

M_{Rd} είναι η πλαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής για σχεδιασμό στη συνήθη θερμοκρασία ή με την απομειωμένη, λόγω τέμνουσας, αντοχή σε κάμψη στη συνήθη θερμοκρασία.

$\gamma_{M,1}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας. Σύμφωνα με το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 3 δίνεται τιμή ίση με 1,0.

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής 1,0.

Η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη $M_{fi,t,Rd}$ στο χρόνο t μιας διατομής κατηγορίας 3 με ομοιόμορφη θερμοκρασία προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$M_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta} \cdot \left(\gamma_{M,1} / \gamma_{M,fi} \right) \cdot M_{Rd} \cdot \quad (5.4)$$

όπου:

$k_{y,\theta}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ορίου διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_a.

M_{Rd} είναι η ελαστική ροπή αντοχής της πλήρους διατομής για σχεδιασμό στη συνήθη θερμοκρασία ή η απομειωμένη, λόγω τέμνουσας, αντοχή σε κάμψη στη συνήθη θερμοκρασία (ουσιαστική διαφορά σε σχέση με τις διατομές κατηγορίας 1 ή 2).

$\gamma_{M,1}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας. Σύμφωνα με το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 3 δίνεται τιμή ίση με 1,0.

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής 1,0.

5.2.5 Έλεγχος έναντι τέμνουσας

Η αντοχή σχεδιασμού έναντι τέμνουσας $V_{fi,t,Rd}$ στο χρόνο t μιας διατομής κατηγορίας 1, 2 ή 3 προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$V_{fi,t,Rd} = k_{y,\theta,web} \cdot \left(\gamma_{M,1} / \gamma_{M,fi} \right) \cdot V_{Rd} \cdot \quad (5.5)$$

όπου:

θ_{web} είναι η μέση θερμοκρασία στον κορμό της διατομής.

$k_{y,\theta,web}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ορίου διαρροής του χάλυβα σε θερμοκρασία θ_{web}.

V_{Rd} είναι η αντοχή σε τέμνουσα της πλήρους διατομής για σχεδιασμό στη συνήθη θερμοκρασία.

$\gamma_{M,1}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας. Σύμφωνα με το Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 3 δίνεται τιμή ίση με 1,0.

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής 1,0.

5.2.6 Έλεγχος έναντι πλευρικού λυγισμού

Η ροπή αντοχής σχεδιασμού $M_{b,fi,t,Rd}$ έναντι πλευρικού λυγισμού κατά τη χρονική στιγμή t μιας δοκού μη προστατευμένης πλευρικά, με διατομή κατηγορίας 1 ή 2, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta,com} \cdot f_y / \gamma_{M,fi} \quad (5.6)$$

όπου:

$\chi_{LT,fi}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό συνθήκες πυρκαγιάς.

$k_{y,\theta,com}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ορίου διαρροής του χάλυβα στη μέγιστη θερμοκρασία $\theta_{a,com}$ που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t στο θλιβόμενο πέλμα. Συντηρητικά η $\theta_{a,com}$ μπορεί να λαμβάνεται ίση προς την ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a.

f_y είναι η τάση διαρροής του χάλυβα.

$W_{pl,y}$ είναι η πλαστική ροπή αντίστασης της διατομής κατηγορίας 1 ή 2.

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής 1,0.

Η ροπή αντοχής σχεδιασμού $M_{b,fi,t,Rd}$ έναντι πλευρικού λυγισμού κατά τη χρονική στιγμή t μιας δοκού μη προστατευμένης πλευρικά, με διατομή κατηγορίας 3, προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_{el,y} \cdot k_{y,\theta,com} \cdot f_y / \gamma_{M,fi} \quad (5.7)$$

όπου:

$\chi_{LT,fi}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού υπό συνθήκες πυρκαγιάς.

$k_{y,\theta,com}$ είναι ο μειωτικός συντελεστής του ορίου διαρροής του χάλυβα στη μέγιστη θερμοκρασία $\theta_{a,com}$ που πραγματοποιείται τη χρονική στιγμή t στο θλιβόμενο πέλμα. Συντηρητικά η $\theta_{a,com}$ μπορεί να λαμβάνεται ίση προς την ομοιόμορφη θερμοκρασία θ_a.

f_y είναι η τάση διαρροής του χάλυβα.

