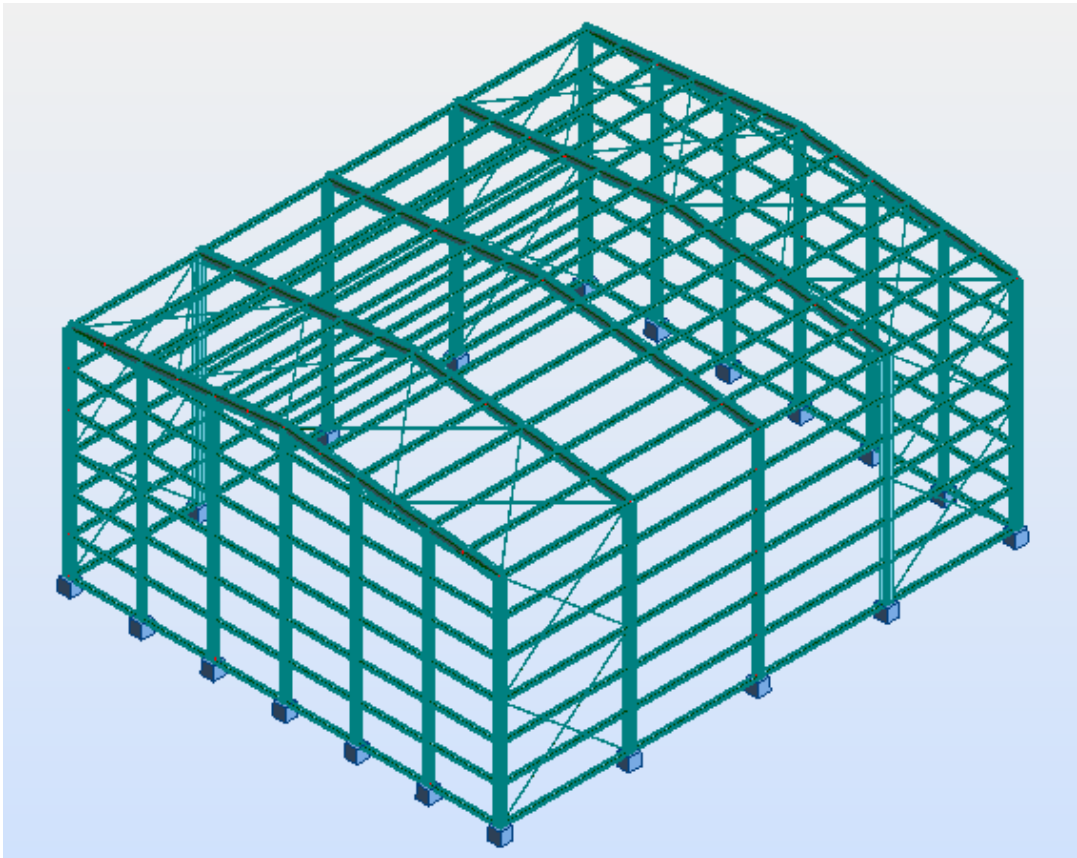




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ:
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΥΠΟΣΤΕΓΟΥ



ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΠΕΤΡΟΥ

Επιβλέπων: ΠΑΥΛΟΣ ΘΑΝΟΠΟΥΛΟΣ
Αθήνα, Οκτώβριος 2019

ΕΜΚ ΔΕ 2019 14

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της παρούσας διπλωματικής εργασίας, καθηγητή μου κ.Πάυλο Θανόπουλο, για τη συνεχή καθοδήγηση και υποστήριξη του κατά τη διάρκεια εκπόνησής της.

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω τους γονείς μου, Ανδρέα και Βασιλική, για την κατανόηση, την υπομονή, καθώς και τη συμπαράσταση που μου έδειξαν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες.....	1
Περίληψη.....	5
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
1.1 Κατασκευές από Χάλυβα-Γενικά.....	7
1.2 Χαλύβδινες Διατομές.....	11
1.3 Κόμβοι, Συνδέσεις.....	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΜΟΡΦΩΣΗ ΜΟΝΩΡΟΦΩΝ ΜΕ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΝΙΣΜΟ ΑΠΟΧΑΛΥΒΑ.....	22
2.1 Γενικά.....	22
2.2 Τύποι φορτίων, ροή δυνάμεων	23
2.2 Κύριοι Φορείς.....	28
2.1 Τεγίδες.....	30
2.3 Μηκίδες.....	30
2.4 Μετωπικοί στύλοι.....	35
2.5 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης	35
2.6 Πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας.....	37
2.7 Μόρφωση επικάλυψης.....	38
2.8 Ελκυστήρες.....	40
2.9 Περιγραφή φέροντος οργανισμού κτιρίου.....	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΕΝΙΚΑ.....	45
3.1 Μόνιμα φορτία ‘G’	45
3.1 Μεταβλητά φορτία ‘Q’	46
3.2 Φορτία χιονιού.....	46
3.2 Φορτία ανέμου	50
3.2.1 Ελληνικός κανονισμός.....	70
3.3 Τυχηματικά φορτία	72
3.4 Οριακές καταστάσεις-δράσεις	81
3.5 Έλεγχος επάρκειας.....	85
3.6 Υπολογισμός φορτίων.....	85
3.7 Ανάλυση και διαστασιολόγηση	89
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΝΑΛΥΣΗ-ΠΡΟΒΟΛΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ.....	90
Βιβλιογραφία.....	105

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση έργου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα με τη χρήση του προγράμματος (Robot), καθώς επίσης ο σχολιασμός των διάφορων παραμέτρων σχεδιασμού. Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση έγινε με βάση τους ευρωκώδικες 1 και 3, καθώς και τον ΕΑΚ 2000. Ως υλικό κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί ο χάλυβας και όλες οι διατομές θα είναι ελατές.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο χάλυβα ως δομικό υλικό και στα διάφορα πλεονεκτήματα που παρουσιάζει.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση του μονώροφου στοιχείου και η πλήρης αναφορά στα δομικά στοιχεία από τα οποία αποτελείται. Πιο συγκεκριμένα αναλύονται οι κύριοι φορείς (πλαίσια), οι οριζόντιοι και κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οι τεγίδες, οι μηκίδες και η μόρφωση της επικάλυψης.

Στο τρίτο κεφάλαιο περιγράφονται τα φορτία που καταπονούν το υπό μελέτη υπόστεγο και οι αντίστοιχες διατάξεις του Ευρωκώδικα 1 που χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό τους. Αναλυτικότερα, υπολογίζονται τα μόνιμα φορτία, τα φορτία χιονιού και τα φορτία του ανέμου. Επιπρόσθετα, προσδιορίζονται οι παράμετροι του σεισμικού σχεδιασμού, βάση του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 °

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1. Κατασκευές από Χάλυβα-Γενικά

Ο χαλύβδινες κατασκευές αποτελούν εκείνο το είδος των φορέων οι οποίοι όλο και συχνότερα ανεγείρονται τις τελευταίες δεκαετίες τόσο παγκοσμίως, όσο τα τελευταία χρόνια και στην Ελλάδα. Επιπλέον, το μέγεθός τους ολοένα και αυξάνεται, τα στατικά τους συστήματα γίνονται όλο και πιο τολμηρά, ενώ συχνά οι διαστάσεις των διατομών των δομικών τους στοιχείων μειώνονται.

Ο χάλυβας είναι κράμα μεταλλικού σιδήρου (Fe) και μη μεταλλικού άνθρακα (C), με περιεκτικότητα στη χημική του σύνθεση 0,15-1,8% σε άνθρακα και έχει ως χαρακτηριστική ιδιότητα ότι είναι ελατός χωρίς να απαιτείται προσφυγή σε περαιτέρω κατεργασία. Εκτός όμως από τα στοιχεία αυτά, το κράμα είναι δυνατόν να περιέχει σε πολύ μικρότερη ποσοστιαία αναλογία και άλλα στοιχεία, όπως φώσφορο (P), πυρίτιο (Si), θείο (S), χαλκό (Cu), μαγνήσιο (Mg), μαγγάνιο (Mn), νικέλιο (Ni), χρώμιο (Cr), κλπ.

1.1.1 Πλεονεκτήματα Δομικού Χάλυβα

- **Υψηλή Αντοχή, Ολκιμότητα, Ανθεκτικότητα**

Η υψηλή αντοχή του χάλυβα ανά μονάδα βάρους συνεπάγεται μικρό βάρος της κατασκευής. Αυτό είναι πολύ σημαντικό, ιδιαίτερα όσον αφορά τις γέφυρες μεγάλων ανοιγμάτων, τα υψηλά κτίρια και τις κατασκευές με ασθενή θεμελίωση. Ο δομικός χάλυβας, εξασφαλίζοντας παράλληλα υψηλή αντοχή και ολκιμότητα είναι ιδιαίτερα ανθεκτικός. Ένας χαλύβδινος φορέας είναι ικανός να φέρει μεγάλα φορτία ακόμα και όταν έχει υποστεί μεγάλες παραμορφώσεις.

- **Αντισεισμική προστασία & διαχρονικότητα**

Ανάμεσα στα πολλά πλεονεκτήματα του χάλυβα είναι και η αντισεισμική προστασία που προσφέρει. Ο χάλυβας εγγυάται κατασκευές σταθερές, ασφαλείς και μεγάλης διάρκειας.

- **Ευκολία στη χρήση και τη λειτουργικότητα**

Η χρήση του μεταλλικού σκελετού στην κατασκευή κτιρίων βοηθά στην αποφυγή των συνηθισμένων και χρονοβόρων εκκρεμοτήτων και τα μερεμέτια, όπως και τα προβλήματα σχεδιασμού. Επιτρέπει γρηγορότερη περάτωση έργων αφού δεν υπάρχει χρόνος αναμονής όπως με το μπετόν. Εγγυάται ακριβείς ευθείες, τετράγωνες γωνίες και λεία κουφώματα, εξασφαλίζοντας την ομαλή εφαρμογή και κίνηση σε πόρτες και παράθυρα. Είναι ελαφρύτερο και ευκολότερο στην συναρμολόγηση από άλλα υλικά κατασκευής σκελετού, και δεν χρειάζεται να γίνει διαχωρισμός καθώς η ποιότητα είναι ενιαία.

- **Φιλικός προς το Περιβάλλον**

Ο χάλυβας είναι 100% ανακυκλώσιμος, γεγονός με πολλές θετικές εφαρμογές. Κατά την βασική διαδικασία παραγωγής μεταλλικών σκελετών σε κλίβανο οξυγόνου, χρησιμοποιείται τουλάχιστον 25% ανακυκλωμένος χάλυβας. Τα προγράμματα ανακύκλωσης του χάλυβα διαφυλάσσουν τους φυσικούς πόρους και ελατώνουν σημαντικά την παραγωγή αποβλήτων.

- **Ευκολία αποσυναρμολόγησης και επέκτασης**

Τα μεταλλικά τμήματα μιας κατασκευής, από χάλυβα, μπορούν εύκολα και χωρίς μεγάλη οικονομική επιβάρυνση να αποσυναρμολογηθούν και να επανατοποθετηθούν σε άλλο χώρο. Επιπλέον, η χρήση του χάλυβα επιτρέπει και την εύκολη επέκταση του κτιρίου, με την προσθήκη νέων στοιχείων.

1.1.2 Ιστορική Εξέλιξη Μεταλλικών Κατασκευών

Περί τα τέλη του 18^{ου} αιώνα ξεκίνησε η κατασκευή γεφυρών και κτιρίων από κατεργασμένο σίδηρο. Έναν αιώνα αργότερα, άρχισε να παράγεται χάλυβας σε ποσότητες, τιμή κόστους και ιδιότητες αντοχής τέτοιες, ώστε αποτέλεσε σοβαρό ανταγωνιστή του σιδήρου, οπότε αυτός άρχισε να χρησιμοποιείται ευρέως στη δόμηση τεχνικών έργων.

Το 1779 κατασκευάζεται η πρώτη χυτοσιδηρή γέφυρα ανοίγματος περίπου 31m από τους T.F. Pritchard και A. Dardy στο Coalbrookdale στον ποταμό Severn στη Μεγάλη Βρετανία. Το 1801 κατασκευάζεται και πάλι στη Μεγάλη Βρετανία ο πρώτος μεταλλικός σκελετός κτιρίου με δοκούς και υποστυλώματα από χυτοσίδηρο. Η πρώτη γέφυρα μεγάλων ανοιγμάτων από χάλυβα, η γέφυρα St.Louis στο άκρο του δέλτα του ποταμού Μισισσιπή στις Η.Π.Α., ολοκληρώθηκε το 1874. Πέντε χρόνια αργότερα κατασκευάστηκε από τον William S. Smith στον ποταμό Μισισσιπή η πρώτη γέφυρα από πλήρως χαλύβδινα δικτυώματα. Η γέφυρα του Brooklyn η οποία κατασκευάστηκε το 1883 από τον John Roebling στον ποταμό East River της Νέας Υόρκης με μήκος ανοίγματος 486m, αποτελεί το πρώτο παράδειγμα κρεμαστής γέφυρας με χαλύβδινα καλώδια ανάρτησης.

Κατά την τελευταία δεκαετία του 19^{ου} αιώνα, η κατασκευή κτιρίων γραφείων, εκθεσιακών χώρων και άλλων κατασκευών από χάλυβα άρχισε να γίνεται ιδιαίτερα δημοφιλής τόσο στις Η.Π.Α., όσο και σε πολλές χώρες της Ευρώπης. Χαρακτηριστικά παραδείγματα των πρώτων χαλύβδινων κτιρίων αποτελούν μεταξύ άλλων τα κτίρια Crystal Palace στο Λονδίνο (1851), το Εκθεσιακό Κέντρο Jenney στο Σικάγο (1892), το 20-όροφο συγκρότημα γραφείων της εταιρίας Bruce Price's American Surety στη Νέα Υόρκη (1895), ο πύργος του Eiffel στο Παρίσι (1876) και, λίγο αργότερα, το ξενοδοχείο Ritz (1904) και το κτίριο της Morning Post (1906) στο Λονδίνο.

Με την πάροδο των δεκαετιών, οι διαστάσεις των κατασκευών από χάλυβα ξεπέρασαν κάθε συμβατικό όριο. Κατασκευάστηκαν έτσι καθ' ύψος αναπτυγμένα

χαλύβδινα κτίρια με πολύ μεγάλο ύψος, οριζοντίως ανεπτυγμένα κτίρια και με πολύ μεγάλο άνοιγμα και γέφυρες με πολύ μεγάλο ελεύθερο άνοιγμα. Η γέφυρα του Akasi-KaiKjo με άνοιγμα 1991m, η γέφυρα του San Francisco με άνοιγμα 1280m, το κέντρο G.Pompidou στο Παρίσι και το Hong-Kong and Shanghai Banking Corporation Headquarters στο Χονγκ Κονγκ αποτελούν μεταξύ άλλων «ζωντανά» παραδείγματα.

Ορόσημο στην ιστορία των μεταλλικών κατασκευών αποτέλεσε αρχικά η κατασκευή του κτιρίου Empire State στη Νέα Υόρκη, του οποίου η κατασκευή διήρκησε μόνο 14 μήνες και έχει ύψος 381m, όπως επίσης ο Πύργος Sears στο Σικάγο και ο ουρανοξύστης Burj Dubai στο Dubai από οπλισμένο σκυρόδεμα και χάλυβα.

Στην Ελλάδα τα χαλύβδινα κτίρια τα οποία κατασκευάζονται είναι στην πλειοψηφία τους βιομηχανικά υπόστεγα, στέγαστρα γηπέδων και αποθήκες, δηλαδή οριζόντια ανεπτυγμένα. Την τελευταία δεκαετία, μελετήθηκαν και ανεγέρθηκαν αρκετές χαλύβδινες κτιριακές μονάδες μεγάλου μεγέθους οι οποίες χρησιμοποιούνται κυρίως ως κτίρια γραφείων.



Εικόνα 1.1 - Γέφυρα του Coalbrookdale



Εικόνα 1.2 - Γέφυρα του Brooklyn



Εικόνα 1.3 – Κτίριο Crystal Palace, Λονδίνο



Εικόνα 1.4 – Πύργος του Eiffel, Παρίσι



Εικόνα 1.5 – Κτίριο G. Pompidou, Παρίσι



Εικόνα 1.6 – Κτίριο HSBC, Χονγκ Κονγκ



Εικόνα 1.7 – Empire State Building, Νέα Υόρκη

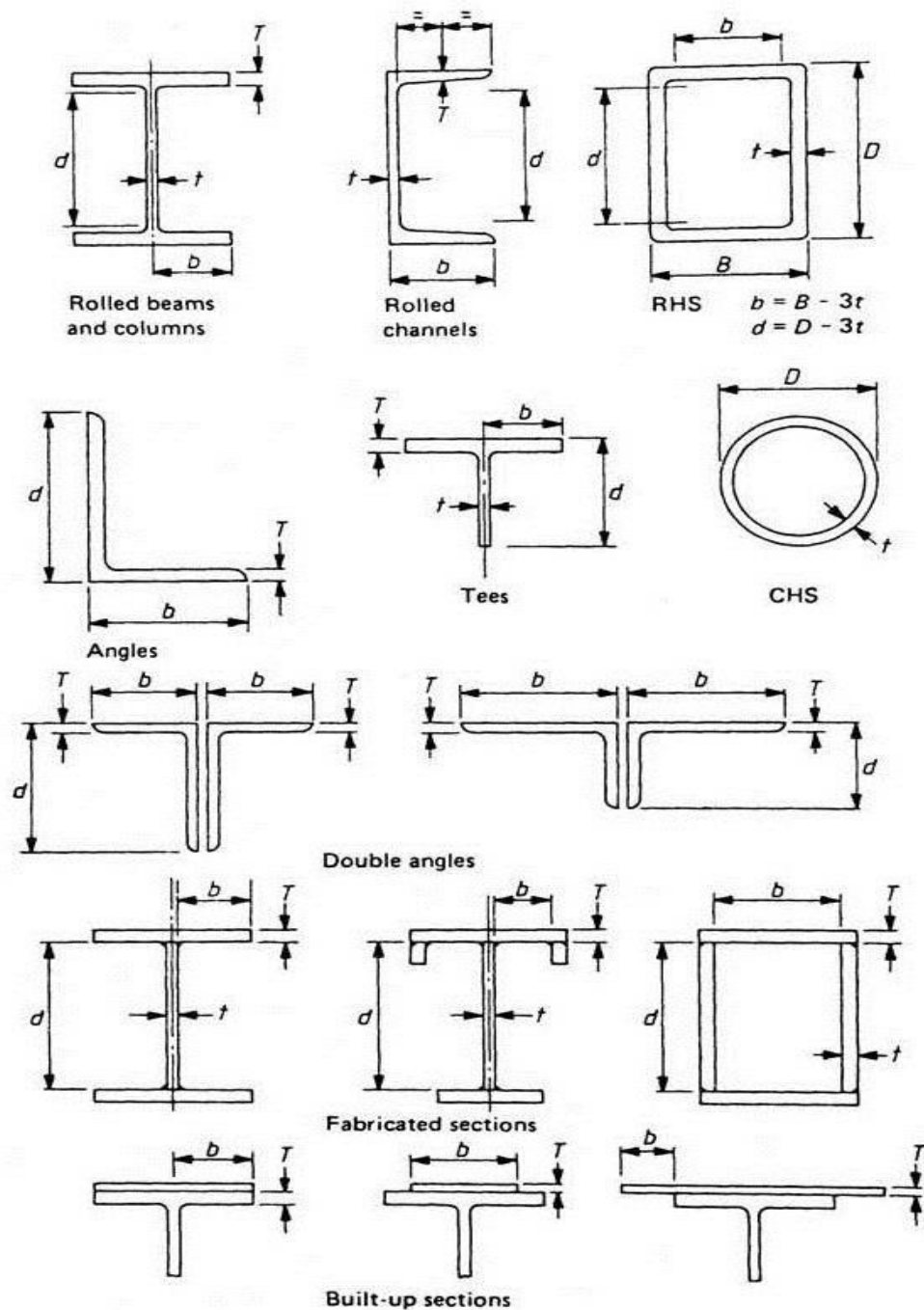


Εικόνα 1.8 – Burj Dubai

1.2. Χαλύβδινες Διατομές

Οι διατομές που χρησιμοποιούνται στις μεταλλικές κατασκευές παρουσιάζουν μεγάλη ποικιλία σχημάτων. Η επιλογή της κατάλληλης διατομής για ένα συγκεκριμένο δομικό στοιχείο γίνεται ανάλογα με το είδος της καταπόνησης, τις λειτουργικές ανάγκες, τις απαιτήσεις των συνδέσεων, κλπ.

Με κριτήριο τον τρόπο παραγωγής τους, οι χαλύβδινες διατομές διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες. Τις ελατές (rolled sections) και τις συγκολλητές (welded sections).



Σχήμα 1.1 – Ελατές και συγκολλητές χαλύβδινες διατομές

1.2.1 Ελατές Διατομές

Οι συνηθέστερες ελατές διατομές είναι τα διπλά ταυ I. Αυτά κατατάσσονται σε δύο βασικές ομάδες. Στα διπλά ταυ στα οποία η ροπή αδρανείας I_z είναι μικρή σε σχέση με την I_y (υψίκορμα διπλά ταυ, σειρές INP και IPE) και για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται κυρίως σε καμπτόμενα στοιχεία και στα διπλά ταυ με ροπή αδρανείας I_z αυξημένη (πλατύπελμα διπλά ταυ, σειρές HEA, HEAA, HEB, HEM), τα οποία χρησιμοποιούνται ως υποστυλώματα ή δοκοί όταν για αρχιτεκτονικούς λόγους πρέπει να έχουν ελαχιστοποιημένο ύψος ή σε στοιχεία με σημαντικές τιμές καμπτικής ροπής και στους δύο άξονές τους. Οι διατομές τύπου I και H είναι οι πιο διαδεδομένες στις μεταλλικές κατασκευές διότι παρουσιάζουν την βέλτιστη δυνατή συμπεριφορά έναντι της κάμψης. Εκτός από τα διπλά T, παράγονται επίσης διατομές απλών T που διακρίνονται επίσης σε υψίκορμες και πλατύπελμες και χρησιμοποιούνται συχνά ως άνω και κάτω πέλματα σε δικτυωτά ζευκτά.

Μία άλλη συνηθισμένη μορφή ελατών διατομών είναι η μορφή U, η οποία χρησιμοποιείται συνήθως σε δευτερεύοντα μέλη. Αυτές οι διατομές ανήκουν σε δύο σειρές, την UNP με κεκλιμένα πέλματα και την UAP με παράλληλα πέλματα. Επίσης, συχνά χρησιμοποιούνται και τα γωνιακά L που παραλαμβάνουν μόνο αξονική δύναμη και διακρίνονται σε ισοσκελή και ανισοσκελή.

Εκτός των προηγούμενων διατομών, στις μεταλλικές κατασκευές χρησιμοποιούνται και οι κοιλοδοκοί (hollow sections). Είναι διαφόρων σχημάτων με πλέον συνηθέστερες τις τετραγωνικές (SHS), τις ορθογωνικές (RHS) και τις κυκλικές (CHS) κοίλες διατομές. Αυτού του τύπου οι διατομές έχουν εξαιρετική ικανότητα να παραλαμβάνουν θλιπτικές και καμπτικές στρεπτικές καταπονήσεις.