$W_{el,y}$ είναι η ελαστική ροπή αντίστασης της διατομής κατηγορίας 3.

$\gamma_{M,fi}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη συγκεκριμένη ιδιότητα του υλικού στην κατάσταση πυρκαγιάς. Συνιστάται η χρησιμοποίηση της τιμής 1,0.

5.2.7 Έλεγχος μελών έναντι κάμψης και αξονικής θλίψης

Ο έλεγχος έναντι λυγισμού τη χρονική στιγμή t μέλους υπό κάμψη και αξονική θλίψη γίνεται με την ικανοποίηση των σχέσεων αλληλεπίδρασης, που ακολουθούν, προκειμένου για μέλος με διατομή κατηγορίας 1 ή 2.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{\min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + k_y \cdot \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + k_z \cdot \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \le 1 \quad (5.8)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + k_{LT} \cdot \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{pl,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + k_z \cdot \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{pl,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \le 1 \quad (5.9)$$

Ομοίως, ο έλεγχος για μέλη με διατομή κατηγορίας 3 πρέπει να ικανοποιεί τις ακόλουθες σχέσεις αλληλεπίδρασης.

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{\min,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + k_y \cdot \frac{M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + k_z \cdot \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \le 1 \quad (5.10)$$

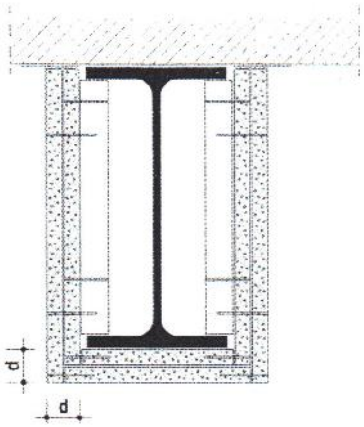
$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} \cdot A \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + k_{LT} \cdot \frac{M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} + k_z \cdot \frac{M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} \cdot k_{y,\theta} \cdot f_y / \gamma_{M,fi}} \le 1 \quad (5.11)$$

5.3 Σχεδιασμός μεταλλικής δοκού έναντι πυρκαγιάς

Μία μη προστατευμένη διατομή χάλυβα ανάλογα με τη στάθμη φόρτισης, τον τύπο και το πάχος των τοιχωμάτων της διατομής αντέχει έναντι πυρκαγιάς μόνο για 15 έως 30 λεπτά. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτηρίου ο απαιτούμενος χρόνος πυροπροστασίας κυμαίνεται από 60 έως 180 λεπτά, αν θεωρήσουμε, υπέρ της ασφαλείας, ότι το μεταλλικό μας κτήριο ανήκει στην κατηγορία των αποθηκών και όχι

των συνήθων κτηρίων. Για τον λόγο αυτό επιβάλλεται η προστασία του με κατάλληλα μέτρα. Για τις δοκούς τέτοια μέτρα είναι:

- Κάλυψη με πυράντοχες πλάκες. Συνήθως πρόκειται για μονές ή διπλές γυψοσανίδες, ανάλογα με τον απαιτούμενο χρόνο πυραντίστασης, πλάκες από οργανικά υλικά ή πλάκες από περλίτη ή βερμικουλίτη (Εικόνα 5.1).
- Προστασία με εκτοξευόμενα πυράντοχα υλικά. Τα συστατικά των εκτοξευόμενων υλικών βασίζονται επίσης σε οργανικά υλικά, σε περλίτη ή βερμικουλίτη. Σε αντίθεση με τις πλάκες, τα εκτοξευόμενα υλικά ακολουθούν τη μορφή της διατομής. Η πορεία υπολογισμού του πάχους του πυράντοχου υλικού είναι η ακόλουθη:
  1. Προσδιορισμός του απαιτούμενου δείκτη πυραντίστασης *t* ανάλογα με τον κανονισμό πυροπροστασίας.
  2. Προσδιορισμός των δρώντων εντατικών μεγεθών στην περίπτωση πυρκαγιάς όπως αναφέρθηκε στην παράγραφο §5.2.
  3. Προσδιορισμός της θερμοκρασίας των αερίων του πυροδιαμερίσματος θ_g μετά από χρόνο *t* με βάση την πρότυπη καμπύλη σχεδιασμού (ISO) ή κάποια άλλη επιλεχθείσα παραμετρική καμπύλη.
  4. Προσδιορισμός της θερμοκρασίας του χάλυβα της δοκού θ_α μετά από χρόνο *t* με βάση τις σχέσεις του Ευρωκώδικα 3.
  5. Προσδιορισμός του ορίου διαρροής του χάλυβα στη θερμοκρασία θ_α.
  6. Προσδιορισμός της αντοχής της δοκού με βάση το μειωμένο όριο διαρροής.
  7. Έλεγχος δρώντων εντατικών μεγεθών με τις αντοχές που υπολογίστηκαν στο βήμα 6.
- Βαφή με πυράντοχα χρώματα. Τα χρώματα αυτά έχουν την ιδιότητα να διογκώνονται σε υψηλές θερμοκρασίες και να προστατεύουν τον χάλυβα. Συνήθως επιτυγχάνεται προστασία μέχρι τα 60 έως 90 λεπτά, χρόνος ικανός και αποδεκτός για την ασφάλεια έναντι πυρκαγιάς του κτηρίου.
- Εγκιβωτισμός σε σκυρόδεμα. Ο εγκιβωτισμός μπορεί να είναι μερικός ή πλήρης. Στον μερικό εγκιβωτισμό προστίθενται εντός του σκυροδέματος εγκιβωτισμού διαμήκεις ράβδοι οπλισμού, οι οποίες έτσι είναι προστατευμένες από την πυρκαγιά. Ο οπλισμός αυτός υποκαθιστά το κάτω πέλμα της δοκού, το οποίο έχει μειωμένη αντοχή ως απροστάτευτο. Ο πλήρης εγκιβωτισμός των δοκών είναι σπάνιος. Με κατάλληλη επικάλυψη ανάλογα με τον απαιτούμενο χρόνο προστασίας προστατεύεται πλήρως ο χάλυβας.



Εικόνα 5.1: Προστασία δοκού έναντι πυρκαγιάς με γυψοσανίδες

5.4 Σχεδιασμός μεταλλικού υποστυλώματος έναντι πυρκαγιάς

Για την αντοχή σε πυρκαγιά των υποστυλωμάτων ισχύουν οι ίδιες αρχές όπως και για τις δοκούς. Απροστάτευτα υποστυλώματα έχουν πολύ μικρό χρόνο πυραντίστασης και ουσιαστικά βρίσκουν εφαρμογή μόνο σε μονώροφα κτήρια. Από δύο ορόφους και πάνω απαιτείται προστασία της χαλύβδινης διατομής. Η προστασία αυτή παρέχεται ανάλογα με τα ισχύοντα για τις δοκούς με τους εξής τρόπους:

- Κάλυψη με πυράντοχες πλάκες (Εικόνα 5.2).
- Προστασία με εκτοξευόμενα πυράντοχα υλικά.
- Βαφή με πυράντοχα χρώματα.
- Εγκιβωτισμός σε σκυρόδεμα.
- Γέμισμα με σκυρόδεμα (για κοίλες διατομές).
- Γέμισμα με νερό (για κοίλες διατομές).

Για μερικό εγκιβωτισμό ανοικτών διατομών προβλέπονται πρόσθετοι οπλισμοί με επαρκή επικάλυψη στο σκυρόδεμα. Πρόσθετοι οπλισμοί τοποθετούνται και στο εσωτερικό των κοίλων διατομών που είναι γεμισμένες με σκυρόδεμα. Οι οπλισμοί αυτοί είναι προστατευμένοι από το σκυρόδεμα και διατηρούν χαμηλή θερμοκρασία, ώστε να υποκαθιστούν σε περίπτωση πυρκαγιάς τη μείωση της αντοχής των μη προστατευμένων τμημάτων της χαλύβδινης διατομής.