1.2.2 Συγκολλητές Διατομές

Χρησιμοποιούνται όταν δε διατίθεται στην αγορά ελατή διατομή με τις επιθυμητές ιδιότητες. Παράγονται είτε με συγκόλληση επιμέρους τμημάτων ελατών διατομών, είτε με συγκόλληση χαλύβδινων ελασμάτων. Με τον τρόπο αυτό παράγονται διατομές βαρέως τύπου μεγαλύτερες από τη μέγιστη ελατή διατομή και διατομές μεταβαλλόμενες κατά το μήκος του χαλύβδινου δομικού στοιχείου. Είναι συνήθως τύπου I και μορφώνονται ανάλογα με τις απαιτήσεις της φόρτισης. Προορίζονται να αναλάβουν μεγάλα φορτία, τα οποία, λόγω των μεγάλων ανοιγμάτων της κατασκευής, δημιουργούν μεγάλες καμπτικές ροπές τις οποίες δεν μπορούν να αναλάβουν οι μέγιστες ελατές διατομές. Οι διαστάσεις τους επιλέγονται έτσι ώστε ο λόγος της αντοχής τους ως προς το βάρος τους να έχει την μεγαλύτερη δυνατή τιμή. Πολύ συχνά, συγκολλώντας ελάσματα στα πέλματα διπλών T μπορεί να ενισχυθεί η διατομή της δοκού μόνο σε όσο μήκος του μέλους απαιτείται, αποφεύγοντας έτσι τη χρησιμοποίηση βαρύτερης διατομής σε όλο το μήκος της δοκού.

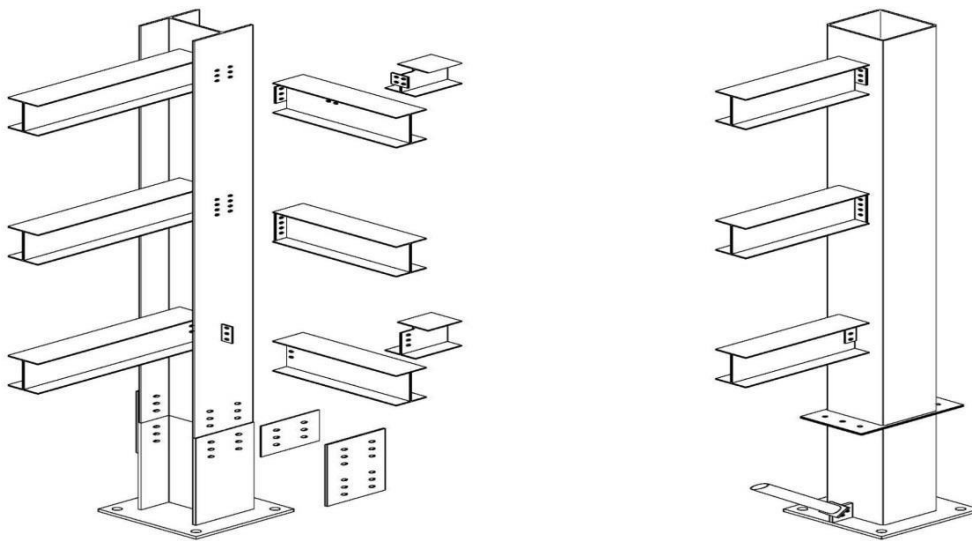


Εικόνα 1.9 – Κυψελωτή δοκός

Τέλος, μία άλλη περίπτωση συγκολλητής διατομής είναι όταν μία δοκός διατομής I κόβεται με μηχανικό τρόπο κατά μήκος προκαθορισμένης γραμμής. Στη συνέχεια, τα δύο επιμέρους τμήματα συγκολλούνται με τρόπο ώστε να προκύψει κυψελωτή δοκός η οποία διαθέτει πολύ μεγαλύτερο στατικό ύψος από τη μητρική δοκό.

1.3. Κόμβοι, Συνδέσεις

Οι συνδέσεις ή κόμβοι χρησιμοποιούνται για τη μεταφορά των εσωτερικών δυνάμεων από το ένα δομικό στοιχείο στο άλλο, όπως και για την αποκατάσταση της συνέχειας των στοιχείων αυτών. Παρόλο που θεωρείται πως οι συνδέσεις και οι κόμβοι έχουν την ίδια σημασία, σύμφωνα με τον EC3-1-8 είναι δύο διαφορετικές έννοιες. Η σύνδεση ορίζεται ως το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Περιλαμβάνει τους κοχλίες, τους ήλους, τις συγκολλήσεις, κλπ. όπως επίσης και τις πρόσθετες λεπίδες που ενδέχεται να χρησιμοποιηθούν. Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που παραλαμβάνει, η σύνδεση διακρίνεται σε απλή σύνδεση και σύνδεση ροπής. Ο κόμβος αποτελεί ολόκληρη την περιοχή στην οποία τα δομικά στοιχεία συνδέονται και περιλαμβάνει και τη ζώνη αλληλεπίδρασης μεταξύ των συνδεόμενων μελών. Η λειτουργία του κόμβου εξαρτάται από τα στοιχεία και τον τρόπο της σύνδεσης.

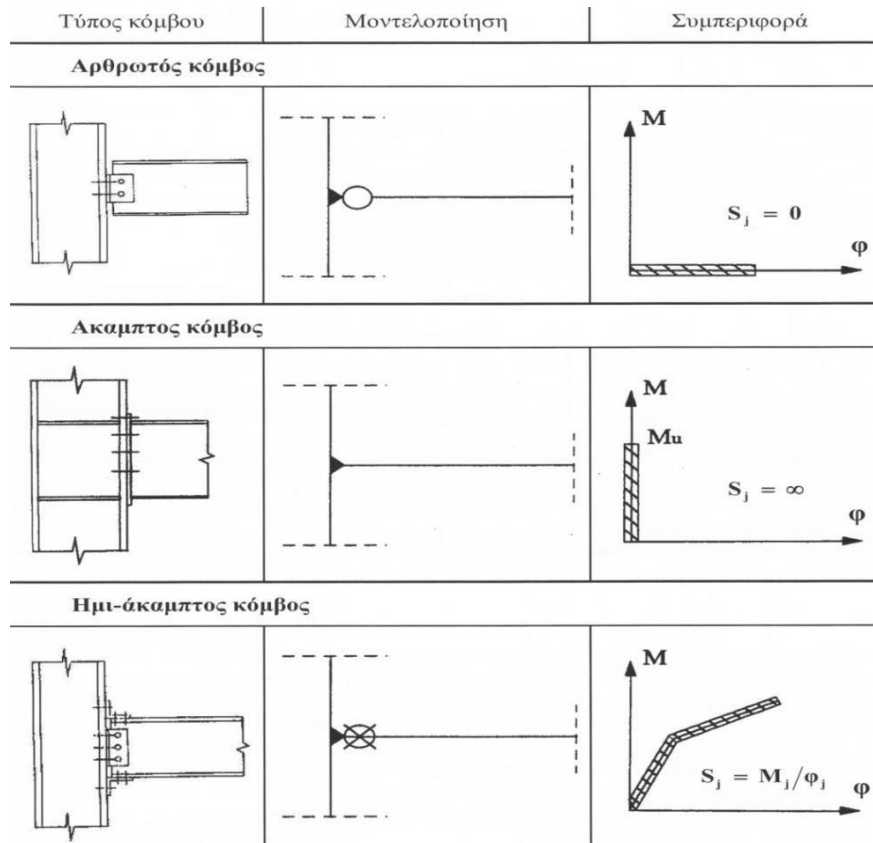


Σχήμα 1.2 – Τύποι Συνδέσεων

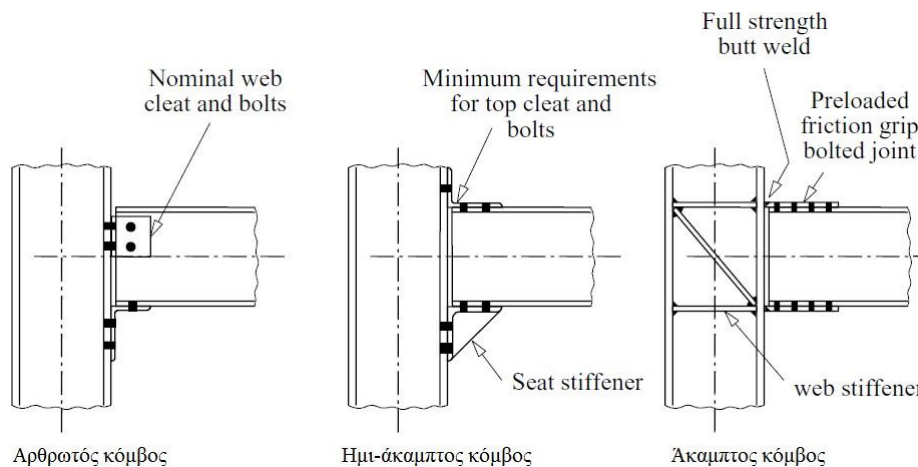
1.3.1 Προσομοίωση της Δομικής Συμπεριφοράς των Κόμβων

Η συμπεριφορά των κόμβων επηρεάζει έντονα τη συνολική απόκριση των πλαισίων και γι' αυτό το λόγο πρέπει να συμπεριλαμβάνεται στην καθολική ανάλυση και στο σχεδιασμό τους.

Στους κόμβους τίθενται στα δομικά στοιχεία που συντρέχουν σε αυτούς οι κατάλληλοι δεσμοί, προκειμένου το σύστημα να αποκτήσει την απαιτούμενη εσωτερική και εξωτερική ισορροπία και ευστάθεια. Με τους δεσμούς αυτούς είναι δυνατόν να εμποδίζονται τόσο οι μετατοπίσεις όσο και οι στροφές του στοιχείου.



Σχήμα 1.3 – Μοντελοποίηση και συμπεριφορά κόμβων



Σχήμα 1.4 – Τυπικές μορφές κόμβων

Ανάλογα με τους δεσμούς που εισάγονται για τον περιορισμό των στροφών, οι κόμβοι κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες:

- **Άκαμπτοι κόμβοι (Rigid Joints)**

Κόμβοι στους οποίους απαγορεύονται τελείως τόσο οι μετατοπίσεις όσο και οι στροφές. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να υπάρχουν στροφές των στοιχείων που συντρέχουν στον κόμβο, αλλά η σχετική στροφή του ενός στοιχείου έναντι του άλλου στην παραμορφωμένη κατάσταση είναι μηδενική.

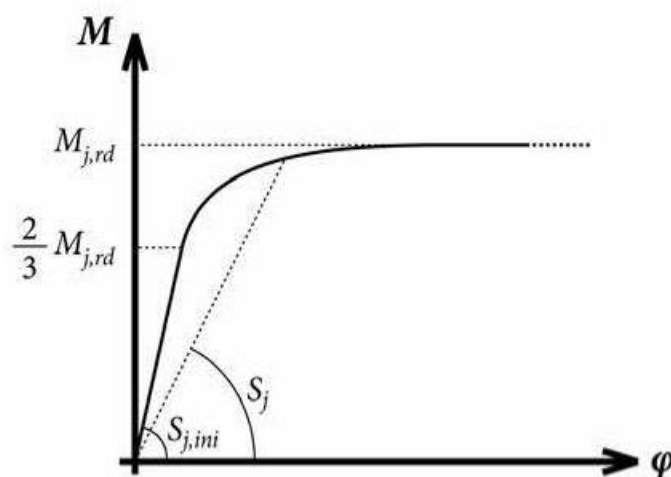
- **Αρθρωτοί κόμβοι (Pinned Joints)**

Κόμβοι στους οποίους απαγορεύονται μεν οι μετατοπίσεις, αλλά επιτρέπονται οι στροφές, δηλαδή το συνδεόμενο στοιχείο είναι τελείως ελεύθερο σε στροφές.

- **Ημι-άκαμπτοι κόμβοι (Semi-Rigid Joints)**

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι κόμβοι που βρίσκονται μεταξύ των δύο προηγούμενων κατηγοριών, δηλαδή είναι οι κόμβοι που διαθέτουν μια προκαθορισμένη στροφική ικανότητα και είναι δυνατόν να δημιουργηθεί μια μικρή στροφή.

Η συμπεριφορά ενός κόμβου είναι δυνατόν να παρασταθεί γραφικά από ένα διάγραμμα στο οποίο απεικονίζεται η μεταβολή της αναλαμβανόμενης από τον κόμβο ροπής M_j έναντι της αντίστοιχης στροφής φ_j του κόμβου εξαιτίας αυτής. Τα διαγράμματα αυτά, με την ονομασία διαγράμματα ροπής - στροφής, είναι πολύ χρήσιμα δεδομένου ότι παρέχουν τη δυνατότητα εκτίμησης των μεγεθών εκείνων που χαρακτηρίζουν τη συμπεριφορά του κόμβου.



Σχήμα 1.5 – Διάγραμμα Ροπής – Στροφής Ευρωκώδικα 3

Το πλέον χαρακτηριστικό μέγεθος που καθορίζει τη συμπεριφορά του κόμβου, είναι η **στροφική ακαμψία S_j** , η οποία ορίζεται ως ο λόγος της αναλαμβανόμενης από τον κόμβο ροπής M_j προς την αντιστοιχούσα σ' αυτή στροφή φ_j . Με βάση τον ορισμό αυτόν η στροφική ακαμψία είναι η κλίση του διαγράμματος ροπής - στροφής, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.3. Είναι φανερό ότι όταν η στροφική ακαμψία

απειρίζεται, ο κόμβος ανήκει στην κατηγορία των άκαμπτων κόμβων, εφόσον η στροφή του κόμβου θα είναι μηδενική. Στην περίπτωση μηδενικής στροφικής ακαμψίας, δεν υπάρχει κανένας περιορισμός για τη στροφή και ο κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των αρθρωτών. Για ενδιάμεσες τιμές της στροφικής ακαμψίας ο κόμβος ανήκει στους ημιάκαμπτους κόμβους. Στο Σχήμα 1.3 παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής-στροφής για τις τρεις κατηγορίες κόμβων. Στο διάγραμμα αρθρωτού κόμβου, στο οποίο η στροφική ακαμψία S_j είναι μηδενική, η αναλαμβανόμενη ροπή M_j παραμένει μηδενική παρά την αύξηση της στροφής. Αντίθετα, στο διάγραμμα του άκαμπτου κόμβου, με άπειρη στροφική ακαμψία, η αναλαμβανόμενη ροπή αυξάνει με τη στροφή να παραμένει πάντοτε μηδενική. Στον ημι-άκαμπτο κόμβο η ροπή μεταβάλλεται με τη στροφή, με το διάγραμμα ροπής - στροφής να παρουσιάζει δύο κλάδους, έναν για την ελαστική συμπεριφορά και έναν για την πλαστική.

Στην πράξη υπάρχουν διάφοροι τρόποι υλοποίησης των συνδέσεων των στοιχείων μιας κατασκευής, των οποίων βασικός στόχος είναι η εξασφάλιση των δεσμών που έχουν υποτεθεί κατά την κατάρτιση και ανάλυση του δομικού μοντέλου. Τυπικά παραδείγματα των τριών κατηγοριών κόμβων για κοχλιωτές συνδέσεις δοκού – υποστυλώματος διατομών τύπου I ή H παρουσιάζονται στο Σχήμα 1.4. Όπως παρατηρείται, ο αρθρωτός κόμβος επιτυγχάνεται με τη σύνδεση του κορμού της δοκού με το υποστύλωμα. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται ότι ο κόμβος δεν θα μεταφέρει ροπές, καθώς αυτές αναλαμβάνονται κυρίως από τα πέλματα της δοκού τα οποία είναι ασύνδετα. Η επιπλέον σύνδεση των πελμάτων εξασφαλίζει την μεταβίβαση των ροπών μέσω του κόμβου, οπότε ο συγκεκριμένος κόμβος κατατάσσεται στην κατηγορία των άκαμπτων ή ημι-άκαμπτων ανάλογα αν παρεμποδίζονται οι στροφές ή αν αναπτύσσεται μια μικρή ελεγχόμενη στροφή αντίστοιχα.

Στην πραγματικότητα κανένας κόμβος δεν έχει τη δυνατότητα πλήρους παρεμπόδισης ή πλήρους ελευθερίας των στροφών. Κατασκευαστικές ατέλειες, ολισθήσεις κοχλιών, τριβές και διάφοροι άλλοι λόγοι δεν επιτρέπουν στον κόμβο να συμπεριφερθεί σύμφωνα με τα θεωρητικά μοντέλα. Άλλωστε, οι έννοιες της μηδενικής ή της άπειρης στροφικής ακαμψίας είναι απολύτως θεωρητικές και δεν είναι δυνατόν να επιτευχθούν σε καμία περίπτωση στην πράξη. Από την άποψη αυτή λοιπόν κανένας κόμβος δεν θα έπρεπε να κατατάσσεται στις κατηγορίες των αρθρωτών ή των άκαμπτων κόμβων και κατά συνέπεια όλοι οι κόμβοι θα έπρεπε να ανήκουν στην κατηγορία των ημι-άκαμπτων. Ωστόσο, έχει επικρατήσει η διατήρηση της κατάταξης των κόμβων στις τρεις κατηγορίες με την παραδοχή ότι οι κατηγορίες των αρθρωτών και των άκαμπτων κόμβων είναι ονομαστικές. Με βάση τη θεώρηση αυτή, οι κόμβοι κατατάσσονται στις ακόλουθες κατηγορίες :

- **Άκαμπτοι Κόμβοι**

Κόμβοι οι οποίοι είναι δυνατόν να θεωρηθεί ότι διαθέτουν επαρκή στροφική ακαμψία ώστε να παρουσιάζουν πολύ μικρές στροφές και να δικαιολογούν ανάλυση με παραδοχή πλήρους συνέχειας.

- **Ονομαστικά Αρθρωτοί Κόμβοι (Nominally Pinned Joints)**

Κόμβοι οι οποίοι έχουν τη δυνατότητα να μεταφέρουν τα εντατικά μεγέθη, χωρίς να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές, οι οποίες μπορεί να επιδράσουν αρνητικά στα μέλη ή στο σύνολο της κατασκευής. Οι κόμβοι αυτοί πρέπει να έχουν μικρή στροφική ακαμψία ώστε να είναι σε θέση να εκδηλώσουν τις στροφές που προκύπτουν από την επενέργεια των φορτίων σχεδιασμού.

- **Ημι-άκαμπτοι Κόμβοι (Semi-rigid Joints)**

Κόμβοι που δεν ικανοποιούν τα κριτήρια των άκαμπτων ή των ονομαστικά αρθρωτών κόμβων και παρέχουν τη δυνατότητα προβλέψιμης αλληλεπίδρασης μεταξύ των μελών, με βάση τις σχέσεις σχεδιασμού ροπής – στροφής. Οι κόμβοι αυτοί πρέπει να μπορούν να μεταφέρουν τις εντάσεις.

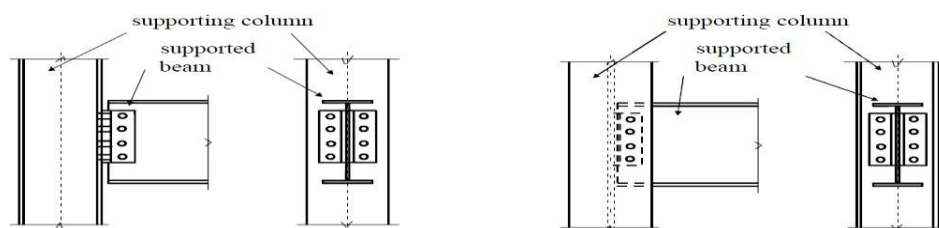
1.3.2 Απλές Συνδέσεις

Ως απλές συνδέσεις ορίζονται εκείνες οι οποίες μεταβιβάζουν μόνο διάτμηση στην άκρη του μέλους, έχουν αμελητέα αντίσταση σε στροφή και δε μεταβιβάζουν σημαντικές ροπές σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας. Ο ορισμός αυτός αντιστοιχεί στο σχεδιασμό μιας κατασκευής όπου οι δοκοί σχεδιάζονται ως αμφιαρθρωτές, τα υποστυλώματα σχεδιάζονται για αξονική φόρτιση και εμφανίζονται μικρές ροπές λόγω εκκεντρότητας αντιδράσεων από στηριζόμενες δοκούς. Στην πράξη οι απλές συνδέσεις οι οποίες συνήθως χαρακτηρίζονται και ως αρθρώσεις, έχουν κάποιο βαθμό παγιότητας ο οποίος παρόλο που δεν συμπεριλαμβάνεται στην εκτίμηση του σχεδιασμού, είναι συχνά επαρκής για να επιτρέψει την ανέγερση της κατασκευής χωρίς να χρειάζεται προσωρινή υποστήριξη.

Οι απλές συνδέσεις πρέπει οπωσδήποτε να επιτρέπουν επαρκή στροφή στο άκρο της δοκού ως εάν αυτές ήταν αρθρώσεις και είχαν απόσταση από το συνδεόμενο μέλος ώστε να επιτρέπεται η σχετική περιστροφή. Επιπρόσθετα, η δυνατότητα αυτής της περιστροφής δεν πρέπει να επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα της σύνδεσης.

1.3.2.1 Διπλά Γωνιακά Ελάσματα στον Κορμό

Στα Σχήματα 1.6 και 1.7 παρουσιάζονται τυπικές συνδέσεις με κοχλιωτά διπλά γωνιακά ελάσματα στον πρωτεύοντα και δευτερεύοντα άξονα ενός στύλου αντίστοιχα. Αυτοί οι τύποι των συνδέσεων χρησιμοποιούνται συχνά λόγω της ευκολίας τους να παρέχουν ρυθμίσεις σε κοχλίες με απόσταση οπών ανά 2 mm, όσον αφορά τη δευτερεύουσα θέση. Συνήθως τα ελάσματα χρησιμοποιούνται κατά ζεύγη. Για τον τύπο αυτών των συνδέσεων οποιαδήποτε ανάλυση είναι κατάλληλη.



Σχήμα 1.6 – Τυπικές συνδέσεις μέσω ελασμάτων κατά τον ισχυρό και ασθενή άξονα.

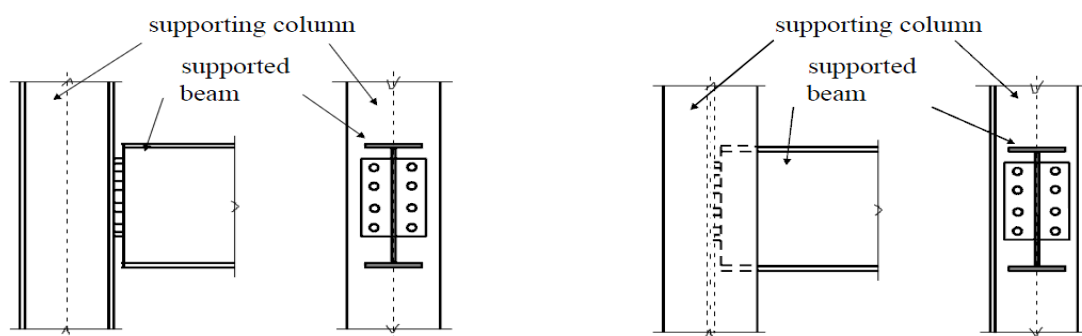
Η στροφική ικανότητα αυτής της σύνδεσης ελέγχεται κυρίως από την ικανότητα παραμόρφωσης των γωνιακών και την ολίσθηση μεταξύ των συνδεδεμένων τμημάτων. Οι περισσότερες από τις στροφές των συνδέσεων προέρχονται από την παραμόρφωση των γωνιακών όταν η παραμόρφωση των ελασμάτων δυσκαμψίας είναι πολύ μικρή. Για την ελάττωση της στροφικής αντίστασης (και την αύξηση της στροφικής ικανότητας) το πάχος των γωνιακών πρέπει να διατηρείται σε χαμηλό επίπεδο και οι αποστάσεις των κοχλιών μεταξύ τους θα πρέπει να είναι τόσο μεγάλες, όσο είναι πρακτικά δυνατόν.

1.3.2.2 Σύνδεση Μέσω Ενός Γωνιακού

Ο τύπος αυτός χρησιμοποιείται μόνον για μικρές συνδέσεις ή μόνον όταν δεν υπάρχει πρόσβαση παρά μόνον στη μια πλευρά του κορμού. Η μορφή αυτής της σύνδεσης δεν είναι επιθυμητή διότι κατά την κατασκευή όλο το συνδεδεμένο σύστημα έχει την τάση να περιστραφεί. Σημειώνεται επίσης ότι πρέπει να λαμβάνεται ειδική μέριμνα όταν υπάρχει έντονος εφελκυσμός. Οι κοχλίες σύνδεσης πρέπει να ελέγχονται για τη ροπή που παράγεται από την ακραία διατμητική δύναμη πολλαπλασιασμένη επί την απόσταση μεταξύ κοχλιών και κέντρου της δοκού.

1.3.2.3 Εύκαμπτες Ακραίες Πλάκες

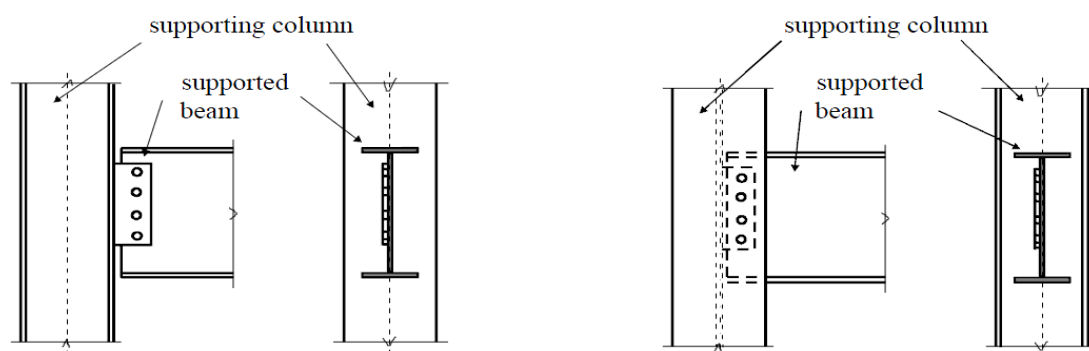
Στο Σχήμα 1.7 παρουσιάζονται τυπικές συνδέσεις μέσω εύκαμπτων ακραίων πλακών περί τους πρωτεύοντες και δευτερεύοντες άξονες ενός υποστυλώματος. Αυτές οι συνδέσεις αποτελούνται από μονές πλάκες με εξωραφή με το άκρο της δοκού και με πλευρικούς κοχλίες για στηρίζον υποστύλωμα ή δοκό. Αυτή η σύνδεση είναι μεν σχετικά φθηνότερη, αλλά έχει το μειονέκτημα ότι δεν υπάρχει χώρος για πλευρική ρύθμιση. Η ακραία πλάκα εκτείνεται συχνά σε ολόκληρο το ύψος της δοκού, αλλά δεν υφίσταται ανάγκη να συγκολληθεί η ακραία πλάκα με τα πέλματα της δοκού. Μερικές φορές η ακραία πλάκα είναι συγκολλημένη στα πέλματα της δοκού ώστε να βελτιωθεί η σταθερότητα του πλαισίου κατά τη διάρκεια της ανέγερσης και να αποφευχθεί η ανάγκη για προσωρινούς συνδέσμους. Αυτός ο τύπος της σύνδεσης αντλεί την ευκαμψία του από τη χρήση σχετικά λεπτών ακραίων πλακών συνδυσμένων με μεγάλες αποστάσεις μεταξύ των κοχλιών.



Σχήμα 1.7 – Τυπικές συνδέσεις μέσω εύκαμπτης πλάκας κατά τον ισχυρό και ασθενή άξονα.

1.3.2.4 Πλευρικές Λεπίδες Κορμού

Αυτός ο τύπος συνδέσεων που χρησιμοποιείται αρχικά για να μεταβιβάσει τις ακραίες αντιδράσεις της δοκού, είναι οικονομικός για την κατασκευή και απλός κατά την ανέγερση. Καθώς υπάρχει απόσταση μεταξύ των άκρων της υποστηριζόμενης δοκού και της στηρίζουσας δοκού ή υποστυλώματος, η υλοποίησή της γίνεται εύκολα. Στο Σχήμα 1.8 παρουσιάζεται μια τυπική σύνδεση κοχλιωμένης πλευρικής λεπίδας κορμού αντιστοίχως με τους πρωτεύοντες και δευτερεύοντες άξονες ενός υποστυλώματος. Αυτές οι συνδέσεις αποτελούνται από απλές πλάκες με εκ των προτέρων ανοιγμένες οπές, οι οποίες συγκολλούνται από το εργοστάσιο στο πέλμα ή στον κορμό του στηρίζοντος υποστυλώματος. Στις συνδέσεις πλευρικών λεπίδων κορμών, η στρωφική ικανότητα προέρχεται από την παραμόρφωση των κοχλιών σε διάτμηση, από την παραμόρφωση των οπών των κοχλιών σε κάμψη και από την εκτός επιπέδου κάμψη της πλευρικής λεπίδας του κορμού.



Σχήμα 1.8 – Τυπικές συνδέσεις μέσω πλευρικής λεπίδας κορμού κατά τον ισχυρό και ασθενή άξονα.

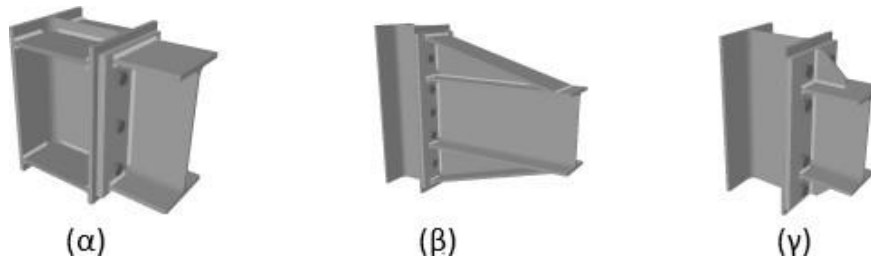
1.3.3 Συνδέσεις Ροπής

Είναι οι συνδέσεις που παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές. Παραδείγματα αποτελούν οι πλαισιακές συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων, οι οποίες μεταφέρουν μέσω πλαισιακής λειτουργίας την τέμνουσα και τη ροπή της δοκού στο υποστυλωμα. Έχουν μελετηθεί ερευνητικά αρκετοί τρόποι μόρφωσης για την επίτευξη της μεταφοράς των ροπών στους κόμβους δοκών - υποστυλωμάτων. Συγκολλήσεις εσωραφών και εξωραφών, κοχλιώσεις και ηλώσεις μπορούν να χρησιμοποιηθούν ανεξάρτητα είτε σε συνδυασμό μεταξύ τους. Καθώς οι αμιγώς κοχλιωτές ή ηλωτές συνδέσεις τείνουν να είναι μεγάλες και αντιοικονομικές, οι πλήρως συγκολλητές ή οι συνδυασμοί συγκόλλησης και κοχλίωσης είναι οι συνήθως χρησιμοποιούμενες.

1.3.3.1 Συνδέσεις Εκτεταμένης Μετωπικής Λεπίδας

Οι συνδέσεις με εκτεταμένη μετωπική λεπίδα (η μετωπική λεπίδα θεωρείται εκτεταμένη όταν ξεπερνά το ύψος της δοκού) είναι οι πλέον διαδεδομένες και ευρέως χρησιμοποιούμενες εξαιτίας της αξιοπιστίας και της ευκολίας κατασκευής τους (Σχήμα 1.9). Πλήθος ερευνών, που πραγματοποιήθηκαν σε ολόκληρο τον κόσμο, κατέδειξαν την σταθερά μεγάλη πλαστική στρωφική ικανότητα τους αλλά και τις πιθανές μορφές αστοχίας τους (Σχήμα 1.10). Είναι γνωστό λοιπόν, σήμερα, ότι η μετωπική λεπίδα, οι κοχλίες και οι συγκολλήσεις θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να μην προκύπτει σε αυτά διαρροή, ενώ θα πρέπει να διαστασιολογούνται ώστε

η διαρροή να προκύπτει είτε από το συνδυασμό κάμψης της δοκού και διαρροής της περιοχής του υποστύλωματος που συμμετέχει στη λειτουργία του κόμβου (panel zone), είτε από την κάμψη της δοκού αποκλειστικά. Για την επίτευξη του σκοπού αυτού μάλιστα, πολλοί τύποι ενισχύσεων έχουν ερευνηθεί και υιοθετηθεί από τους κανονισμούς. Σκοπός των ενισχύσεων αυτών, είναι η αύξηση της αντοχής του κόμβου και η μεταφορά της πλαστικής άρθρωσης προς το εσωτερικό της δοκού. Έτσι, λεπίδες κορμού και συνέχειας για το υποστύλωμα καθώς και ενισχύσεις (haunches ή ribs) δύνανται να χρησιμοποιηθούν για το σκοπό αυτό (Σχήματα 1.9β & Σχήμα 1.9γ).



Σχήμα 1.9 – Συνδέσεις εκτεταμένης μετωπικής λεπίδας

Ο λόγος της αντοχής της μετωπικής λεπίδας (ή του πέλματος του υποστύλωματος) προς την αντοχή των κοχλιών καθορίζει τη μορφή αστοχίας. Ο Ευρωκώδικας 3 ορίζει τρεις διαφορετικές μορφές αστοχίας:

- **1η Μορφή**

Η μετωπική λεπίδα ή το πέλμα του υποστύλωματος υφίσταται διαρροή (εμφάνιση τεσσάρων πλαστικών αρθρώσεων στο ισοδύναμο βραχύ T – εκατέρωθεν της συγκόλλησης και στις γραμμές των σειρών των κοχλιών). Αυτό συμβαίνει στην περίπτωση όπου οι κοχλίες έχουν μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με τα υπόλοιπα στοιχεία της σύνδεσης, δηλαδή τη μετωπική λεπίδα και το πέλμα του υποστύλωματος.

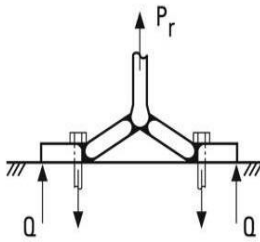
- **2η Μορφή**

Η αστοχία των κοχλιών εμφανίζεται μετά από μερική διαρροή της μετωπικής λεπίδας ή του πέλματος του υποστύλωματος (συνολικά 2 πλαστικές αρθρώσεις στο ισοδύναμο βραχύ Tα - εκατέρωθεν της συγκόλλησης). Αυτή η μορφή αστοχίας συμβαίνει στην περίπτωση όπου οι κοχλίες έχουν μικρότερη αντοχή σε σχέση με τη μετωπική λεπίδα ή το πέλμα του υποστύλωματος.

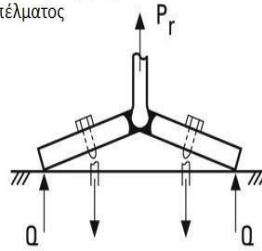
- **3η Μορφή**

Εμφανίζεται αστοχία των κοχλιών χωρίς καμία διαρροή της μετωπικής λεπίδας ή του πέλματος του υποστύλωματος. Είναι προφανές πως τέτοια μορφή αστοχίας συμβαίνει όταν η αντοχή των κοχλιών είναι κατά πολύ μικρότερη της αντοχής της μετωπικής λεπίδας και του πέλματος του υποστύλωματος.

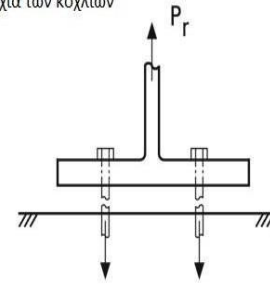
1η Μορφή Αστοχίας:
Πλήρης διαρροή του
πέλματος



2η Μορφή Αστοχίας:
Αστοχία των κοχλιών με
ταυτόχρονη διαρροή
του πέλματος



3η Μορφή Αστοχίας:
Αστοχία των κοχλιών



Σχήμα 1.10 – Πιθανές μορφές αστοχίας κοχλιωτών συνδέσεων

Η ικανότητα παραμόρφωσης της σύνδεσης είναι σαφώς μεγαλύτερη όταν η αστοχία οφείλεται σε διαρροή της λεπίδας λόγω κάμψης παρά από αστοχία των κοχλιών. Κατά συνέπεια, η 1η Μορφή αστοχίας μπορεί να χαρακτηριστεί όλκιμη ενώ η 3η Μορφή αστοχίας χαρακτηρίζεται ψαθυρή (χωρίς στροφική ικανότητα).

Η διαδικασία σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 αποτρέπει την εμφάνιση της 3ης Μορφής αστοχίας και αυτό διότι δεν ικανοποιούνται οι απαιτήσεις για επαρκή στροφική ικανότητα της σύνδεσης. Ωστόσο, εάν ο κόμβος σχεδιαστεί για ροπή σχεδιασμού μεγαλύτερη από το της ροπής αντοχής της συνδεόμενης δοκού, η απαιτούμενη στροφική ικανότητα μπορεί να θεωρηθεί ότι θα προκύψει από την εμφάνιση της πλαστικής άρθρωσης στη δοκό.

Η στροφική ικανότητα του κόμβου εξαρτάται από την ικανότητα παραμόρφωσης της μετωπικής λεπίδας καθώς και του πέλματος του υποστυλώματος. Στην περίπτωση όπου το πέγμα του υποστυλώματος έχει μικρό πάχος, θα παραμορφωθεί ώστε να εξασφαλιστεί η απαιτούμενη στροφική ικανότητα.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι μερικές ακόμη μορφές αστοχίας αποτελούν η ψαθυρή θραύση της συγκόλλησης της δοκού στη μετωπική λεπίδα και η εμφάνιση φαινομένων στρέβλωσης και λυγισμού του κορμού του υποστυλώματος στην περιοχή της σύνδεσης.

Στην περίπτωση μεγάλου πάχους του πέλματος του υποστυλώματος και της μετωπικής λεπίδας σε σχέση με την αντοχή των κοχλιών (Σχήμα 1.11α) ισχύουν τα ακόλουθα:

- ελαστική κατανομή των δυνάμεων στους κοχλίες
- καμία στροφική ικανότητα
- $M_{j,Rd} > 1.2M_{pl,d,beam}$, οπότε η στροφική ικανότητα προέρχεται από τη διατομή της δοκού (πλαστική άρθρωση)

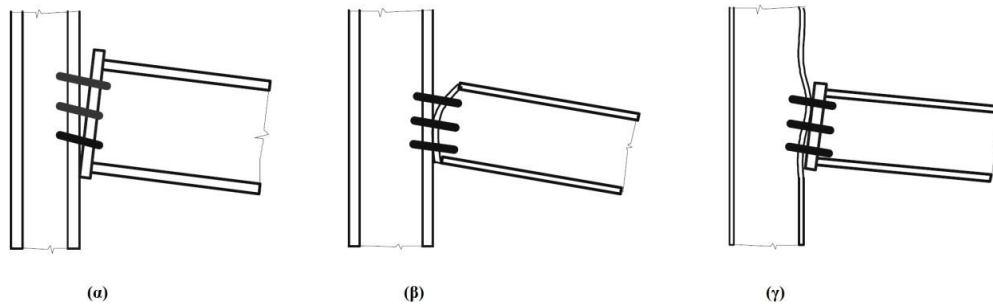
Βέβαια, όταν η μετωπική λεπίδα είναι μικρού πάχους και το πέγμα του υποστυλώματος έχει μεγάλο πάχος σε σχέση με την αντοχή των κοχλιών (Σχήμα 1.11β) η σύνδεση συμπεριφέρεται διαφορετικά και ισχύουν τα εξής:

- πλαστική κατανομή των δυνάμεων στους κοχλίες

- η φέρουσα ικανότητα σε ροπή καθορίζεται από τη μετωπική λεπίδα
- η στρωφική ικανότητα προέρχεται από τη μετωπική λεπίδα

Τέλος, όταν η μετωπική λεπίδα είναι μεγάλου πάχους και το πέλμα του υποστυλώματος είναι μικρού πάχους σε σχέση με την αντοχή των κοχλιών (Σχήμα 1.11γ), για τη σύνδεση έχουμε:

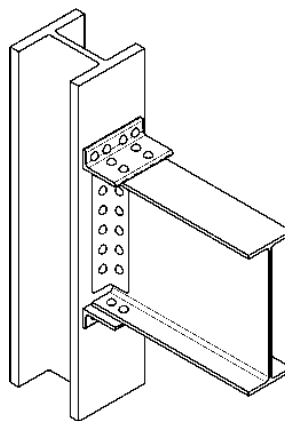
- πλαστική κατανομή των δυνάμεων στους κοχλίες
- η αντοχή σε κάμψη καθορίζεται από το πέλμα του υποστυλώματος
- η στρωφική ικανότητα προέρχεται από το πέλμα του υποστυλώματος



Σχήμα 1.11 – Πιθανές μορφές αστοχίας κοχλιωτών συνδέσεων

1.3.3.2 Συνδέσεις Εκτεταμένης Μετωπικής Λεπίδας

Μια εναλλακτική μορφή των συνδέσεων με εκτεταμένη μετωπική λεπίδα είναι οι συνδέσεις με κοχλιωμένα γωνιακά στα πέλματα και στον κορμό της δοκού (Σχήμα 1.12). Σ' αυτού του είδους τις συνδέσεις, οι δυνάμεις που μπορούν να μεταφερθούν από τη δοκό στο υποστύλωμα είναι μικρότερες, επιδεικνύουν όμως εξίσου σημαντική στρωφική ακαμψία, αρκεί να εξασφαλιστεί η αποφυγή της αστοχίας των κοχλιών και των γωνιακών.



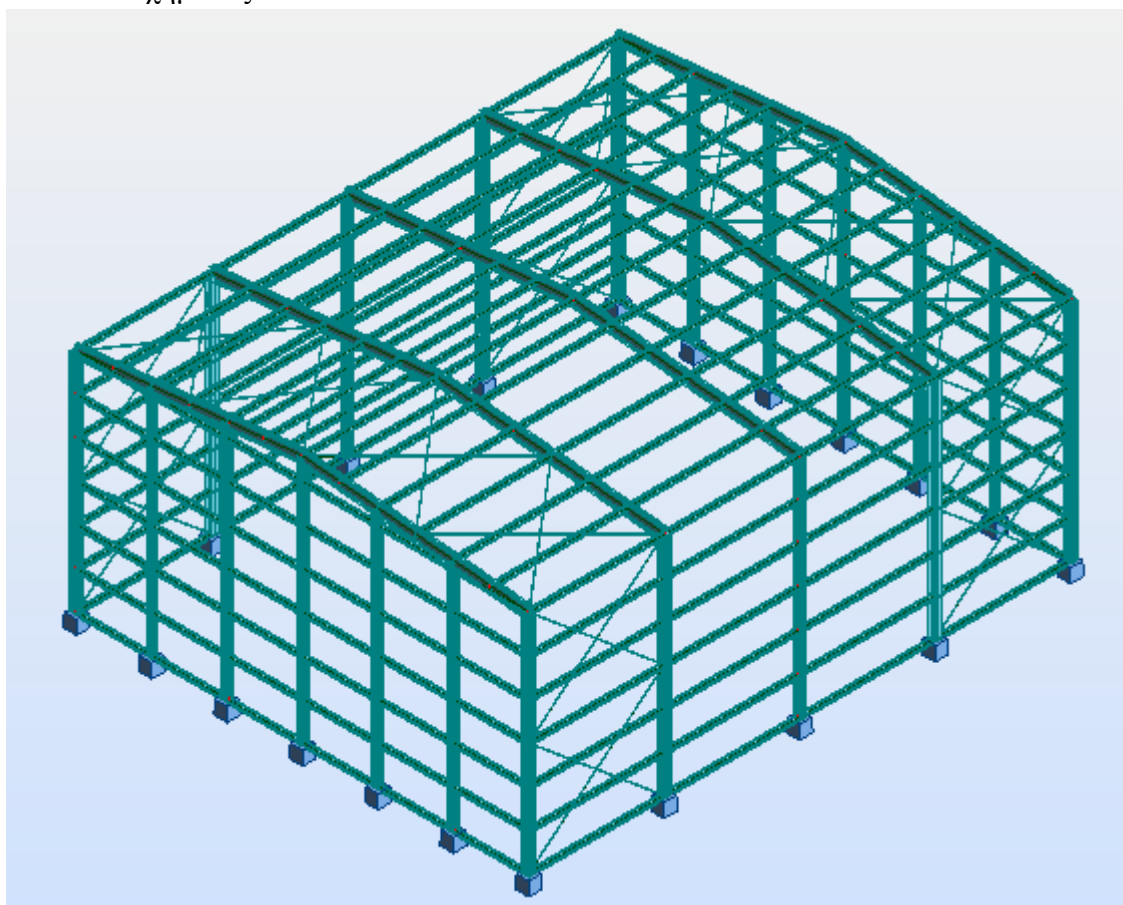
Σχήμα 1.12 – Σύνδεση με γωνιακά στα πέλματα και στον κορμό της δοκού

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2°

ΜΟΡΦΩΣΗ ΜΟΝΩΡΟΦΩΝ ΜΕ ΦΕΡΟΝΤΑ ΟΡΓΑΣΝΙΣΜΟ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

2.1 Γενικά

Σκοπός της εργασίας αυτής είναι να αποτελέσει βοήθημα για τη μελέτη συνηθισμένων μεταλλικών βιομηχανικών υπόστεγων για την κάλυψη, παρόμοιων με αυτό του σχήματος 2.1.



Σχήμα 2.1: Γενική άποψη μεταλλικού υπόστεγου με κύριους φορείς ενός ανοίγματος και δικλινή συμμετρική στέγη.

Το μεταλλικό υπόστεγο που θα εξεταστεί στην παρούσα εργασία, αποτελείται από:

- Πλαισιακούς φορείς ενός ανοίγματος εύρους L με:
 - ο ολόσωμο ζύγωμα ενιαίας διατομής,
 - ο στύλους ολόσωμης ενιαίας διατομής, ύψους h .
- Δίρριχτη συμμετρική στέγη κλίσης α μοιρών (περίπου 10°).
- Μηχανισμό μίας γερανογέφυρας.