Το γέμισμα των κοίλων διατομών με νερό είναι ένα καινοτόμος τρόπος προστασίας έναντι πυρκαγιάς. Η κυκλοφορία του νερού γίνεται μέσω της διαφοράς πίεσης μεταξύ ψυχρού και θερμού ύδατος και ατμών στην περιοχή της φωτιάς. Το σύστημα λειτουργεί ως κλειστό κύκλωμα, με δεξαμενές νερού στην κορυφή του κτηρίου για αναπλήρωση τυχόν απωλειών.

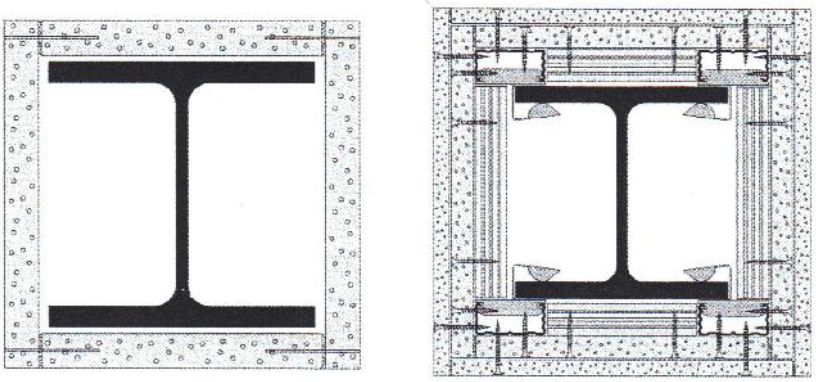
Εν κατακλείδι, η προστασία της εξεταζόμενης κατασκευής σε περίπτωση φωτιάς επιτυγχάνεται με ένα σύνολο μέτρων:

α) με ενεργητικά μέτρα προστασίας (πυροσβεστικοί κρουνοί, καταϊονιστήρες, συστήματα ανίχνευσης καπνού),

β) με χρήση πυράντοχων ψευδοροφών. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζουμε τις δοκούς. Εξάλλου, η χρήση των ψευδοροφών επιβάλλεται στην κατασκευή μας για λόγους αρχιτεκτονικούς και μηχανολογικούς,

γ) με γέμισμα με σκυρόδεμα. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στα υποστυλώματα είναι κοίλες, οπότε ενδείκνυται η πλήρωσή τους με σκυρόδεμα και

δ) με μικρό λόγο εκμετάλλευσης των διατομών. Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν δεν εξαντλούν την αντοχή τους στις συνήθεις θερμοκρασίες, επομένως έχουν απομένουσα αντοχή για να ανταπεξέλθουν σε συνθήκες πυρκαγιάς.



Εικόνα 5.2: Προστασία υποστυλώματος έναντι πυρκαγιάς με μονές και διπλές γυψοσανίδες

Κεφάλαιο 6

Αποτελέσματα & Συμπεράσματα

6.1 Σύνοψη εργασίας

Στην παρούσα εργασία παρουσιάστηκε η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός κτηρίου από χάλυβα με τις υπάρχουσες πρότυπες διατομές. Αρχικά προσδιορίστηκαν τα φορτία που καταπονούν τον φορέα και μάλιστα δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στη δράση του ανέμου καθώς και του σεισμού. Οι σεισμικές δράσεις υπολογίστηκαν και με τις δύο μεθόδους που υπαγορεύει ο κανονισμός (ισοδύναμη φασματική ανάλυση και δυναμική φασματική ανάλυση). Επιπλέον, συμπεριλήφθηκε η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού. Ακολούθησε ο σχηματισμός των συνδυασμών των δράσεων, με τους οποίους έγινε ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση της κατασκευής στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας Ο έλεγχος του φορέα – προσομοιώματος ολοκληρώθηκε με τον σχεδιασμό των σύμμικτων πλακών και των συνδέσεων. Σκοπός αυτής της διαδικασίας ήταν η επιβεβαίωση της επάρκειας των αρχικών διατομών.