Στο σχήμα φαίνονται τα βασικά στοιχεία ενός τυπικού υπόστεγου με μεταλλικό σκελετό. Διακρίνονται οι κύριοι φορείς που εδώ είναι επίπεδα πλαίσια που απέχουν μεταξύ τους σταθερή απόσταση a , οι τεγίδες που φέρουν την επικάλυψη, οι μηκίδες που φέρουν την πλαγιοκάλυψη, οι μετωπικοί στύλοι που στηρίζουν τις μηκίδες των δύο στενών όψεων, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας της στέγης και οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

2.2 Τύποι φορτίων, ροή δυνάμεων

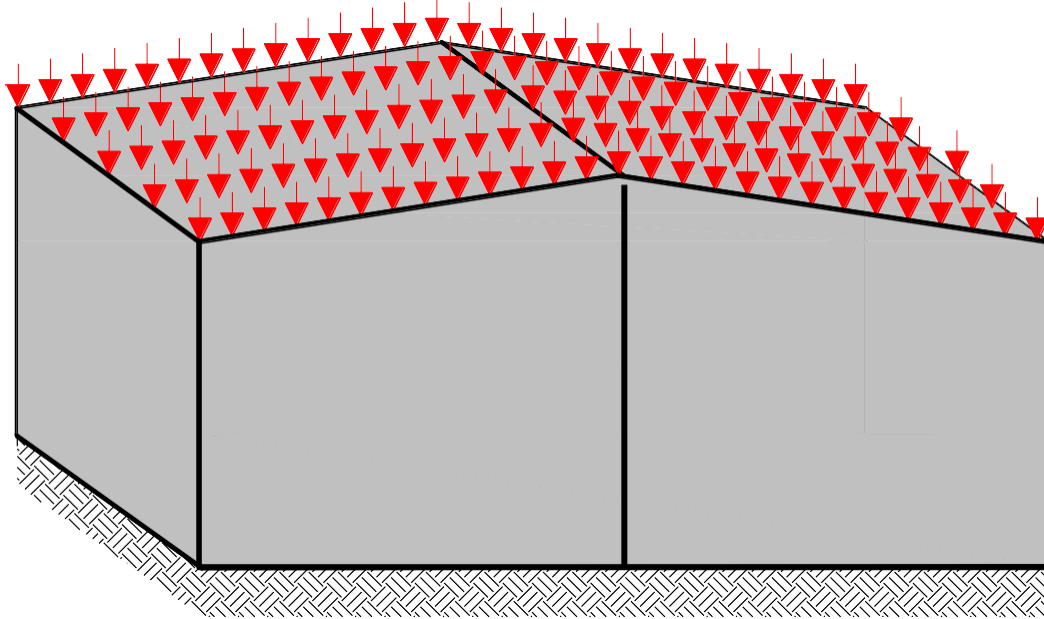
Τα φορτία που ασκούνται στον φέροντα οργανισμό του σχήματος 2.1 μπορούν να ταξινομηθούν σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με την διεύθυνση τους:

α. Κατακόρυφα

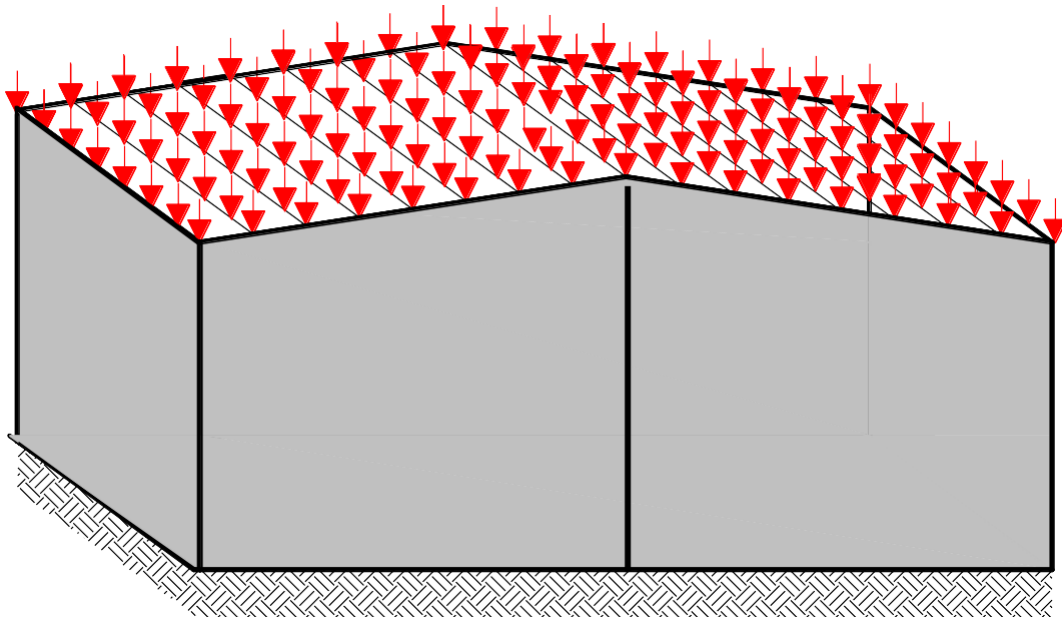
β. Οριζόντια παράλληλα στα πλαίσια (άνεμος, σεισμός)

γ. Οριζόντια κάθετα στα πλαίσια (άνεμος, σεισμός)

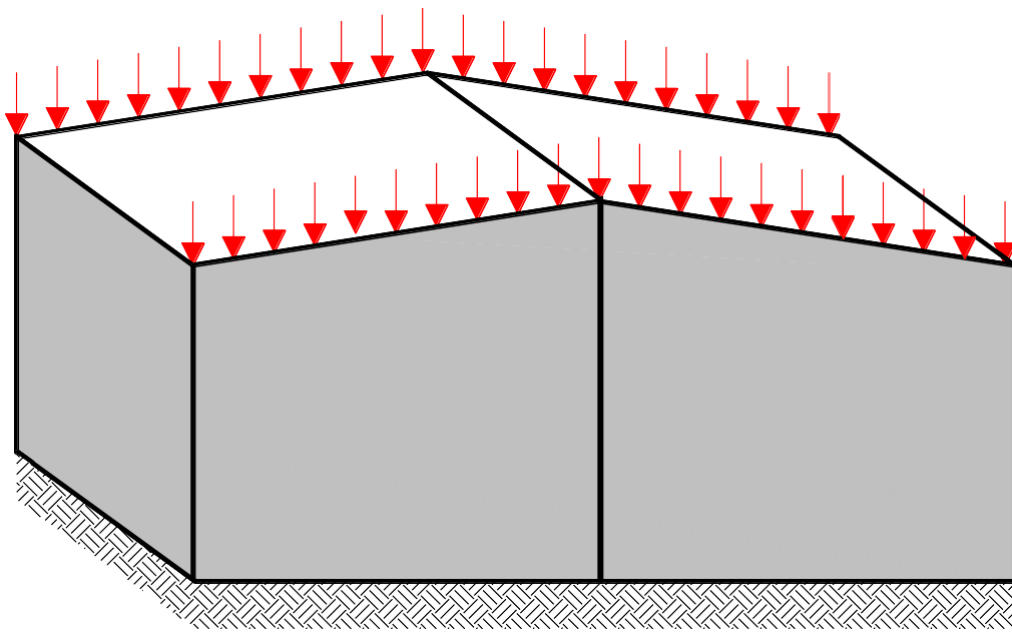
Η ροή δυνάμεων σε ένα μεταλλικό πλαίσιο στην περίπτωση κατακόρυφων φορτίων είναι η εξής: επικάλυψη → τεγίδες → κύριοι φορείς → θεμελίωση → έδαφος. Η ροή αυτή γίνεται πιο κατανοητή με τα σχήματα 2.3, 2.4, 2.5.



Σχήμα 2.2: Κατακόρυφα φορτία βαρύτητας (π.χ χιονιού) που ασκούνται στην επικάλυψη.

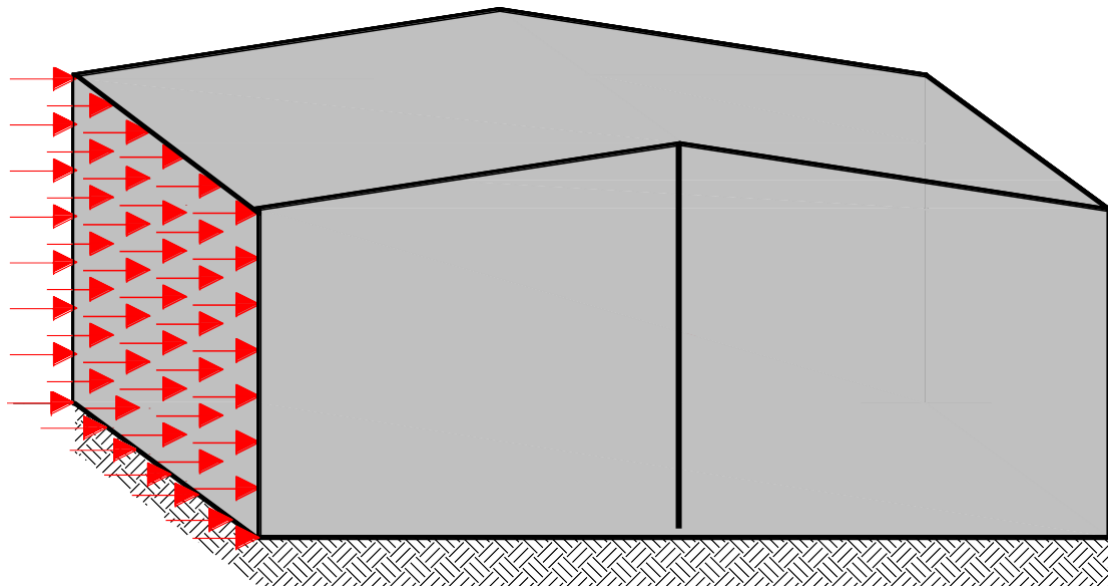


Σχήμα 2.3: Κατακόρυφα φορτία που μεταβιβάζονται από την επικάλυψη στις τεγίδες.

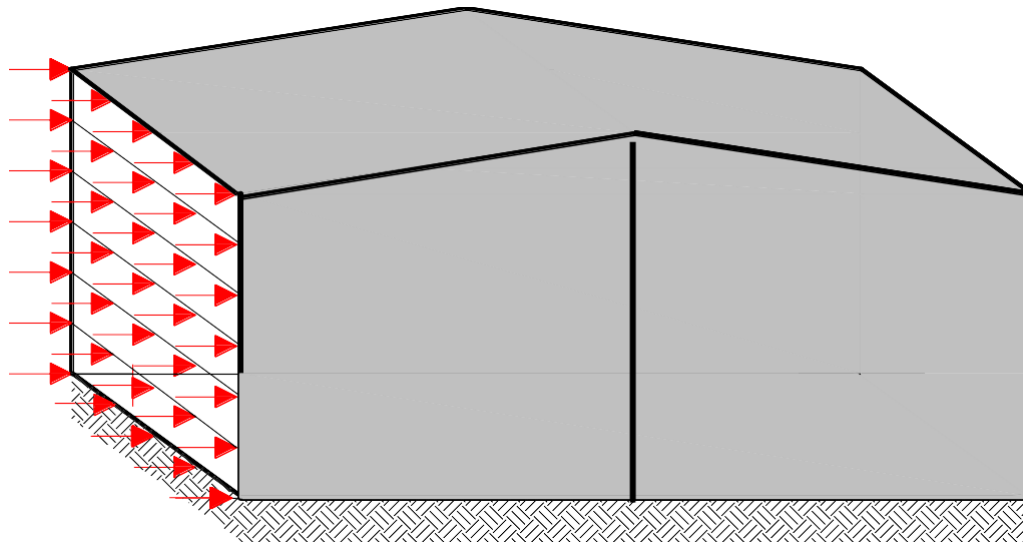


Σχήμα 2.4: Κατακόρυφα φορτία που μεταβιβάζονται από τις τεγίδες στους κύριους φορείς.

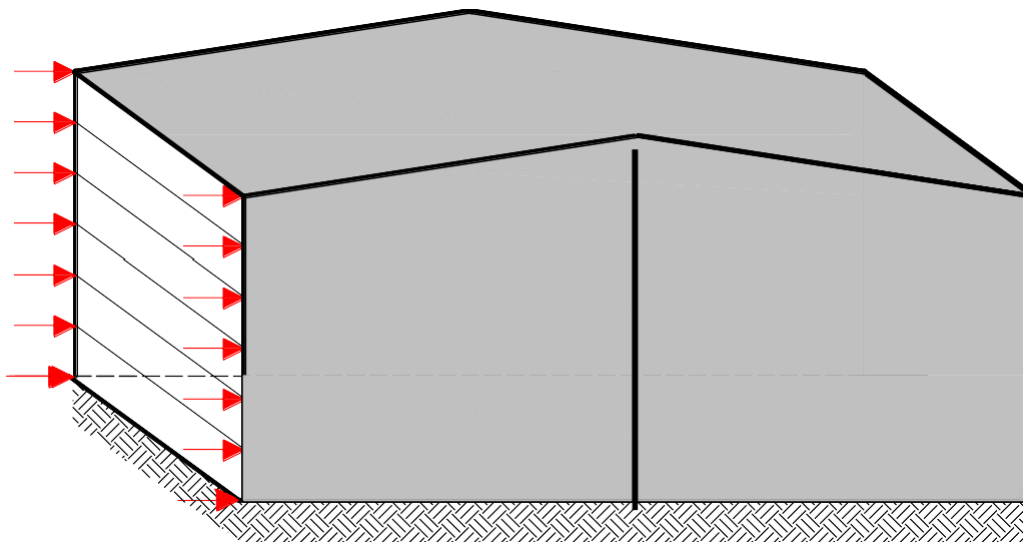
Η ροή δυνάμεων σε ένα μεταλλικό πλαίσιο στην περίπτωση οριζόντιων φορτίων που είναι παράλληλα στα πλαίσια είναι η εξής: πλαγιοεπικάλυψη → μηκίδες → κύριοι φορείς → θεμελίωση → έδαφος. Η ροή αυτή γίνεται πιο κατανοητή με τα σχήματα 2.5, 2.6, 2.7.



Σχήμα 2.5: Οριζόντια φορτία παράλληλα στα πλαίσια (π.χ άνεμος) που ασκούνται πάνω στην πλαγιοεπικάλυψη.

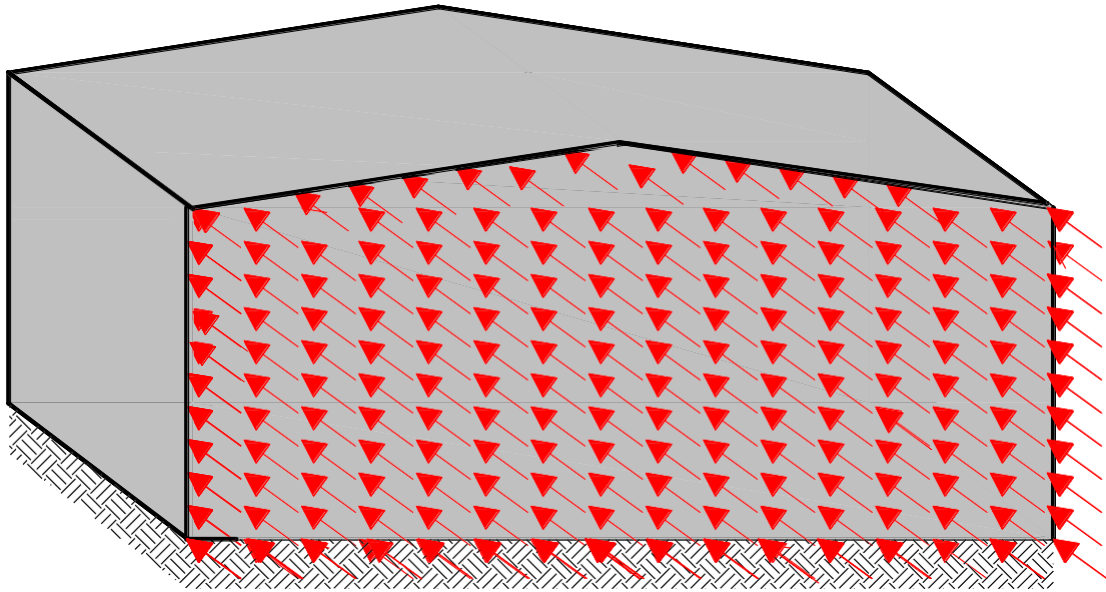


Σχήμα 2.6: Οριζόντια φορτία παράλληλα στα πλαίσια (π.χ άνεμος) που μεταβιβάζονται από την πλαγιοεπικάλυψη στις μηκίδες.

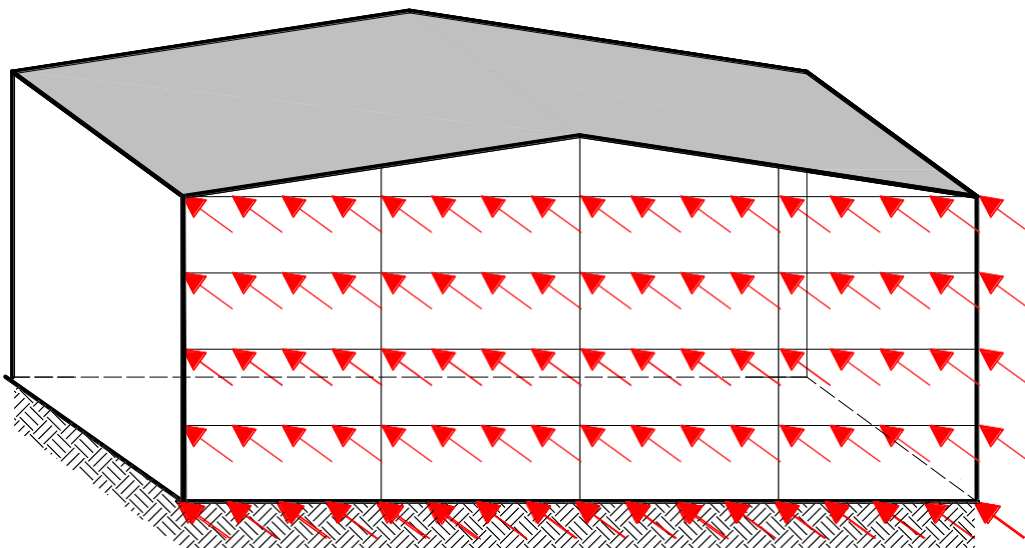


Σχήμα 2.7: Οριζόντια φορτία παράλληλα στα πλαίσια (π.χ άνεμος) που μεταβιβάζονται από τις μηκίδες στους κύριους φορείς.

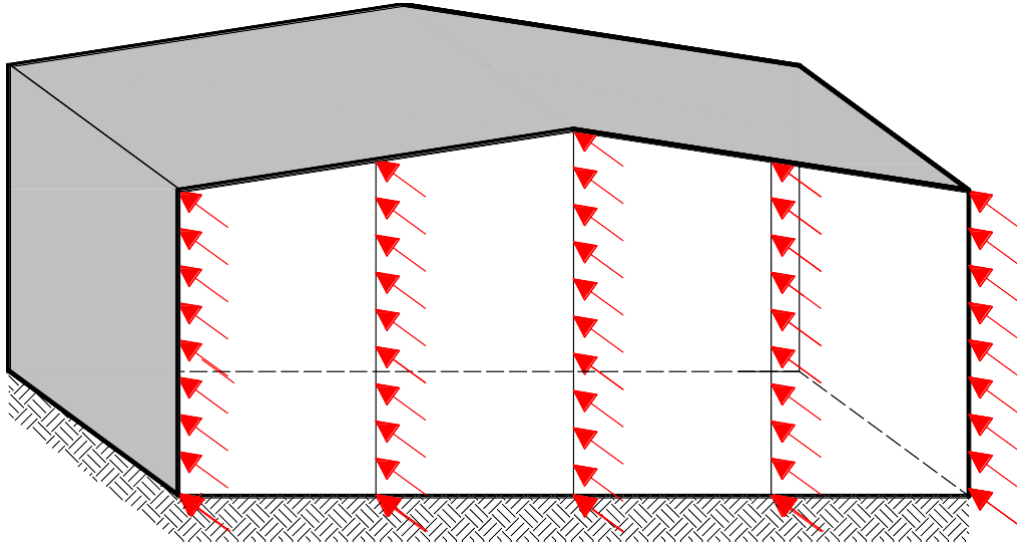
Η ροή δυνάμεων σε ένα μεταλλικό πλαίσιο στην περίπτωση οριζόντιων φορτίων που είναι κάθετα στα πλαίσια είναι η εξής: επικάλυψη όψεως →μηκίδες όψεως →μετωπικοί στύλοι πλαισίου →ζύγωμα πλαισίου → σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης →πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας → θεμελίωση. Η ροή αυτή γίνεται πιο κατανοητή με τα σχήματα 2.8, 2.9, 2.10, 2.11.



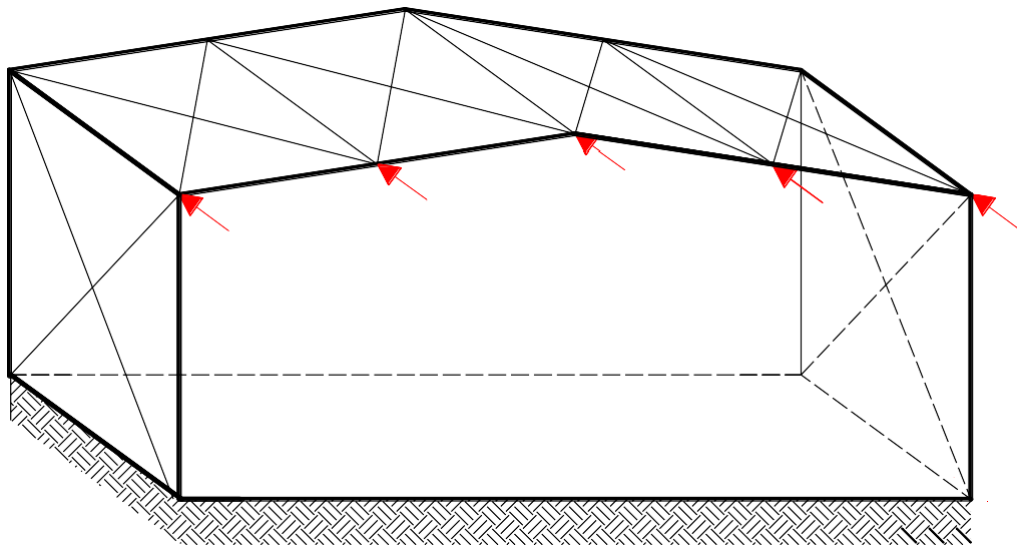
Σχήμα 2.8: Οριζόντια φορτία κάθετα στα πλαίσια (π.χ άνεμος) που ασκούνται πάνω στην επικάλυψη όψεως.



Σχήμα 2.9: Οριζόντια φορτία κάθετα στα πλαίσια (π.χ άνεμος) που μεταβιβάζονται από την επικάλυψη όψεως στις μηκίδες όψεως.



Σχήμα 2.10: Οριζόντια φορτία κάθετα στα πλαίσια (π.χ άνεμος) που μεταβιβάζονται από τις μηκίδες όψεως στους μετωπικούς στύλους.

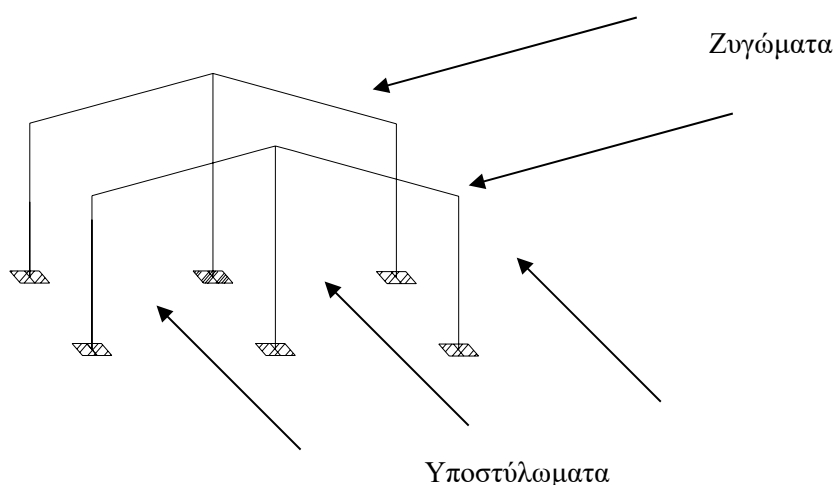


Σχήμα 2.11 : Οριζόντια φορτία κάθετα στα πλαίσια (π.χ άνεμος) που μεταβιβάζονται από τους μετωπικούς στύλους στο ζύγωμα του πλαισίου και μέσω αυτού, στους συνδέσμους δυσκαμψίας της στέγης και στους πλευρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας.

2.3 Κύριοι φορείς

Οι κύριοι φορείς (σχήμα 2.12) είναι οι τελικοί αποδέκτες των κύριων φορτίων της κατασκευής, τα οποία και μεταβιβάζουν μέσω της θεμελίωσής τους στο έδαφος. Τα μέλη των κύριων φορέων μπορεί να είναι:

- Ολόσωμα σταθερής ή μεταβλητής διατομής
- Δικτυωτά



Σχήμα 2.12: Κύριοι φορείς.

Οι κύριοι φορείς αποτελούνται από τα υποστυλώματα και το ζύγωμα το οποίο συνήθως είναι δίρριχτο με κλίση περίπου 10° , ώστε να παραλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία και με αξονική όχι μόνο με καμπτική δράση. Παραδείγματα κυρίων φορέων από διάφορες κατασκευές δίνονται στα σχήματα. 2.13, 2.14.

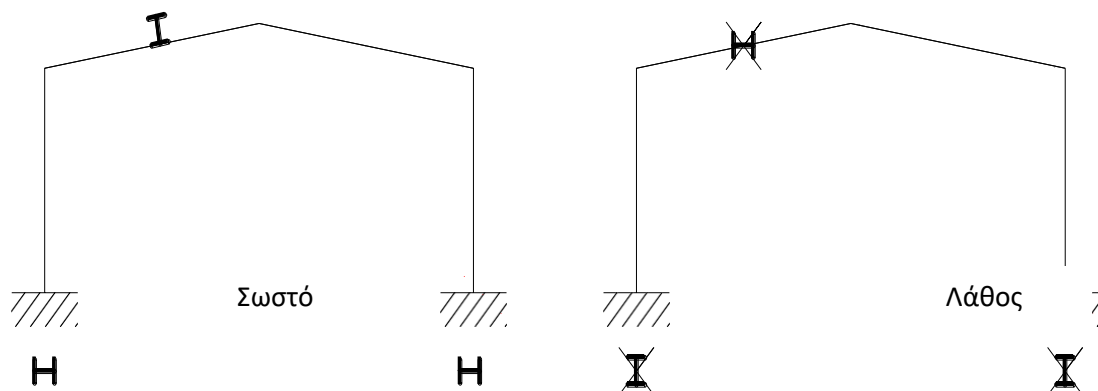
Τόσο τα υποστυλώματα όσο και, κυρίως τα ζυγώματα των κύριων φορέων καταπονούνται κυρίως σε κάμψη. Για το λόγο αυτό για τα μέλη των κυρίων φορέων, όταν αυτά είναι ολόσωμα, προτιμώνται διατομές διπλού ταυ αφού, όσο πιο απομακρυσμένο είναι το υλικό μιας διατομής από το κ.β της τόσο καλύτερη συμπεριφορά έχει σε κάμψη γιατί το υλικό συγκεντρώνεται στις θέσεις αυξημένων τάσεων και μεγαλώνουν η ροπή αδρανείας που είναι μέτρο καμπτικής δυσκαμψίας και η ροπή αντίστασης που είναι μέτρο καμπτικής αντοχής. Τα ζυγώματα κατασκευάζονται συνήθως από υψίκορμες διατομές όπως ΙΡΕ και τα υποστυλώματα από πλατύπελμες όπως ΗΕΑ ή ΗΕΒ. Όσον αφορά τον προσανατολισμό των κύριων φορέων οι διατομές των μελών των κυρίων φορέων τοποθετούνται έτσι ώστε κατά την δράση μεγάλων φορτίων κατά μια ορισμένη διεύθυνση να ενεργοποιούνται – αντιστέκονται- οι ισχυροί τους άξονες όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 2.15.



Σχήμα 2.13 : Πλαισιακοί κύριοι φορείς ενός ανοίγματος.



Σχήμα 2.14 : Πλαισιακοί κύριοι φορείς δύο ανοιγμάτων.

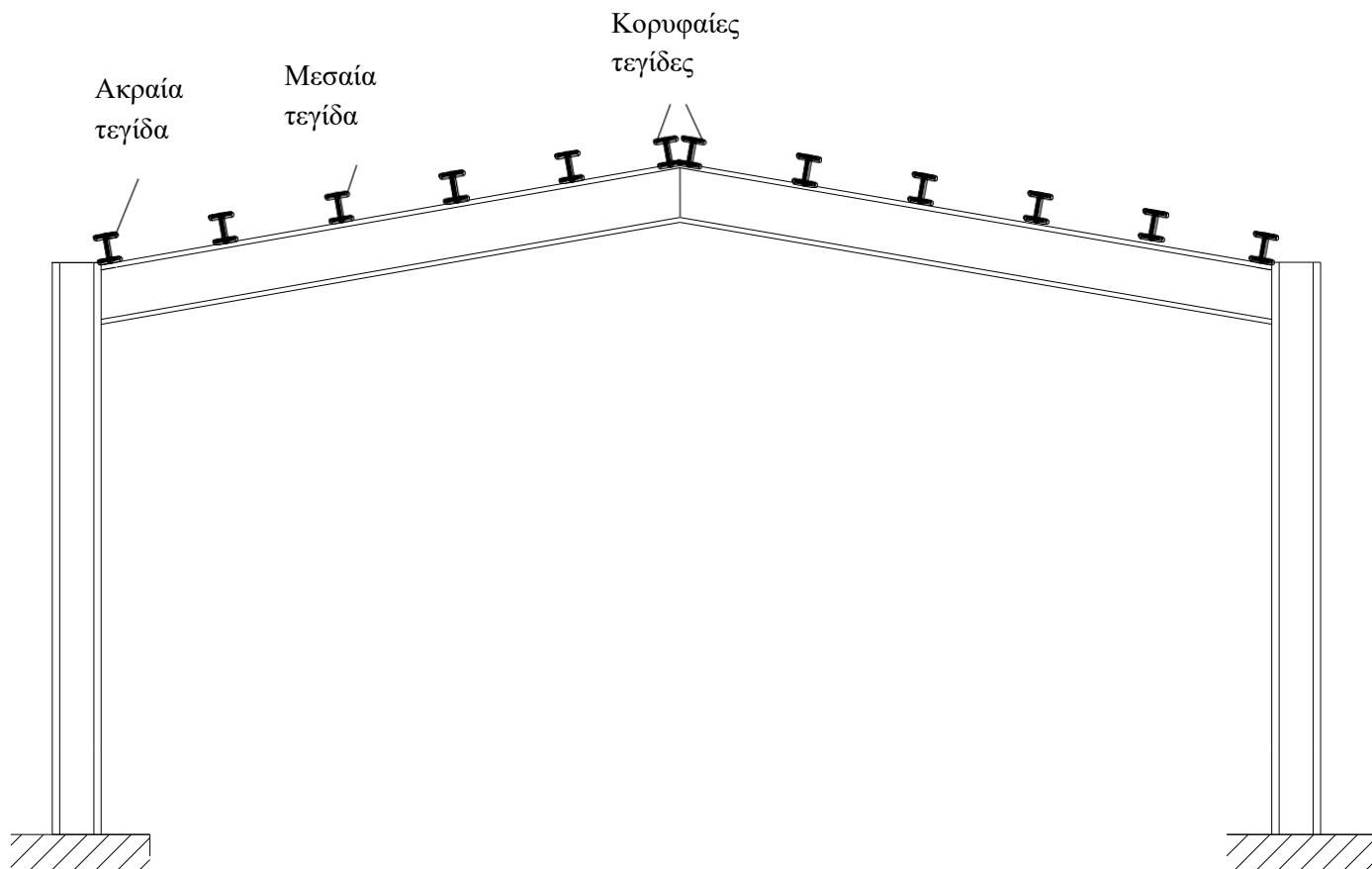


Σχήμα 2.15 : Ορθός και λάθος προσανατολισμός διατομών διπλού των επίπεδων πλαισίων.

Με αυτό τον τρόπο δημιουργείται ένας επίπεδος φορέας, ο οποίος έχει πολύ καλή αντοχή μέσα στο επίπεδο του και αρκετά μικρότερη εκτός αυτού. Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι οι κύριοι φορείς επιδιώκεται να απέχουν μεταξύ τους 5 έως 6m ή λίγο λιγότερο. Αυτό συμβαίνει γιατί οι τεγίδες και οι μηκίδες που διατίθενται στο εμπόριο έχουν μήκος 12m, επομένως αφού τα συνήθη ανοίγματα των τεγίδων και μηκίδων ισοδυναμούν με τις αποστάσεις των φορέων, τα 6m θεωρούνται ως η πλέον ιδανική απόσταση για να μην υπάρχει απώλεια υλικού.

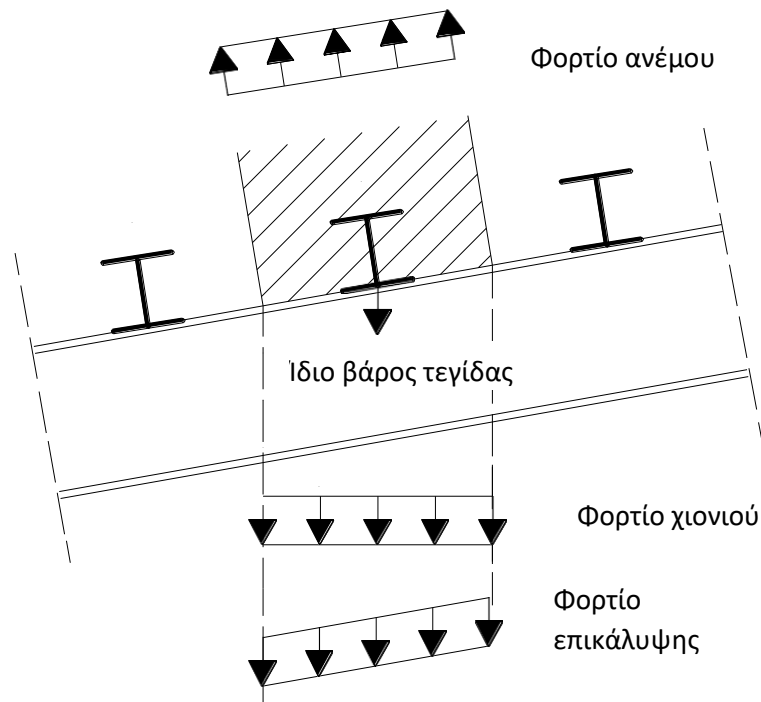
2.4 Τηγίδες

Όλες οι δευτερεύουσες δοκοί μιας κατασκευής, οι οποίες παραλαμβάνουν άμεσα ή έμμεσα τα φορτία από την επικάλυψη και τα μεταφέρουν στους κύριους φορείς, ονομάζονται διαδοκίδες. Οι διαδοκίδες που τοποθετούνται στη στέγη ενός υποστέγου ονομάζονται τεγίδες. Οι τεγίδες τοποθετούνται όπως φαίνεται στο σχήμα 2.16, με το κάτω πέλμα τους να εδράζεται στο πάνω πέλμα των δοκών του ζυγώματος. Με αυτό τον τρόπο επιτυγχάνεται η ενεργοποίηση του ισχυρού τους άξονα έναντι της κύριας δράσης των κατακόρυφων φορτίων του χιονιού, του ίδιου βάρους της επικάλυψης και του ανέμου, όπως φαίνεται στο σχήμα 2.18.



Σχήμα 2.16 : Τοποθέτηση τεγίδων επί του ζυγώματος.

Οι συνήθεις διατομές τεγίδων είναι πρότυπες διατομές υψίκορμων διπλών ταυ ΙΡΕ, διατομές U ή σπανιότερα διπλά ταυ τύπου ΗΕΑ. Τα τελευταία χρόνια χρησιμοποιούνται αρκετά συχνά και λεπτότοιχες διατομές ψυχρής ελάσεως διατομής U ή Z. Οι λεπτότοιχες διατομές εξασφαλίζουν μεγάλη μείωση του ίδιου βάρους των τεγίδων και ενδείκνυται να χρησιμοποιούνται για κατασκευές μικρής ή μεσαίας κλίμακας.



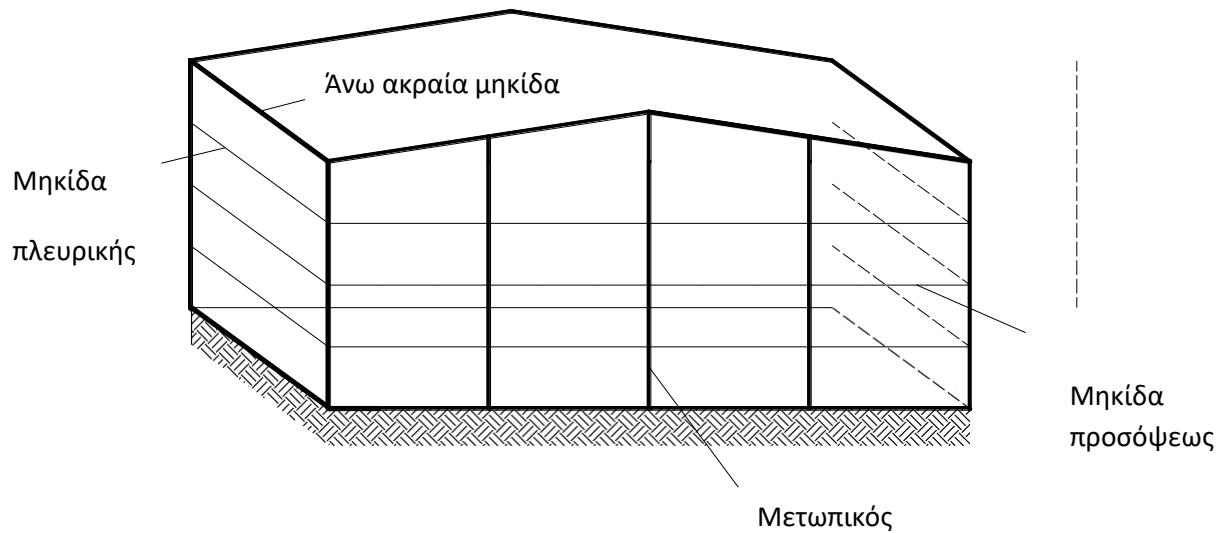
Σχήμα 2.17: Φορτία κύριας καταπόνησης τεγίδων.

Όσον αφορά τις αποστάσεις μεταξύ των τεγίδων, οι συνήθειες είναι 1.20m έως 2.20m. Τα συνήθη ανοίγματα των τεγίδων, που ισοδυναμούν με τις αποστάσεις των κύριων φορέων είναι περί τα 6m. Τα στατικά συστήματα των τεγίδων που συνήθως εφαρμόζονται στην πράξη είναι αμφιέρειστες δοκοί, στηριζόμενες επί γειτονικών κύριων φορέων, συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων ή δοκοί Gerber.

2.5 Μηκίδες

Οι μηκίδες τίθενται περιμετρικά του φορέα (σε κατακόρυφα επίπεδα), όπως φαίνεται στο σχήμα 2.18 και παραλαμβάνουν κυρίως τα φορτία ανέμου μέσω της πλαγιοεπικάλυψης. Ανάλογα με τη θέση τους πάνω στους στύλους οι μηκίδες διακρίνονται σε:

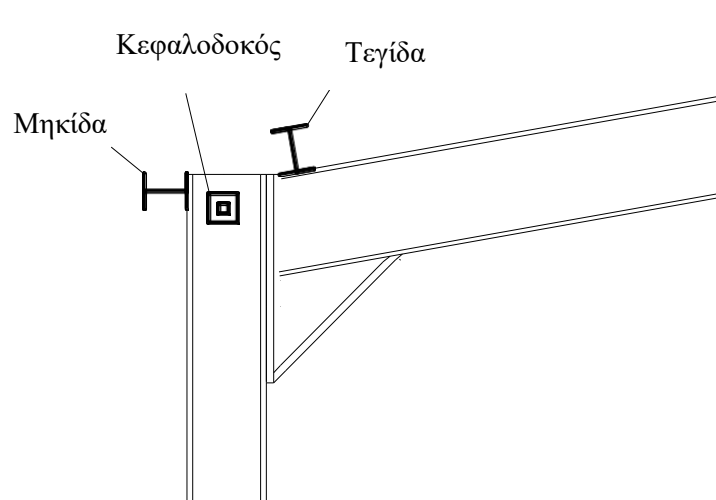
- Ακραίες μηκίδες που βρίσκονται στο ύψος της ένωσης στύλων – ζυγώματος, αλλά και αυτές που βρίσκονται χαμηλά και συνδέουν τον πόδα κάθε στύλου.
- Ενδιάμεσες μηκίδες, που βρίσκονται σε όλα τα άλλα ενδιάμεσα ύψη.



Σχήμα 2.18: Διαδοκίδες πλευρικών επικαλύψεων (μηκίδες).

Οι συνήθεις διατομές μηκίδων είναι πρότυπες διατομές υψίκορμων διπλών ταν ΙΡΕ ή διατομές U. Όπως και στις τεγίδες, έτσι και στις μηκίδες, οι συνήθεις αποστάσεις είναι μεταξύ 1.20m έως 2.20m. Τα στατικά συστήματα συστήματα των μηκίδων είναι είναι τα ίδια με αυτά των τεγίδων (αμφιέριστες δοκοί, συνεχείς δοκοί δύο ανοιγμάτων, δοκοί Gerber). Τέλος το πλέον οικονομικό άνοιγμα των μηκίδων είναι 6m.

Τέλος πρέπει να αναφερθούν οι κεφαλοδοκοί (σχήμα 2.19) που βρίσκονται περίπου στο ίδιο ύψος με τις κορυφαίες μηκίδες και χρησιμοποιούνται στη φάση της ανέγερσης έτσι ώστε τα πλαίσια να έχουν ευστάθεια εκτός επιπέδου. Συνήθως έχουν κοίλη τετραγωνική διατομή, ή διατομή διπλού ταν τύπου ΗΕΑ.

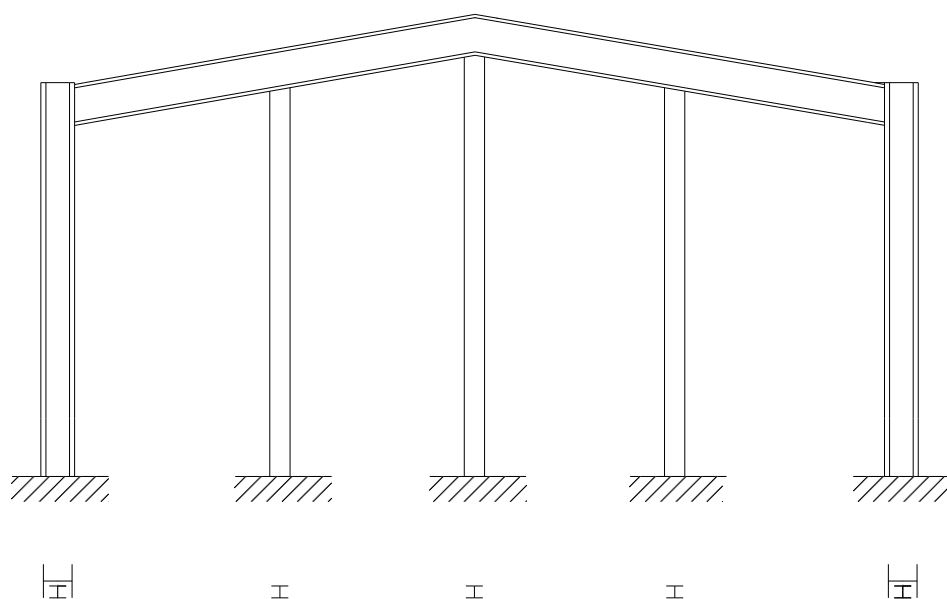


Σχήμα 2.19: Θέση κεφαλοδοκού

2.6 Μετωπικοί στύλοι

Μετωπικούς στύλους σε μεταλλικά υπόστεγα, συναντούμε στα δύο ακραία πλαίσια. Ο ρόλος των μετωπικών στύλων είναι διπλός:

- α. Αποτελούν άμεση στήριξη των μηκίδων πρόσοψης - πίσω όψης και έμμεση στήριξη της αντίστοιχης πλαγιοεπικάλυψης.
- β. Παραλαμβάνουν τα φορτία της πλευρικής επικάλυψης των δύο όψεων (πρόσοψης και πίσω όψης) μέσω των μηκίδων.
Η τοποθέτηση και ο σωστός προσανατολισμός των στύλων φαίνεται στο σχήμα 2.20.



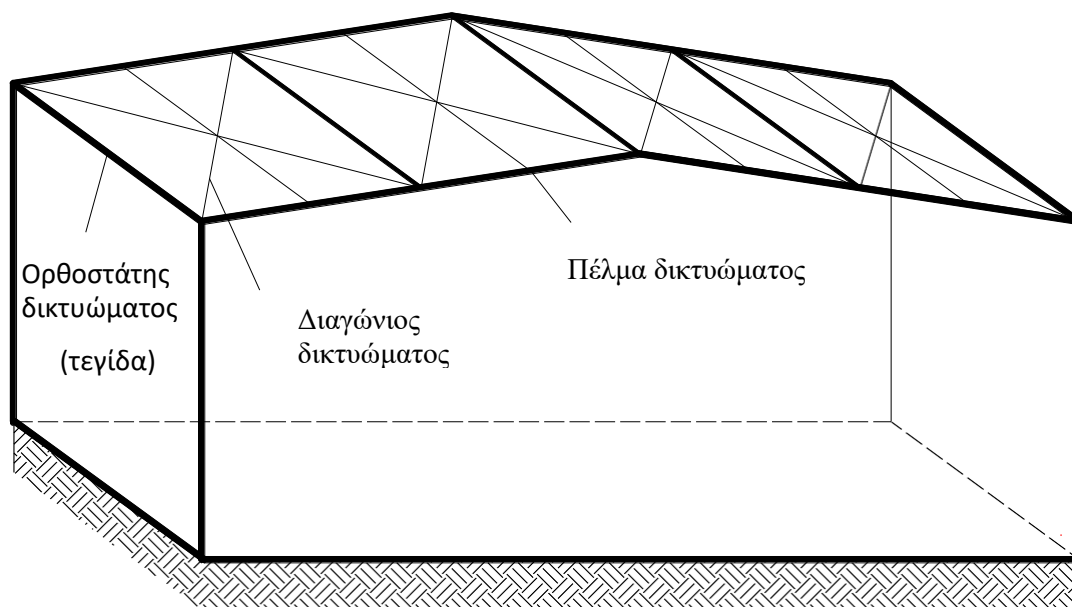
Σχήμα 2.20: Ορθός προσανατολισμός διατομής μετωπικών στύλων.

Οι μετωπικοί στύλοι καταπονούνται κυρίως από άνεμο, οπότε ο προσανατολισμός της διατομής τους γίνεται έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να παραλαμβάνει τον άνεμο. Έτσι η κύρια καταπόνηση των μετωπικών στύλων είναι η κάμψη περί τον ισχυρό τους άξονα, ενώ επιπλέον υπάρχει και θλίψη των μετωπικών στύλων, λόγω των μόνιμων φορτίων (ίδιο βάρος επικάλυψης, μηκίδων και δικό τους), η οποία συνήθως δεν είναι σημαντική. Οι συνήθεις διατομές των μετωπικών στύλων είναι πρότυπα διπλά των ΗΕΑ. Όσον αφορά τις θέσεις τους, ιδανικές είναι εκείνες των τεγίδων όπου διαμορφώνονται κόμβοι συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης.