6.2 Βάρος κατασκευής

Το υπό μελέτη κτήριο αποτελείται από μεταλλικά δομικά στοιχεία τα οποία δημιουργούν ένα χωρικό πλαίσιο. Το βασικό μέλημα του σχεδιασμού είναι η επιλογή των μεταλλικών διατομών για τη μόρφωση του φορέα. Ωστόσο, σε παρόμοιες περιπτώσεις κτηρίων τίθεται η δυνατότητα επιλογής του είδους των δοκών – ζυγωμάτων του χωρικού πλαισίου. Πιο συγκεκριμένα, ο μελετητής έχει την ευχέρεια να διαλέξει μεταξύ ενός ελαφρύ δικτυωτού φορέα και ενός βαρύτερου ολόσωμου για τη γεφύρωση των ανοιγμάτων. Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιλέχθηκαν τα ολόσωμα δοκάρια για αυτό και ο υπολογισμός του ίδιου βάρους των μεταλλικών δομικών στοιχείων είναι κρίσιμος. Συνεπώς, το ίδιο βάρος της κατασκευής με τις ολόσωμες δοκούς φαίνεται αναλυτικά στον πίνακα που ακολουθεί (Πίνακας 6.1) και παρατηρούμε ότι είναι περίπου 505 τόνοι.

Πίνακας 6.1: Ίδιο βάρος κατασκευής με ολόσωμες δοκούς

Story	Point	Load	F_Z (kN)	Story	Point	Load	F_Z (kN)
BASE	1	DEAD	54,11	BASE	295	DEAD	179,68
BASE	5	DEAD	63,12	BASE	303	DEAD	182,53
BASE	6	DEAD	47,32	BASE	311	DEAD	201,31
BASE	25	DEAD	85,57	BASE	319	DEAD	169,10
BASE	29	DEAD	80,21	BASE	323	DEAD	61,02
BASE	30	DEAD	53,42	BASE	417	DEAD	95,44
BASE	33	DEAD	112,25	BASE	425	DEAD	200,94
BASE	40	DEAD	131,37	BASE	433	DEAD	194,89
BASE	48	DEAD	131,61	BASE	441	DEAD	177,93
BASE	55	DEAD	103,04	BASE	449	DEAD	159,26
BASE	57	DEAD	36,00	BASE	457	DEAD	130,39
BASE	59	DEAD	34,03	BASE	461	DEAD	58,99
BASE	61	DEAD	34,56	BASE	486	DEAD	49,08
BASE	63	DEAD	79,15	BASE	515	DEAD	32,79
BASE	67	DEAD	49,60	BASE	540	DEAD	61,85
BASE	153	DEAD	102,63	BASE	548	DEAD	128,37
BASE	161	DEAD	191,17	BASE	556	DEAD	125,55

BASE	169	DEAD	183,81
BASE	177	DEAD	184,15
BASE	185	DEAD	192,81
BASE	193	DEAD	160,53
BASE	197	DEAD	61,34
BASE	279	DEAD	111,77
BASE	287	DEAD	191,18

BASE	564	DEAD	119,60
BASE	566	DEAD	75,83
BASE	567	DEAD	29,66
BASE	570	DEAD	28,81
BASE	573	DEAD	27,22
BASE	576	DEAD	49,40
BASE	577	DEAD	38,25
Summation		DEAD	5052,67

6.3 Ιδιοπερίοδοι κατασκευής

Από το φάσμα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού είναι προφανές ότι η κατασκευή δέχεται τις μέγιστες επιταχύνσεις για ιδιοπεριόδους από 0,15sec έως 0,60sec (γραμμικός κλάδος του φάσματος). Για ιδιοπεριόδους μεγαλύτερες από 0,60sec , όσο μεγαλώνει η ιδιοπερίοδος τόσο μικραίνει η επιτάχυνση (φθίνων κλάδος του φάσματος). Η πρώτη ιδιομορφή, η οποία είναι η πιο κρίσιμη καθώς της αντιστοιχεί το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας σε σχέση με τις υπόλοιπες, διεγείρει το κτήριο στη διεύθυνση Y και έχει ιδιοπερίοδο T = 0,460sec. Η επόμενη ιδιομορφή η οποία είναι εξίσου κρίσιμη και διεγείρει ένα μεγάλο ποσοστό μάζας του κτηρίου είναι η τέταρτη με ιδιοπερίοδο T = 0,385sec. Η τέταρτη ιδιομορφή, όπως είναι αναμενόμενο, μετακινεί το κτήριο στη διεύθυνση X. Η διεύθυνση Y του κτηρίου αντιστοιχεί στη μικρή πλευρά, επομένως είναι λογικό να είναι πιο «ευαίσθητη» στη σεισμική απόκριση σε σχέση με τη διεύθυνση X, πράγμα που επιβεβαιώνεται και από τις ιδιοπεριόδους του κτηρίου. Αναλυτικά, όλες οι ιδιοπερίοδοι βρίσκονται στους πίνακες του Παραρτήματος.