2.7 Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης

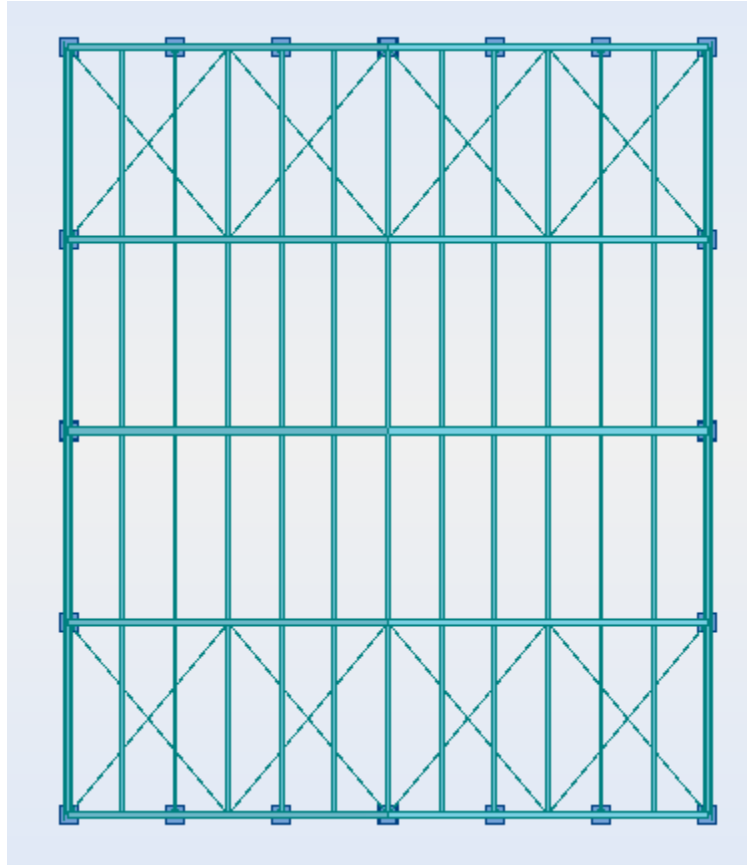
Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης είναι διαγώνια μέλη, μέσα στο επίπεδο της στέγης, με στόχο τη διαμόρφωση δικτυωμάτων για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων ανέμου ή σεισμού που δρουν κάθετα στο επίπεδο των κύριων φορέων και την μεταβίβαση τους στο έδαφος μέσω των πλευρικών (κατακόρυφων) συνδέσμων δυσκαμψίας. Κάθε δικτύωμα αποτελείται από πέλατα (ζυγώματα κύριου φορέα),

ορθοστάτες (τεγίδες) και διαγώνιους. Οι διατομές που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των διαγωνίων είναι συνήθως διπλά γωνιακά ή διπλά U. Στο σχήμα 2.21 φαίνεται ο ρόλος των στοιχείων ενός τυπικού φατώματος.



Σχήμα 2.21: Μέλη δικτυώματος συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης.

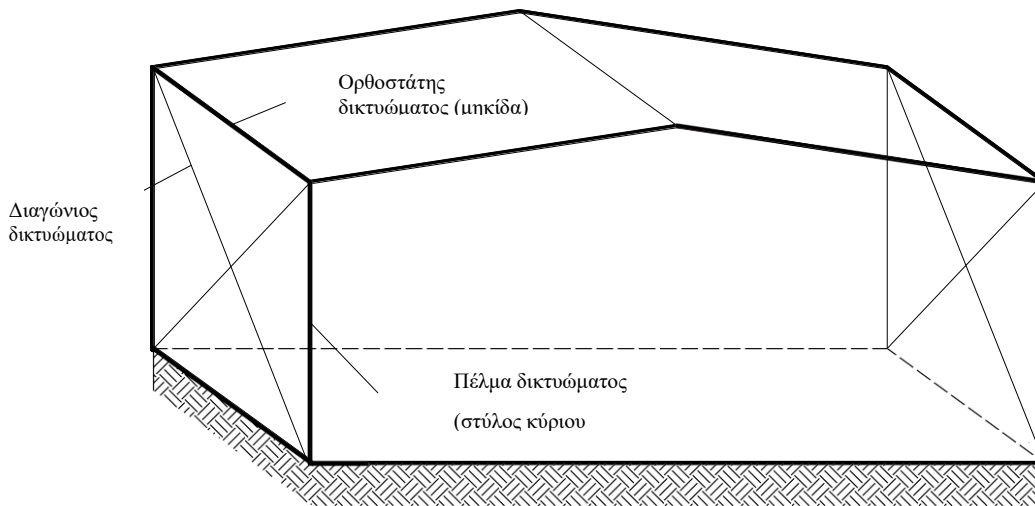
Κάθε σύνδεσμος δυσκαμψίας καλό είναι να μορφώνεται σε διπλό άνοιγμα τεγίδων κατά πλάτος του ζυγώματος έτσι ώστε να έχουμε άρτιο πλήθος χιαστί συνδέσμων. Σύνδεσμοι δυσκαμψίας στέγης τοποθετούνται υποχρεωτικά στα δύο ακραία φατώματα της κατασκευής, για να παραλάβουν τα φορτία των κεφαλών των μετωπικών στύλων. Ύπαρξη επιπλέον συνδέσμων δυσκαμψίας σε ενδιάμεσα φατώματα του υπόστεγου, κρίνεται απαραίτητη για μεγάλου μήκους κτίρια.



Σχήμα 2.22 Διάταξη συνδέσεων δυσκαμψίας στην κάτοψη

2.8 Πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι διαγώνια μέλη, μέσα στο επίπεδο των πλευρικών κατακόρυφων παρειών της κατασκευής με στόχο τη διαμόρφωση δικτυωμάτων για την παραλαβή των οριζόντιων φορτίων ανέμου, που δρουν κάθετα στο επίπεδο των κύριων φορέων και την μεταβίβαση τους, μέσω αυτών, στο έδαφος. Κάθε δικτύωμα αποτελείται από πέλματα (στύλοι των κύριων φορέων), ορθοστάτες (μηκίδες) και διαγώνιους. Όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 2.7 οι διατομές που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των διαγωνίων είναι συνήθως διπλά γωνιακά ή διπλά U. Στο σχήμα 2.23 φαίνονται τα στοιχεία ενός τυπικού φατνώματος.



Σχήμα 2.23: Μέλη πλευρικών συνδέσμων ακαμψίας.

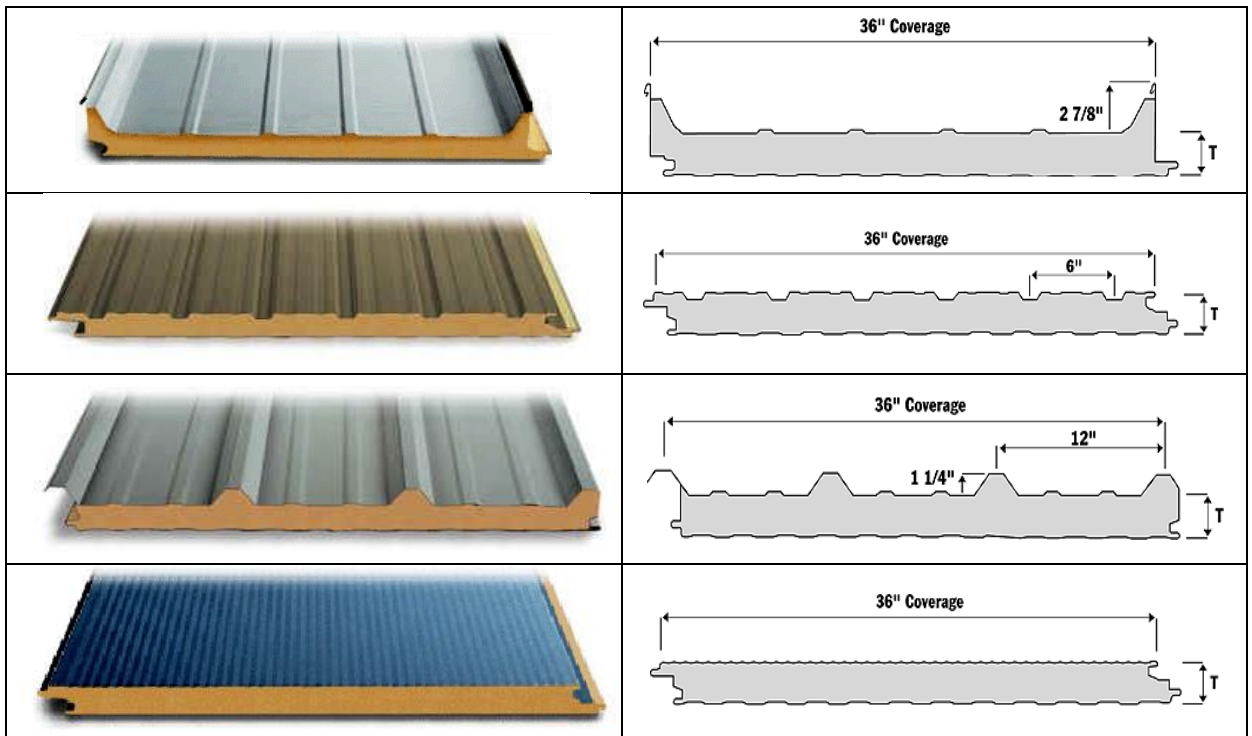
Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι πλήθος των πλευρικών συνδέσμων δυσκαμψίας είναι όσο και των συνδέσμων δυσκαμψίας στέγης. Οι πλευρικοί σύνδεσμοι δυσκαμψίας πρέπει να διατάσσονται στα ίδια φατνώματα με τους συνδέσμους δυσκαμψίας στέγης, αφού αποτελούν ουσιαστικά ενιαία τοπολογία αύξησης της μη μεταθετότητας σε οριζόντιες εκτός επιπέδου ωθήσεις.

2.9 Μόρφωση επικάλυψης

Με τον όρο επικάλυψη θεωρείται το εξωτερικό κέλυφος ενός κτιριακού έργου. Η βασική λειτουργία της επικάλυψης είναι ο έλεγχος και η τροποποίηση του εσωτερικού περιβάλλοντος της κατασκευής.

Δύο είναι οι κύριες μορφές των φύλλων επικάλυψης που κυκλοφορούν στο εμπόριο:

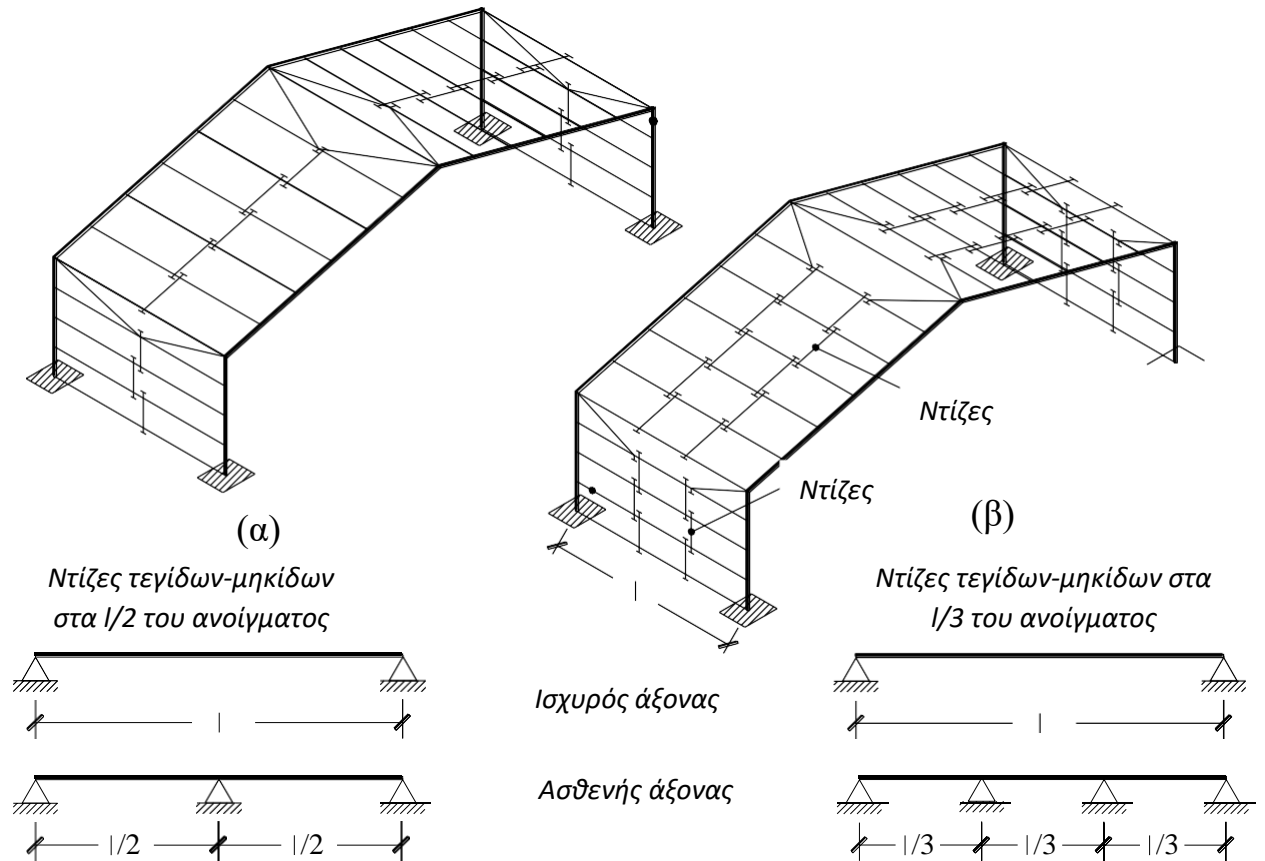
- Η ‘απλή’ μορφή φύλλων επικάλυψης, αποτελούμενη από ένα μόνο προκατασκευασμένο πτυχωτό χαλυβδόφυλλο με προφίλ κυματοειδές ή τραπεζοειδές, το οποίο είναι συνήθως γαλβανισμένο για προστασία έναντι σκωρίασης.
- Τα θερμο-ηχομονωτικά προκατασκευασμένα φύλλα επικάλυψης, των οποίων η γενική μορφή είναι ένα σκληρό στρώμα πολυουρεθανίου (θερμο-ηχομονωτικό υλικό) πάχους 30mm έως 80mm, με επικάλυψη φύλλου αλουμινίου στην εξωτερική πλευρά και επικάλυψη φύλλου χάλυβα στην εσωτερική. Μορφές τέτοιων φύλλων επικάλυψης φαίνονται στο σχήμα 2.25 .



Σχήμα 2.24: Προκατασκευασμένα θερμομονωτικά φύλλα επικάλυψης.

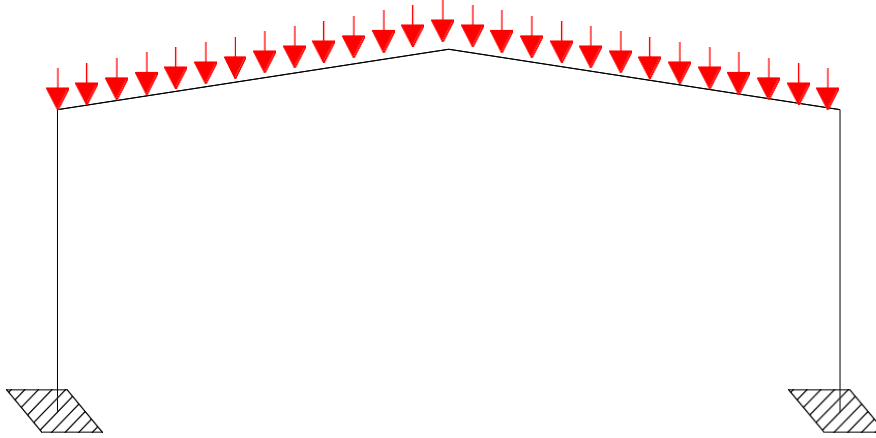
2.10 Ελκυστήρες

Οι ελκυστήρες ή ντίζες είναι συνήθως ράβδοι κυκλικής διατομής διαμέτρου 16-25mm με σπείρωμα στα δύο άκρα και διατάσσονται στα μισά ή στα τρίτα του θεωρητικού ανοίγματος των τεγίδων ή των μηκίδων (που συμπίπτει με την απόσταση των κύριων φορέων), όσο το δυνατόν πλησιέστερα προς το άνω πέλμα τους, ενώ καταπονούνται μόνο αξονικά. Αυτό που επιτυγχάνεται, από στατικής άποψης, με την τοποθέτηση των ντιζών είναι η μείωση του μήκους κάμψης των τεγίδων ή μηκίδων κατά τον ασθενή τους άξονα z-z, αφού παρέχονται ενδιάμεσα σημεία αντιστήριξης.

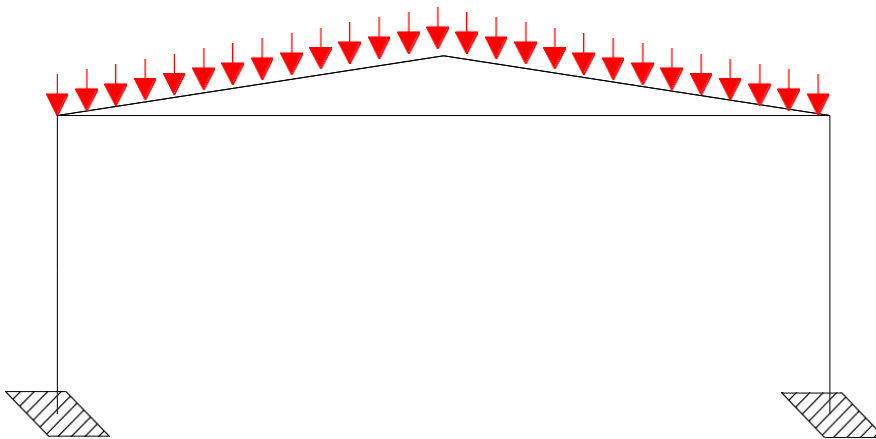


Σχήμα 2.26: Ντίζες τεγίδων-μηκίδων στα $1/2$ και $1/3$ του ανοίγματός τους, σε τυπικό φάτνομα μεταλλικού υπόστεγου.

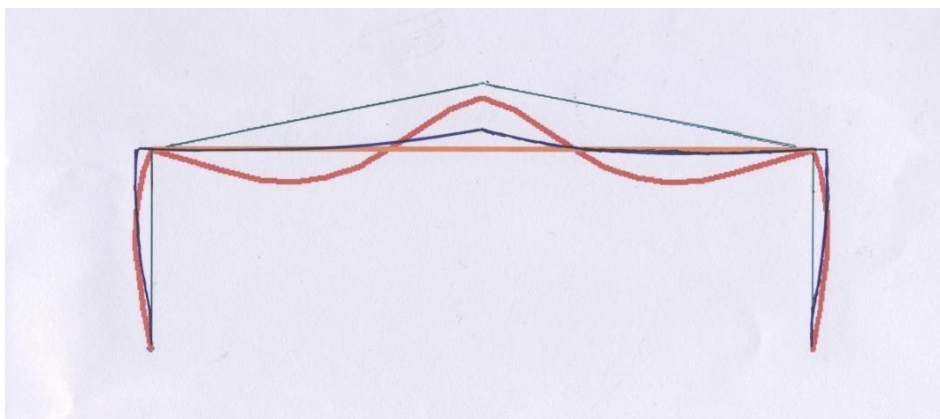
Ακόμα ελκυστήρες χρησιμοποιούνται και στα πλαίσια (σχήματα 2.27, 2.28) με σκοπό τη βελτίωση της συμπεριφοράς τους έναντι κατακόρυφων φορτίων. Αυτό φαίνεται στο σχήμα 2.29 το οποίο δείχνει τις παραμορφώσεις που υφίσταται ένα πλαίσιο από κατακόρυφα φορτία, στην περίπτωση που δεν έχει ελκυστήρα (μπλε γραμμή) και στην περίπτωση που έχει (κόκκινη γραμμή).



Σχήμα 2.27: Πλαίσιο χωρίς ελκυστήρα με κατακόρυφα φορτία.



Σχήμα 2.28: Πλαίσιο με ελκυστήρα με κατακόρυφα φορτία.



Σχήμα 2.29: Παραμορφώσεις πλαισίου που καταπονείται από κατακόρυφα φορτία στην περίπτωση που έχει ελκυστήρα (κόκκινη γραμμή) και στην περίπτωση που δεν έχει (μπλε γραμμή).

2.11 Περιγραφή φέροντος οργανισμού κτιρίου εργασίας

Το κτίριο έχει τη μορφή ορθογωνίου παραλληλεπίπεδου με γενικές διαστάσεις κάτοψης 24.00x20.00m. και ελεύθερο εσωτερικό ύψος κυμαινόμενο στην εγκάρσια διεύθυνση από 10.00 έως 11.00m. Η στέγη του είναι δικλινή με κλίση 6.26°, με τον κορφιά κατά μήκος της μεγάλης πλευράς. Το κτίριο διαιρείται κατά τη διαμήκη διάστασή του σε 5 φατνώματα των 6.00m, ενώ κατά την εγκάρσια διεύθυνση διαιρείται σε 1 φατνώμα των 20.00m. Η επιστέγαση και η πλαγιοκάλυψη της κατασκευής θα πραγματοποιηθεί με θερμομονωτικά panels.

Το κτίριο θα κατασκευασθεί εξ ολοκλήρου από χαλύβδινο σκελετό, ο οποίος μορφώνεται από κύρια πλαίσια που τοποθετούνται σε αποστάσεις αξονικές των 6.00m. Τα πλαίσια συνίστανται από υποστυλώματα διατομής HE 300A, ενώ το ζύγωμά τους είναι δοκοί τύπου IPE 500. Μετωπικά στυλώματα διατομής HEA 280 θα τοποθετηθούν κατά την εγκάρσια διεύθυνση του κτιρίου στο πρώτο και στο τελευταίο πλαίσιο για την στήριξη των μηκίδων και επομένως για την πραγματοποίηση της πλαγιοκάλυψης.

Το σύστημα του σκελετού της στέγης συμπληρώνεται με τους αντιανεμίους συνδέσμους, που συνίστανται από ράβδους διατομής UPN 160 και είναι τοποθετημένοι στις δοκούς των πλαισίων. Αντιανεμίοι σύνδεσμοι κατασκευάζονται στα φατνώματα που βρίσκονται στα άκρα της διαμήκους και της εγκάρσιας διάστασης της κατασκευής. Τα εγκάρσια πλαίσια “δένονται” κατά τη διαμήκη διεύθυνση με κεφαλοδοκούς διατομής IPE 220.

Για την επικάλυψη της στέγης κατασκευάζεται σύστημα τεγίδων με διατομή IPE 220, οι οποίες τοποθετούνται στις δοκούς του πλαισίου του μεταλλικού σκελετού της στέγης. Ντίζες συμπαγούς διατομής Φ20, διατεταγμένες όπως στο σχέδιο κάτοψης της στέγης, χρησιμοποιούνται για την πλευρική αντιστήριξη των τεγίδων. Εκάστη τεγίδα θεωρείται ως δοκός Gerber.

Για την επικάλυψη των στέγης χρησιμοποιούνται θερμομονωτικά panels. Τα panels στηρίζονται επί των τεγίδων, όπου αυτές υπάρχουν. Στην άλλη διεύθυνση εδράζονται επί των ζυγωμάτων των πλαισίων. Η στήριξη αυτή των panels έχει σαν συνέπεια αυτές να ακολουθούν τις κλίσεις των ζυγωμάτων των πλαισίων, οι οποίες έχουν δοθεί σ' αυτά κατά τη μόρφωση της κατασκευής. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η επαρκής απορροή των ομβρίων.

Για την πλαγιοκάλυψη κατασκευάζεται σύστημα μηκίδων επίσης με διατομή IPE 200, οι οποίες τοποθετούνται στα υποστυλώματα του πλαισίου του μεταλλικού σκελετού του κτιρίου. Ντίζες συμπαγούς διατομής Φ20, διατεταγμένες όπως στο σχέδιο των όψεων της στέγης, χρησιμοποιούνται για την πλευρική αντιστήριξη των μηκίδων. Εκάστη μηκίδα θεωρείται ως δοκός Gerber.