Να σημειωθεί εδώ ότι μπορεί η μεγάλη ιδιοπερίοδος να συνεπάγεται γενικά και μικρές επιταχύνσεις (συναρτήσει πάντα του φάσματος) αλλά από την άλλη μεριά μεγάλη ιδιοπερίοδος συνεπάγεται συνήθως και μεγάλες μετακινήσεις.

6.4 Έλεγχος παραμορφώσεων

Οι παραμορφώσεις της αρχικής κατασκευής, δηλαδή της κατασκευής με τους δικτυωτούς φορείς, ελλείψει στοιχείων δεν διατίθενται. Για την κατασκευή με τις ολόσωμες δοκούς προέκυψε στον δεύτερο όροφο μέγιστη μετακίνηση ίση με 0,0311m στη διεύθυνση X και οφείλεται στον σεισμικό συνδυασμό 45, ενώ για τη διεύθυνση Y προέκυψε μετακίνηση 0,0442m που οφείλεται στον σεισμικό συνδυασμό 53. Είναι αναμενόμενο το γεγονός ότι έχουμε μεγαλύτερη μετακίνηση στη διεύθυνση Y, καθότι είναι η μικρότερη πλευρά του κτηρίου και συνεπώς η πιο «ευαίσθητη» στη σεισμική διέγερση. Από την άλλη μεριά, στον πρώτο όροφο η ανάλυση του φορέα έδωσε μετακινήσεις ίσες με 0,0122m στη διεύθυνση X, που προέκυψε από τον σεισμικό συνδυασμό 44, και 0,0109m στη διεύθυνση Y, που οφείλεται αντίστοιχα στον σεισμικό συνδυασμό 52. Στον πρώτο όροφο δεν επαληθεύεται η προηγούμενη διαπίστωση, ωστόσο είναι αποδεκτή λόγω της πολύ μικρής διαφοράς.

Όσον αφορά τη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων, μετά την ανάλυση προέκυψε σχετική μετακίνηση του δεύτερου ορόφου ίση με 0,004129m στη διεύθυνση X και οφείλεται στον συνδυασμό δράσεων 38, ενώ για τη διεύθυνση Y προέκυψε σχετική μετακίνηση 0,006348m που οφείλεται στον σεισμικό συνδυασμό 57. Επίσης, για τον πρώτο όροφο η ανάλυση του φορέα έδωσε σχετικές μετακινήσεις ίσες με 0,002254m στη διεύθυνση X, που προέκυψε από τον σεισμικό συνδυασμό 44, και 0,002021m στη διεύθυνση Y, που οφείλεται αντίστοιχα στον σεισμικό συνδυασμό 57.

Επιπλέον, η γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση: $\gamma < \gamma_{op}$, όπου $¥ = \frac{q \cdot \Delta_{£^a}}{2.50 \cdot h} \geq \frac{\Delta_{£^a}}{h}$ και $\gamma_{op} = 0{,}005$ για τοιχοπληρώσεις. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου μεταλλικού κτηρίου ικανοποιείται η σχέση και στους δύο ορόφους. Πιο συγκεκριμένα έχουμε:

$1^{ος}$ όροφος: $¥ = \frac{\Delta_{£^a}}{h} = \frac{0{,}002254}{4{,}5} = 0{,}0005 < 0{,}005$

$2^{ος}$ όροφος: $¥ = \frac{\Delta_{£^a}}{h} = \frac{0{,}006348}{5{,}5} = 0{,}0012 < 0{,}005$

6.5 Ύψη ορόφων

Ένα, μικρό μεν αλλά άξιο αναφοράς, πλεονέκτημα που προσφέρουν οι ολόσωμες δοκοί αφορά το ύψος του ορόφου. Στην αρχική μας κατασκευή το ύψος του ορόφου στις περιοχές των δικτυωμάτων μειωνόταν αρκετά. Πιο συγκεκριμένα στο ισόγειο το ύψος κυμαινόταν από 3,70m έως 3,85m, ενώ στη στέγη από 3,70m έως 4,00m, λόγω του μεγάλου ύψους που είχαν τα δικτυώματα (1,60m στο ισόγειο και 2m στη στέγη αντίστοιχα). Με τη νέα διαστασιολόγηση αυξάνεται αισθητά το ύψος ορόφου στις συγκεκριμένες περιοχές λόγω επιλογής διατομών μικρότερου ύψους από αυτό των δικτυωμάτων. Αναλυτικότερα, η μέγιστη διατομή που χρησιμοποιήθηκε στο ισόγειο είναι η HEA700, ενώ στη στέγη η HEA450, οπότε τόσο στον πρώτο όσο και στον δεύτερο όροφο το καθαρό ύψος προκύπτει μεγαλύτερο και πιο συγκεκριμένα κατά 0,90m στον πρώτο και κατά 1,50m στον δεύτερο σε σχέση με τα δικτυώματα. Ωστόσο, αξίζει να σημειώσουμε ότι στη μεν περίπτωση των δικτυωμάτων ο μηχανολογικός εξοπλισμός τοποθετείται μέσα στο δικτύωμα χωρίς να μειώνεται περαιτέρω το ύψος του ορόφου, ενώ στην περίπτωση των ολόσωμων δοκών πρέπει να αναρτηθεί από αυτές με αποτέλεσμα τη μείωση του τελικού καθαρού ύψους.

Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2003). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
3. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2006). «Σιδηρές κατασκευές, παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
4. Ιωαννίδης Γ. (2007). «Συμπεριφορά χάλυβα σε ψηλές θερμοκρασίες». Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα.
5. Βάγιας Ι. (2001). «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα, $2^{η}$ έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
6. Βάγιας Ι, Dubina D. (2004). «Σιδηρές κατασκευές από λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
7. Ερμόπουλος Ι. (2005). «Ευρωκώδικας 1 – Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών. Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής, $2^{η}$ έκδοση». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα
8. Κουνάδης Α. (1998). «Σιδηρές κατασκευές – Συμπεριφορά και Ανάλυσις, Τόμος Ι, $3^{η}$ έκδοση». Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
9. Κουνάδης Α. (1999). «Σιδηρές κατασκευές – Συμπεριφορά και Ανάλυσις, Τόμος ΙΙ, $3^{η}$ έκδοση». Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
10. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.) (2000), Αθήνα.
11. Ιωαννίδης Γ., Ζαφειριάδης Χ., Σπηλιώτης Α. (2011). «Μελέτη μεταλλικού εμπορικού κτιρίου με σύμμικτα στοιχεία». Διπλωματική εργασία Ε.Μ.Π.
12. Ιωαννίδης Γ., Παπαγιάννης Γ. (2011). «Σχεδιασμός βιοτεχνικού κτιρίου». Διπλωματική εργασία Ε.Μ.Π.
13. Βάγιας Ι., Πατσόπουλος Ν. (2000). «Αντισεισμικός υπολογισμός σύμμικτων κτιρίων από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα». Διπλωματική εργασία Ε.Μ.Π.
14. Ραυτογιάννης Ι., Κουρμπάνης Α. (2008). «Σχεδιασμός 3-όροφου μεταλλικού κτιρίου με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας». Διπλωματική εργασία Ε.Μ.Π.
15. Ραυτογιάννης Ι., Διάκου Σ., Στυλιανού Γ. (2009). «Σχεδιασμός πολυώροφου κτιρίου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, πυρήνα από οπλισμένο σκυρόδεμα με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας». Διπλωματική εργασία Ε.Μ.Π.
16. Ραυτογιάννης Ι., Παπαχατζάκης Μ. (2011). «Σχεδιασμός υπόστεγου με μεταλλικό σκελετό». Διπλωματική εργασία Ε.Μ.Π.
17. www.csihellas.gr
18. www.elastron.gr