Για την πλαγιοκάλυψη του κτιρίου χρησιμοποιούνται επίσης θερμομονωτικά panels. Τα panels στηρίζονται επί των μηκίδων, όπου αυτές υπάρχουν και στη γωνιά που τοποθετείται επί των ακραίων τεγίδων, κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

Η επιλογή του τύπου του panel γίνεται με βάση τις προδιαγραφές του κατασκευαστή για τα μέγιστα φορτία που θα δέχεται.

Η τοποθέτηση των panels επί των τειγίδων και των μηκίδων πρέπει να γίνει με σχέδια εφαρμογής του κατασκευαστή, αλλά οπωσδήποτε θα τοποθετηθεί με τις νευρώσεις προς την κατεύθυνση της κλίσης απορροής για την στέγη. Θα πρέπει κατά την τοποθέτηση να γίνει πρόβλεψη ώστε η προέκταση για την αλληλοεπικάλυψη, πλάτους τουλάχιστον ενός τραπεζίου, να είναι ομοιόμορφη για κάθε καλυπτόμενη επιφάνεια (δεξιόστροφη ή αριστερόστροφη). Η στερέωση των panels πρέπει να γίνει με κατάλληλα τυποποιημένα αγκύρια, σε επαρκή πυκνότητα για την απόλυτα ασφαλή στερέωσή τους.

Η θεμελίωση των υποστυλωμάτων του υποστέγου γίνεται σε ανεξάρτητα πέδιλα εξ ωπλισμένου σκυροδέματος, ποιότητας C20/25 και B500C τα οποία είναι 2 τύπων ως εξής :

- Για τα υποστυλώματα των πλαισίων: Πέδιλα διαστάσεων κάτοψης 2.30x2.30 m και ύψους 0.90 m για την έδραση των υποστυλωμάτων διατομής HE 300A Τα πέδιλα αυτά έχουν στο άνω μέρος τους “λαιμό” διαστάσεων κάτοψης 0.70x0.70 m και ύψους 1.20 m, όπου εδράζονται οι πλάκες έδρασης των υποστυλωμάτων.
- Για τα μετωπικά υποστυλώματα: Πέδιλα διαστάσεων κάτοψης 1.40x1.40 m και ύψους 0.90 m για την έδραση των υποστυλωμάτων διατομής HE 260A Τα πέδιλα αυτά έχουν στο άνω μέρος τους “λαιμό” διαστάσεων κάτοψης 0.70x0.70 m και ύψους 1.20 m, όπου εδράζονται οι πλάκες έδρασης των υποστυλωμάτων.

Όλα τα πέδιλα που βρίσκονται στην περίμετρο του υποστέγου συνδέονται με πεδילוδοκό διαστάσεων 0.40/0.50/1.40m. Οι διαστάσεις και η εν γένει διάταξη της θεμελίωσης φαίνονται στα σχέδια του ξυλοτύπου της θεμελίωσης.

Η πάκτωση των υποστυλωμάτων γίνεται με πλάκες έδρασης καταλλήλων διαστάσεων ενισχυμένες με λεπίδες ακαμψίας (cheek plates). Οι πλάκες έδρασης αγκυρώνονται στο σκυρόδεμα του πεδίλου με επαρκείς και κατάλληλες αγκυρόβιδες. Λεπτομέρειες για τις διαστάσεις των λεπίδων, τις αγκυρόβιδες και την εν γένει διαμόρφωση των πακτώσεων βρίσκονται στο ειδικό σχέδιο λεπτομερειών. Θα πρέπει να επισημανθεί ιδιαίτερα η τοποθέτηση εντός των αγκίστρων των αγκυρόβιδων των υποδεικνυομένων στοιχείων, τα οποία ανθίστανται με το βάρος των υπερκειμένων στρωμάτων του σκυροδέματος στην τάση ελκυσμού των αγκυρόβιδων, πλέον της αντίστασης που προέρχεται από τη συνάφεια.

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται σε όλα τα θεμέλια είναι κατηγορίας C20/25 και ο χαλαρός οπλισμός ποιότητας B500C.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο

ΦΟΡΤΙΑ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΓΕΝΙΚΑ

3 Φορτία γενικά

Κάθε κατασκευή καταπονείται από διάφορα φορτία, τα οποία πρέπει να παραλάβει αρχικά και να μεταφέρει στη συνέχεια με ασφάλεια στο έδαφος.

Οι κυριότερες κατηγορίες των φορτίων είναι:

- Μόνιμα
 - Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων
 - Ίδιο βάρος επικάλυψης
 - Μηχανισμός γερανογέφυρας
 - Τροχιές γερανογέφυρας
- Μεταβλητά
 - Φορτίο χρήσης κτιρίου
 - Φορτίο χιονιού
 - Φορτίο ανέμου
 - Ωφέλιμο φορτίο γερανογέφυρας
- Τυχηματικά
 - Σεισμός (έμμεσο φορτίο με μορφή επιβεβλημένων μετατοπίσεων)

3.1 Μόνιμα φορτία ‘G’

Οι μόνιμες δράσεις υπάρχουν σε όλες τις κατασκευές και πρέπει πάντα να λαμβάνονται υπόψη. Τα μόνιμα φορτία περιλαμβάνουν τα ‘νεκρά’ φορτία (δηλαδή τα ίδια βάρη των φερόντων στοιχείων), αλλά επίσης μπορούν να περιλαμβάνουν και μόνιμα επιβαλλόμενα (συγκεντρωμένα ή κατανεμημένα) φορτία, π.χ. λόγω μηχανών ή μόνιμα αποθηκευμένου υλικού αντίστοιχα.

Τα μόνιμα φορτία είναι φορτία βαρύτητας λόγω

- Ίδιου βάρους των κατασκευαστικών στοιχείων.
- Τυχόν μόνιμων προσαρτημάτων της κατασκευής.

Ακόμα τα μόνιμα φορτία διακρίνονται κύρια, δευτερεύοντα. Ως κύρια, αναφέρονται τα φορτία που είναι κατά μέγεθος μεγαλύτερα και αποτελούν το μεγαλύτερο ποσοστό των μόνιμων φορτίων. Ως δευτερεύοντα αναφέρονται τα μόνιμα φορτία που είναι μικρότερης τάξης μεγέθους. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορούμε να τα λάβουμε κι αυτά υπόψη μας, στη μελέτη της κατασκευής, εφόσον το πλήθος

και το μέγεθος των φερόντων στοιχείων της κατηγορίας αυτής (σύνδεσμοι δυσκαμψίας) είναι - συγκριτικά με τα κύρια φορτία - υπολογίσιμο.

3.2 Μεταβλητά φορτία ‘Q’

3.2.1 Φορτία χιονιού

3.2.1.1 Γενικά

Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις και υπολογίζεται σύμφωνα με το Μέρος 2-3 του Ευρωκώδικα 1.

Σε πολύ ειδικές περιπτώσεις (ακραίες τιμές χιονόπτωσης εκτός στατιστικών δεδομένων) τα φορτία λόγω χιονιού αντιμετωπίζονται ως τυχηματικές δράσεις.

Αυτά τα φορτία έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δεν λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή του χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση, ενώ αναφέρονται σε κτίρια και γενικότερα σε έργα Πολιτικού Μηχανικού, που κατασκευάζονται σε περιοχές με υψόμετρα κάτω των 1500m. Για τις περιοχές εκείνες όπου επικρατούν ιδιαίτερες κλιματολογικές συνθήκες (όπως υψηλές ταχύτητες ανέμου, λιώσιμο του χιονιού) στον Ευρωκώδικα 1 προβλέπονται ειδικές διατάξεις και συντελεστές (Παράρτημα Β).

Το Μέρος 2-3 του Ευρωκώδικα 1 δεν καλύπτει τις ακόλουθες περιπτώσεις, οι οποίες είναι δυνατό να λάβουν χώρα και μπορεί να αποτελέσουν αίτια μερικής ή και ολικής αστοχίας της κατασκευής:

- Φορτία από την πτώση χιονιού λόγω ολίσθησης από υψηλότερη προς χαμηλότερη στέγη.
- Φορτία τα οποία μπορεί να προκύψουν από το φράξιμο των αποχετευτικών ή αποστραγγιστικών συστημάτων λόγω χιονιού ή πάγου.
- Πρόσθετα φορτία ανεμοπίεσης που μπορεί να προκύψουν από την αλλαγή του σχήματος ή των διαστάσεων της κατασκευής λόγω της παρουσίας χιονιού ή πάγου.
- Φορτία πάγου.
- Πλευρική φόρτιση λόγω χιονιού.
- Αύξηση των φορτίων λόγω μεγάλης έντασης βροχόπτωσης πάνω στο χιόνι.

3.2.1.2 Προσομοίωση του φορτίου χιονιού

Για τον υπολογισμό της έντασης που προκαλείται στην κατασκευή λόγω χιονόπτωσης, είναι σύνηθες να μελετάται η ομοιομορφία του χιονιού που έχει συσσωρευτεί κάτω από ήπιες καιρικές συνθήκες, το σχήμα της μορφής της στέγης και το σχήμα της χιονοστιβάδας που έχει δημιουργηθεί υπό συνθήκες ανέμου.

Το φορτίο του χιονιού, όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης. Επιπλέον θεωρούμε ότι το φορτίο δημιουργείται από εναποθέσεις διαφόρων σχημάτων και δεν ερμηνεύονται ως τοπικές ανομοιομορφίες εξ' αιτίας κάποιας τεχνητής μετακίνησης ή της διασποράς του χιονιού στην στέγη.

Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από την στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί επί της στέγης κατά διαφόρους τρόπους.

Τελικά όμως για την εκτίμηση του φορτίου χιονιού συνήθως θεωρείται αρχικά το ομοιόμορφο χιόνι που συγκεντρώνεται υπό συνθήκες νηνεμίας, ενώ η τελική μορφή του φορτίου λόγω χιονόπτωσης προκύπτει για συνθήκες όπου επικρατούν άνεμοι.

3.2.1.3 Προσδιορισμός του φορτίου χιονιού (s) σε στέγες

Με βάση λοιπόν τις πιο πάνω παραδοχές, το φορτίο του χιονιού στη στέγη της εκαστοτε καιωκευης υπολογιζεται απο την εξισωση.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad \left[\text{kN/m}^2 \right] \quad (3.1)$$

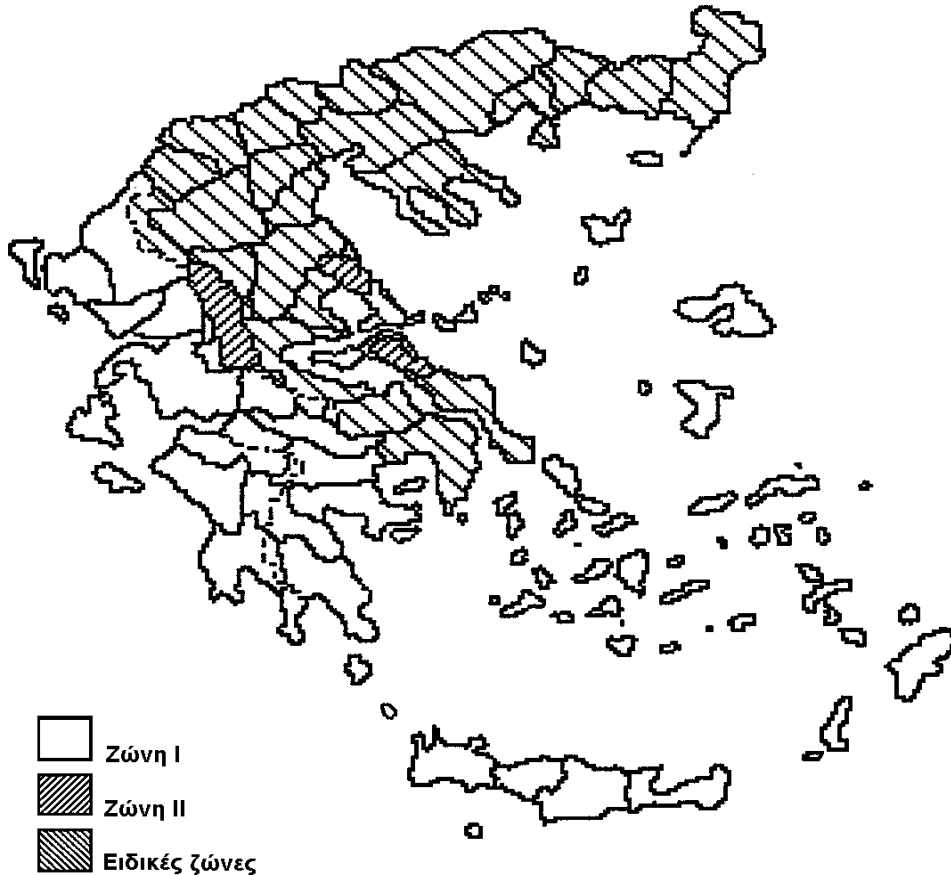
- όπου:
- μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού.
 - C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης στις καιρικές επιδράσεις, ο οποίος συνήθως λαμβάνει την τιμή 1.0, εκτός εάν μπορεί να εκτιμηθεί καλύτερα για περίπτωση ισχυρών ανέμων οπότε μπορεί να ληφθεί μικρότερος της μονάδας.
 - C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος συνήθως λαμβάνει την τιμή 1.0 για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης, μπορεί όμως να λάβει και μικρότερες τιμές αρκεί να ληφθεί υπ' όψη η επιρροή των απωλειών θερμότητας μέσω της στέγης.
 - s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για κάθε ζώνη και ανάλογα με το υψόμετρο της περιοχής (kN/m^2), (βλέπε EC1 – μέρος 2-3 / παράρτημα A7).

3.2.1.4 Προσδιορισμός της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού (s_k) επί του εδάφους

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης οι τιμές του s_k δίνονται στο παράρτημα A του EC 1 - μέρος 2-3 και ειδικότερα για την Ελλάδα σύμφωνα με το παράρτημα αυτό, το οποίο είναι πληροφοριακό, ισχύουν τα ακόλουθα :

- Υπάρχουν δύο ζώνες χιονιού και μια ειδική ζώνη, όπως φαίνεται και στο χάρτη του σχήματος 3.1.
- Για κάθε ζώνη και ανάλογα με το υψόμετρο της περιοχής, ισχύουν οι χαρακτηριστικές τιμές s_k που αναφέρονται στους πίνακες (3.1) και (3.2).

- Στην ειδική ζώνη θα πρέπει ο μελετητής να παίρνει τη γνώμη ειδικού και να συλλέγει στοιχεία από τις κατά τόπους αρμόδιες υπηρεσίες σε ό,τι αφορά το ύψος της χιονόπτωσης.



Σχήμα. 3.1: Ζώνες χιονοπτώσεως στον Ελλαδικό χώρο, κατά EC1.

ΕΘΝΙΚΗ ΖΩΝΗ I

Περιοχές : Πελοπόννησος, Δυτική Στερεά, Ήπειρος, Νησιά (εκτός από περιοχές με υψόμετρο μεγαλύτερο των 600m στα νησιά Εύβοια και Κρήτη).

Υψόμετρο*	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
s_k **	0.22	0.27	0.33	0.39	0.47	0.57	0.68	0.82	0.98	1.19	

* Υψόμετρο εδάφους σε μέτρα (m) ** Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού σε (kN/m²)

Πίνακας 3.1 Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού επί του εδάφους, στην Εθνική Ζώνη I

ΕΘΝΙΚΗ ΖΩΝΗ II

Περιοχές : Θράκη, Ανατολική Στερεά, Μακεδονία, Θεσσαλία, Εύβοια και Κρήτη (για υψόμετρα μεταξύ 600m και 1000m στα νησιά Εύβοια και Κρήτη).

Υψόμετρο*	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000
s_k **	0.44	0.52	0.62	0.73	0.86	1.01	1.19	1.41	1.67	1.97	

Πίνακας 3.2 Χαρακτηριστικές τιμές φορτίου χιονιού επί του εδάφους, στην Εθνική Ζώνη II

3.2.1.5 Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ_i)

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή μορφής λαμβάνονται υπόψη τρεις μορφές κατανομής φορτίου:

- Η πρώτη μορφή προκύπτει από μια ομοιόμορφη κατανομή του χιονιού πάνω σε ολόκληρη τη στέγη, εάν το χιόνι πέφτει με μικρή πνοή ανέμου.
- Η δεύτερη μορφή προκύπτει από μια αρχική ασύμμετρη κατανομή, ή από τοπική συγκέντρωση σε εμπόδια, ή από ανακατανομή του χιονιού που επηρεάζει την κατανομή του φορτίου στο σύνολο της στέγης (π.χ. χιόνι που μεταφέρεται από την προσήνεμη προς την υπήνεμη πλευρά της στέγης).
- Η τρίτη μορφή προκύπτει από ανακατανομή του χιονιού στα υψηλότερα τμήματα του κτιρίου (λόγω ολίσθησης).

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή σχήματος φορτίου χιονιού (μ_i) θα πρέπει να χρησιμοποιούνται οι τιμές που δίνονται στο κεφάλαιο 7 του EC 1 1991-2-3:1995 (σελίδα 14).

Σε περίπτωση που οι κλιματολογικές συνθήκες σε μια περιοχή είναι ιδιαίζουσες επιβάλλεται να γίνει χρήση του Παραρτήματος Β του EC 1 1991-2-3:1995.

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης, δηλαδή από το εάν ή στέγη είναι:

- α. Κεκλιμένη (μονοκλινής, δικλινής ή πολυκλινής)
- β. Επαναλαμβανόμενη
- γ. Κυλινδρική
- δ. Με απότομες αλλαγές υψών μεταξύ διαδοχικών στεγών
- ε. Με προβόλους ή άλλου τύπου εμπόδια

Ο συντελεστής σχήματος φορτίου υπολογίζεται θεωρώντας ως δεδομένο ότι ο συντελεστής εκθέσεως στις καιρικές συνθήκες (C_e) είναι ίσος με 1.0, αλλά και ότι ο θερμικός συντελεστής (C_t) θεωρείται ίσος με 1.0, για συνήθεις θερμικές μονώσεις στέγης.

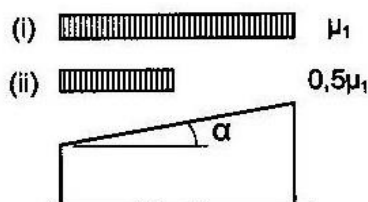
Θα πρέπει να αναφέρουμε ότι μείωση στο φορτίο χιονιού μπορεί να επιτραπεί εφ' όσον εισαχθούν τιμές, τόσο για το συντελεστή εκθέσεως όσο και για το θερμικό συντελεστή, μικρότερες από 1.0, λαμβάνοντας υπόψη μας την επίδραση ποικιλόμορφων συνθηκών ανέμου και την επίδραση απωλειών θερμότητας από τη στέγη, αντίστοιχα.

3.2.1.6 Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής χιονιού σε μονοκλινείς στέγες.

Στο σχήμα 3.2 φαίνονται οι προβλεπόμενες διατάξεις για το συντελεστή μορφής σε μονοκλινείς στέγες. Η περίπτωση i αντιστοιχεί σε ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια ενώ η ii αντιστοιχεί σε φόρτιση του δυσμενέστερου μισού τμήματος της στέγης. Οι συντελεστές μορφής δίνονται στο παρακάτω πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας α της στέγης όταν η ολίσθηση του χιονιού δε παρεμποδίζεται.

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq a \leq 30^\circ$	$30^\circ < a < 60^\circ$	$60^\circ \leq a$
Συντελεστής μορφής μ_1	0.8	$0.8(60-a)/30$	0,0

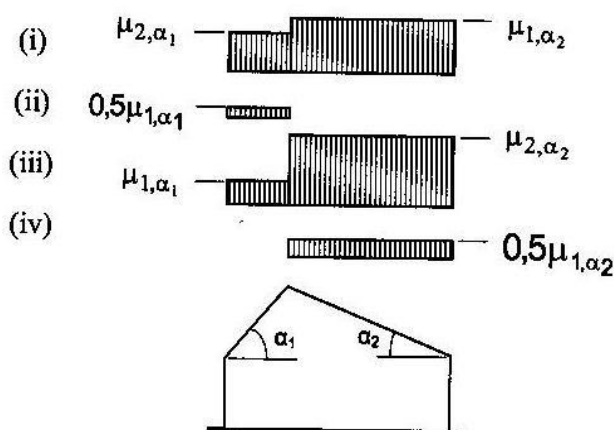
Πίνακας 3.3 Χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή μορφής μ_1 ανάλογα με την κλίση της στέγης.



Σχήμα 3.2: Συντελεστής μορφής σε μονοκλινής στέγες.

3.2.1.7 Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού (μ_i) σε δικλινείς στέγες με ελεύθερη ολίσθηση χιονιού

Οι τιμές του συντελεστή μορφής του φορτίου χιονιού, σε δικλινείς στέγες, δίνονται στον πίνακα 3.3 για διάφορες τιμές της γωνίας 'α' της στέγης. Θεωρείται ως δεδομένο ότι το χιόνι δεν εμποδίζεται να ολισθήσει από την σκεπή. Αν η κατάντη παρειά της στέγης καταλήγει σε προπέτασμα, φράχτη ή άλλο εμπόδιο τότε ο συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού δεν θα πρέπει να μειώνεται πέραν του 0,8. Επιπλέον, θα λαμβάνεται υπ' όψη κατά τους υπολογισμούς η δυσμενέστερη από τις ταξινομήσεις του φορτίου, περιπτώσεις i έως iv όπως φαίνονται στο σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.3: Συντελεστής μορφής σε δικλινής στέγες.

3.2.2 Φορτία ανέμου

3.2.2.1 Γενικά

Τα φορτία του ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές ελεύθερες δράσεις. Η συνολική απόκριση των κατασκευών, στη δράση του ανέμου, θεωρείται ως επαλληλία μιας 'βασικής' (που δρα ως στατική) και μιας 'συντονιστικής' συνιστώσας (που δρα ως δυναμική).

Για την πλειονότητα των κατασκευών η ‘συντονιστική’ συνιστώσα είναι πολύ μικρή και μπορεί να αγνοηθεί, με συνέπεια, ο υπολογισμός να γίνεται μόνο βάσει της πρώτης (βασικής συνιστώσας) μέσω της απλοποιημένης μεθόδου που προτείνεται στο Μέρος 2-4 του EC1.

Αντίθετα, εύκαμπτες κατασκευές, όπως καπνοδόχοι, πύργοι παρατήρησης, στοιχεία ανοικτών πλαισίων ή δικτυωμάτων, γέφυρες κ.λ.π. πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αντέχουν στη δυναμική επιρροή της τυρβώδους ροής του ανέμου, η οποία είναι μεταβαλλόμενη συναρτήσει του χρόνου.

Γενικά η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος αυτό του EC1 αφορά, επαρκώς δύσκαμπτες επιφάνειες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Στη γενική περίπτωση, ο άνεμος ασκεί πίεση προς την προσήνεμη πλευρά και υποπίεση (αναρρόφηση) προς την υπήνεμη. Η δράση του ανέμου υπολογίζεται για κάθε προσβαλλόμενη επιφάνεια, η οποία μπορεί να είναι ολόκληρη η κατασκευή ή κάποια επιμέρους μέλη αυτής.

3.2.2.2 Μέθοδοι υπολογισμού φορτίων ανέμου

Προκειμένου να πραγματοποιηθεί ο προσδιορισμός των φορτίων που αναπτύσσονται λόγω ανεμοπίεσης, προτείνονται από τον EC1 δύο μέθοδοι υπολογισμού :

- η απλή μέθοδος και
- η λεπτομερής μέθοδος

Η απλή μέθοδος εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση, αλλά μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για κτίρια και καπνοδόχους με ύψος μικρότερο των 200m, καθώς επίσης και για οδικές ή σιδηροδρομικές γέφυρες με άνοιγμα μικρότερο των 200m με την προϋπόθεση ότι $c_d < 1,2$ (όπου c_d : είναι ο συντελεστής δυναμικής απόκρισης της κατασκευής σε ανεμορριπή. Για ένταση εντός του επιπέδου ροής του ανέμου. Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής (χάλυβα, σκυρόδεμα ή σύμμικτη), καθώς επίσης και από το ύψος και το πλάτος την κατασκευής. Τέλος, ο δυναμικός συντελεστής c_d μπορεί να εκτιμηθεί με τη βοήθεια των διαγραμμάτων.

Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση και ο δυναμικός συντελεστής c_d είναι μεγαλύτερος του 1,2. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση, δίνοντας κάθε φορά τα πλέον ακριβή αποτελέσματα σε σχέση με την απλή μέθοδο. Συνιστάται δε να χρησιμοποιείται όταν $1,0 \leq c_d \leq 1,2$.

3.2.2.3 Φύση του φορτίου ανέμου

Οι δράσεις του ανέμου μεταβάλλονται με το χρόνο και δρουν άμεσα στις εξωτερικές επιφάνειες της κατασκευής (πίεση) και έμμεσα στις εσωτερικές επιφάνειες αυτής (υποπίεση), μέσω του πορώδους των εξωτερικών επιφανειών.

Ενδέχεται επίσης, οι δράσεις του ανέμου να επιδρούν εμμέσως στις εσωτερικές επιφάνειες ανοικτών κατασκευών. Οι αναπτυσσόμενες πιέσεις προκαλούν δυνάμεις κάθετες στις επιφάνειες των κατασκευών ή των μεμονωμένων στοιχείων επένδυσης.

3.2.2.4 Πίεση του ανέμου σε επιφάνειες

Οι εκφράσεις της πίεσης του ανέμου, που δίνονται στη συνέχεια, ισχύουν για επιφάνειες αρκετά δύσκαμπτες, ώστε να μπορούν να αγνοηθούν τα φαινόμενα ταλάντωσης, λόγω συντονισμού, που προκαλούνται από τον άνεμο.

3.2.2.4.1 Εξωτερική πίεση (w_e)

Η πίεση του ανέμου (w_e) επί μιας εξωτερικής επιφάνειας της κατασκευής, υπολογίζεται μέσω της εξίσωσης (3.2).

$$w_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.2)$$

Όπου:

- q_{ref} είναι η πίεση αναφοράς, που προκαλείται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου, η αντιστοιχούσα στη μέση ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (χρησιμοποιείται ως χαρακτηριστική τιμή).
- $c_e(z_e)$ είναι ο συντελεστής εκθέσεως ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη του τη μορφολογία του εδάφους αλλά και το υψόμετρο z_e από την επιφάνεια του εδάφους, και ορίζεται στην παράγραφο 8.5 (μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1). Ο συντελεστής αυτός τροποποιεί επίσης και τη μέση πίεση λαμβάνοντας υπ' όψη του και την τυρβώδη ροή.
- c_{pe} είναι ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης που ορίζεται στο μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1.
- $z_{(e,i)}$ είναι το ύψος αναφοράς, το οποίο ορίζεται στο μέρος 2-4, τμήμα 10 του EC1 για τον καθορισμό του αντίστοιχου συντελεστή πίεσης και για το οποίο ισχύουν:
 - $z = z_e$ για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης και
 - $z = z_i$ για τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης.

Αξίζει να σημειωθεί πως το ύψος αναφοράς για τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης (z_e) δεν είναι πάντα μονοσήμαντα ορισμένο και εξαρτάται από το εκάστοτε θεωρούμενο πλάτος της κατασκευής, ανάλογα με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου. Επίσης, το ύψος αναφοράς για τους συντελεστές εσωτερικής πίεσης, επίσης δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένο και εξαρτάται από τη μορφή του εσωτερικού του κτιρίου. Πάντως, για κτίριο χωρίς εσωτερικά χωρίσματα και δάπεδα, το εσωτερικό ύψος αναφοράς (z_i) είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων.

3.2.2.4.2 Πίεση αναφοράς ανέμου (q_{ref})

Η πίεση αναφοράς του ανέμου (q_{ref}) υπολογίζεται από τη σχέση (3.3).

$$q_{ref} = \frac{\rho}{2} \cdot v_{ref}^2 \quad (3.3)$$

Όπου:

- v_{ref} είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.
- ρ είναι η πυκνότητα του αέρα, η οποία επηρεάζεται από το υψόμετρο και εξαρτάται από τη θερμοκρασία και την αναμενόμενη βαρομετρική πίεση στην περιοχή κατά τη διάρκεια της καταγίδας,

εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α, Μέρος 2-4 του EC1. Συνήθως η τιμή της πυκνότητας του αέρα λαμβάνεται ίση με $1.25 \cdot 10^{-3} \text{ kg / m}^3$.

3.2.2.4.3 Ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (v_{ref})

Η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου (v_{ref}):

- Ορίζεται ως η μέση ταχύτητα δεκαλέπτου σε ύψος 10m από την επιφάνεια του εδάφους κατηγορίας II. Έχει πιθανότητα υπέρβασης 2% ετησίως, με μέση περίοδο επαναφοράς 50 έτη.
- Προσδιορίζεται μέσω της σχέσης (3.4).

$$v_{ref} = C_{DIR} \cdot C_{TEM} \cdot C_{ALT} \cdot v_{ref,0} \quad (3.4)$$

.....
 Οπου: $v_{ref,0}$ είναι η βασική τιμή της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου, όπως ορίζεται στο Παράρτημα Α, Μέρος 2-4 του EC1.
 C_{DIR} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α.
 C_{TEM} είναι ο συντελεστής προσωρινότητας, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α.
 C_{ALT} είναι ο συντελεστής υψομέτρου, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 1.0, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά στο Παράρτημα Α.

Σύμφωνα με στοιχεία του Παραρτήματος Α, του EC1, Τμήμα Α7 (πληροφοριακό για τις συνθήκες της Ελλάδας), οι ζώνες στις οποίες χωρίζεται ο Ελλαδικός χώρος για τον προσδιορισμό της ταχύτητας αναφοράς του ανέμου είναι:

- Νησιά και παραθαλάσσια ζώνη της ηπειρωτικής χώρας σε βάθος 10 km από την θάλασσα έχουν: $v_{ref} = 36 \text{ m / s}$.
- Υπόλοιπο της χώρας: $v_{ref} = 30 \text{ m / s}$.

και για τις δύο ζώνες ισχύει: $C_{DIR} = 1.0$, $C_{TEM} = 1.0$, $C_{ALT} = 1.0$.

3.2.2.4.4 Μέση ταχύτητα ανέμου (v_m)

Η μέση ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.5) και βάσει της μεταβολής της διαμορφώνεται και ο συντελεστής τραχύτητας (για τον οποίο γίνεται αναφορά σε επόμενη παράγραφο), στην περιοχή όπου θα κατασκευαστεί η εκάστοτε κατασκευή.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_t(z) \cdot v_{ref} \quad (3.5)$$

.....

Όπου: v_{ref} είναι η ταχύτητα αναφοράς του ανέμου.
 $c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας.
 $c_t(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

3.2.2.4.5 Εσωτερική πίεση (w_i)

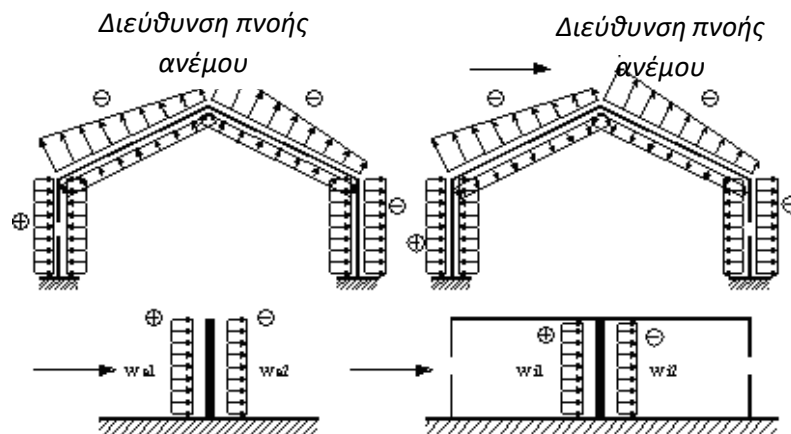
Η πίεση του ανέμου (w_i) επί μιας εσωτερικής επιφάνειας της κατασκευής, υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.6).

$$w_i = q_{ref} \cdot c_e(z_i) \cdot c_{pi} \dots\dots\dots (3.6)$$

όπου: q_{ref} υπολογίζεται από τη σχέση (3.3)
 $c_e(z_i)$ είναι ο συντελεστής εκθέσεως ανάλογος του $c_e(z_e)$ και υπολογίζεται βάσει της σχέσεως (3.9).
 c_{pi} είναι ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης ο οποίος ορίζεται στο μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1 (για κτίρια με ανοίγματα στους τοίχους).

3.2.2.4.6 Τελική πίεση

Η τελική πίεση του ανέμου επί ενός τοίχου ή ενός επιμέρους στοιχείου είναι η διαφορά των πιέσεων επί των επιφανειών του τοίχου ή του στοιχείου, λαμβάνοντας υπ' όψη τη φορά των πιέσεων αυτών. Η πίεση που κατευθύνεται προς την επιφάνεια του τοίχου ή του στοιχείου λαμβάνεται ως θετική (υπερπίεση), ενώ η αναρρόφιση (το διάνυσμα της οποίας απομακρύνεται από την επιφάνεια του τοίχου ή του στοιχείου) λαμβάνεται ως αρνητική (υποπίεση). Στο σχήμα 3.4 φαίνονται μερικά παραδείγματα της σήμανσης της πίεσης.



Σχήμα 3.4: Προσήμανση των πιέσεων επί των επιφανειών

3.2.2.5 Δυνάμεις ανέμου

3.2.2.5.1 Συνολική δύναμη του ανέμου (F_w)

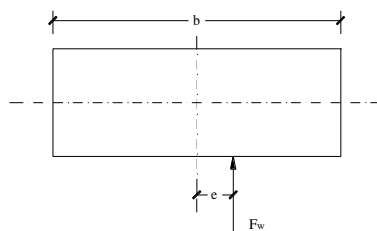
Η συνολική δύναμη του ανέμου (F_w), που ενεργεί επί μιας κατασκευής, ή τμήματος αυτής και με την προϋπόθεση ότι η κατασκευή δεν είναι ευαίσθητη σε δυναμική

καταπόνηση (δηλαδή όταν $c_d < 1,2$), δίνεται ως το άθροισμα των πιέσεων επί όλων των επιφανειών της και υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.7).

$$F_w = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_d \cdot c_f \cdot A_{ref} \quad (3.7)$$

-
- q_{ref} πίεση αναφοράς του ανέμου (q_{ref}) υπολογίζεται από τη σχέση (3.3).
 - $c_e(z_e)$ είναι ο συντελεστής εκθέσεως ο οποίος λαμβάνει υπ' όψη του τη μορφολογία του εδάφους αλλά και το υψόμετρο z_e από την επιφάνεια του εδάφους, και ορίζεται στην παράγραφο 8.5 (μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1). Ο συντελεστής αυτός τροποποιεί επίσης και τη μέση πίεση λαμβάνοντας υπ' όψη του και την τυρβώδη ροή.
 - c_d είναι ο δυναμικός συντελεστής.
 - c_f είναι ο συντελεστής δύναμης.
 - A_{ref} είναι η επιφάνεια αναφοράς, μετρούμενη γενικά ως η προβολή της κατασκευής σε επίπεδο κάθετο προς τη διεύθυνση του ανέμου.

Για δικτυωτές κατασκευές και για κατακόρυφες κατασκευές υπό μορφή προβόλου για παράδειγμα υψηλά κτίρια, καπνοδόχοι, πύργοι, ιστοί κτλ με λυγηρότητα ύψος/πλάτος > 2 και σταθερή διατομή, η δύναμη λόγω ανέμου υπολογίζεται με τον τύπο 3.7 όπου αντί για τον όρο z_e έχουμε τον όρο z_j όπου ο όρος i αναφέρεται στα χαρακτηριστικά στοιχεία της επιμέρους επιφάνειας A_j , που βρίσκεται σε ύψος z_j . Προκειμένου να ληφθούν υπόψη στρεπτικές καταπονήσεις που προέρχονται από αστάθμητους παράγοντες (π.χ. διεύθυνση πνοής ανέμου υπό γωνία) η δύναμη του ανέμου (F_w) εφαρμόζεται με εκκεντρότητα e ίση με $e = b/10$, όπου b είναι η διάσταση της κατασκευής, η κάθετη προς τη διεύθυνση πνοής του ανέμου, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.5.



Σχήμα 3.5: Έκκεντρη δράση δύναμης ανέμου.

3.2.2.5.2 Δύναμη τριβής του ανέμου (F_{fr})

Εκτός των δυνάμεων που δρουν καθέτως προς τις επιφάνειες προσβολής της κατασκευής, και προκειμένου για κατασκευές με μεγάλες προσβαλλόμενες επιφάνειες, θα πρέπει να συνυπολογίζονται και οι δυνάμεις τριβής (F_{fr}), οι οποίες δρουν εφαπτομενικά στην εκάστοτε επιφάνεια προσβολής και ενδέχεται να είναι σημαντικές. Οι δυνάμεις τριβής υπολογίζονται μέσω της σχέσης (3.8).

$$F_{fr} = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{fr} \cdot A_{fr} \quad (3.8)$$

.....
 όπου: q_{ref} υπολογίζεται από τη σχέση (3.3)
 $c_e(z_e)$ ορίζεται στην παράγραφο 8.5 (μέρος 2-4, τμήμα 8 του EC1).
 c_{fr} είναι ο συντελεστής τριβής.
 A_{fr} είναι η επιφάνεια τριβής.

3.2.2.6 Συντελεστές

3.2.2.6.1 Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$

Ο συντελεστής έκθεσης υπολογίζεται μέσω της σχέσης (3.9).

$$c_e(z) = c_r^2(z) \cdot c_t^2(z) \cdot [1 + 2 \cdot g \cdot I_v(z)] \quad (3.9)$$

Όπου: z Είναι το εκάστοτε θεωρούμενο ύψος αναφοράς και διακρίνεται σε:

- z_e , όταν μιλάμε για εξωτερική πίεση.
- z_i , όταν μιλάμε για εσωτερική πίεση (για κτίρια όμοια με αυτό που εξετάζουμε συνήθως είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων)

g είναι ο συντελεστής αιχμής (μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 3.5 για κατασκευές με δυναμικό συντελεστή $c_d < 1$)

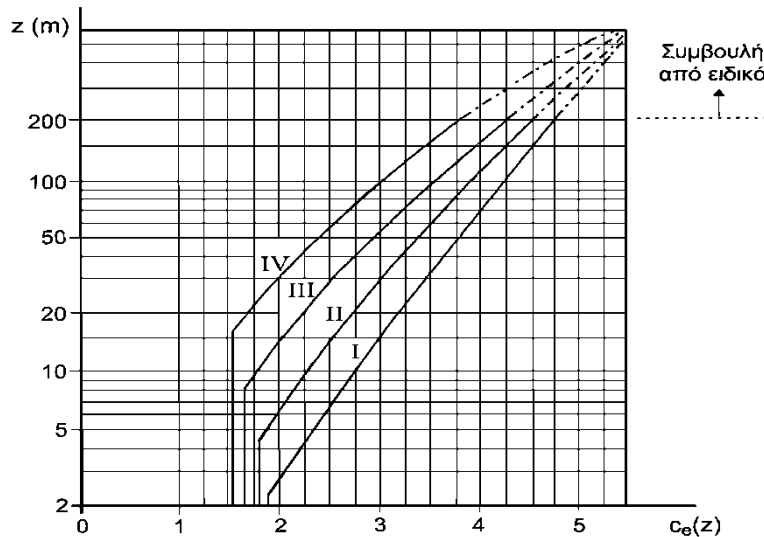
Και $I_v(z)$ είναι ο συντελεστής που δίνεται από τη σχέση (3.10) και λαμβάνει υπόψη του την ένταση των στροβιλισμών:

$$I_v(z) = \frac{k_T}{c_r(z) \cdot c_t(z)} \quad (3.10)$$

.....
 Όπου: k_T είναι ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τον πίνακα 3.4.
 $c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας.
 $c_t(z)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης.

Για επίπεδα εδάφη, ο συντελεστής εκθέσεως μπορεί, εναλλακτικά, να υπολογιστεί και από το σχήμα 3.6 για κάθε κατηγορία εδάφους.

Επίπεδα χαρακτηρίζονται τα εδάφη, τα οποία έχουν συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης ίσο με 1 ($c_t = 1$).



Σχήμα 3.6: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ συναρτήσει του ύψους z , πάνω από το έδαφος, για διάφορες κατηγορίες εδάφους I έως IV (βλέπε πίνακα 9.11) και για συντελεστή αναγλύφου $c_t = 1$.

3.2.2.6.2 Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

Για τον προσδιορισμό του συντελεστή τραχύτητας $c_r(z)$, λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή της μέσης ταχύτητας του ανέμου στην περιοχή όπου πρόκειται να κατασκευαστεί η εκάστοτε κατασκευή, λόγω:

- Του ύψους της κατασκευής από την επιφάνεια του εδάφους, και
- Της τραχύτητας του εδάφους ανάλογα με τη διεύθυνση του ανέμου.

Ο συντελεστής τραχύτητας υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους (z) μέσω της σχέσης (3.11).

$$\begin{aligned}
 &\text{για } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} && c_r(z) = k_T \cdot \ln \left| \frac{z}{z_0} \right| \\
 &\text{για } z < z_{\min} && c_r(z) = k_T \cdot \ln \left| \frac{z_{\min}}{z_0} \right| \dots \dots \dots
 \end{aligned} \tag{3.11}$$

Όπου: k_T είναι ο συντελεστής εδάφους και υπολογίζεται από τον πίνακα 3.4, ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους.
 z_0 είναι το μήκος τραχύτητας και υπολογίζεται από τον πίνακα 3.4.
 z_{\min} είναι το ελάχιστο ύψος και υπολογίζεται από τον πίνακα 3.4.

Τα παραπάνω ισχύουν για ύψη μικρότερα των 200m από τη επιφάνεια του εδάφους, ενώ για μεγαλύτερα απαιτείται η γνώμη ειδικού.

Κατηγορία εδάφους		k_T	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Τρικυμώδης ανοιχτή θάλασσα, λίμνες με μήκος ανάπτυξης κυματισμού τουλάχιστον 5Km, καθώς και λείες επίπεδες επιφάνειες εδάφους χωρίς εμπόδια.	0.17	0.01	2
II	Αγροτικές εκτάσεις με περιμετρική περίφραξη, μικρές διάσπαρτες αγροτικές κατασκευές, κατοικίες ή δένδρα.	0.19	0.05	4
III	Προαστιακές ή βιομηχανικές περιοχές και μόνιμες δασικές εκτάσεις.	0.22	0.3	8
IV	Αστικές περιοχές όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται από κτίρια, των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m.	0.24	1	16

Πίνακας 3.4 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Εάν η απόσταση της κατασκευής από την πλησιέστερη αλλαγή της τραχύτητας του εδάφους είναι μικρότερη από:

- 2Km από το πιο λείο έδαφος με τραχύτητα I, ή
- 1Km από το πιο λείο έδαφος με τραχύτητες I & III,

τότε θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η κατηγορία με τη μικρότερη τραχύτητα προς την προσήνεμη πλευρά.

Σε περίπτωση αμφιβολίας ως προς την κατάταξη του εδάφους σε κάποια κατηγορία, το έδαφος κατατάσσεται στην αντίστοιχη δυσμενέστερη.

3.2.2.6.3 Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_t(z)$

Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή αναγλύφου) εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις, σε περιοχές που δεν είναι ορεινές ή πτυχωτές. Ο συντελεστής αναγλύφου λαμβάνεται υπόψη για θέσεις οι οποίες απέχουν λιγότερο από:

- 0.5 u (u: το μήκος της πλαγιάς από την κορυφή) ή
- 1.5 H (H: το ύψος του γκρεμού).

και προσδιορίζεται από τη σχέση (3.12).

$$\begin{array}{lll}
 \text{για} & \Phi < 0.05 & c_t = 1 \\
 & & \dots\dots\dots \\
 \text{για} & 0.05 < \Phi < 0.3 & c_t = 1 + 2 \cdot s \cdot \Phi \\
 & & \dots\dots\dots \\
 \text{για} & \Phi > 0,3 & c_t = 1 + 0.6 \cdot s \\
 & & \dots\dots\dots
 \end{array} \tag{3.12}$$

όπου: s είναι ο συντελεστής που προκύπτει από τα σχήματα 3.7 & 3.8 συναρτήσει των x / L_e και z / L_e .

$\Phi = H / L$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά (πίνακας 3.5).

L_e είναι το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά (πίνακας 3.5).

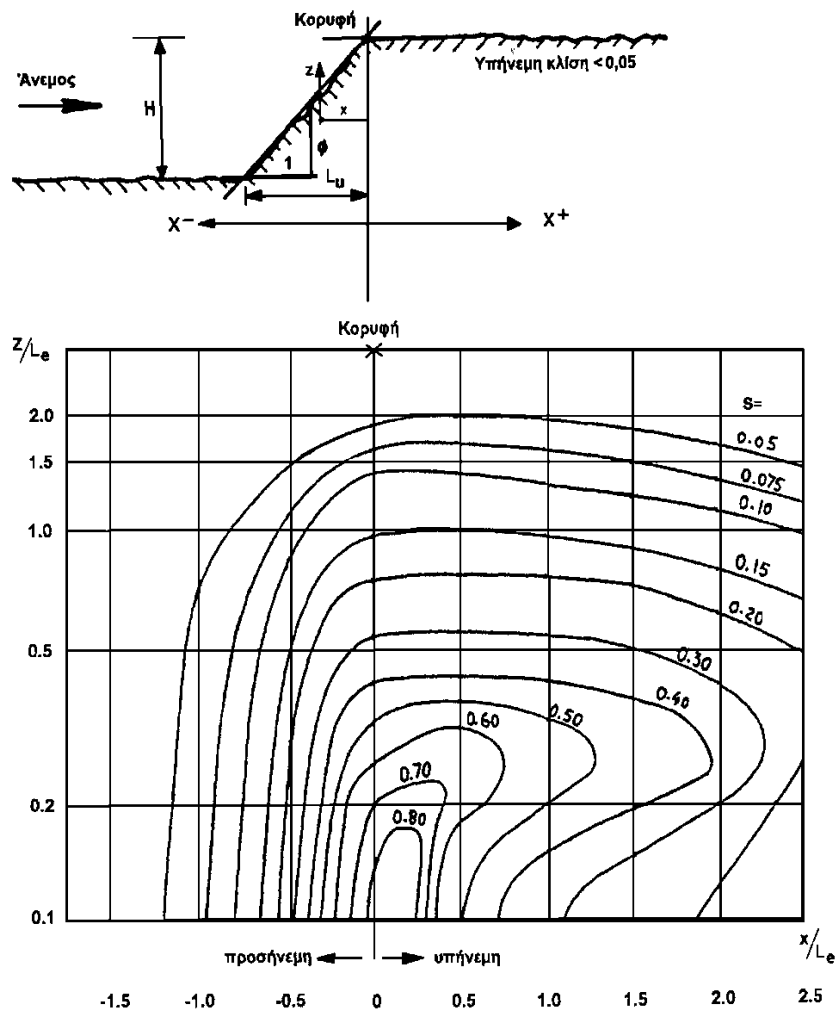
L_u είναι το πραγματικό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά.

- H είναι το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας.
- x είναι η οριζόντια απόσταση της κατασκευής από την κορυφή του λόφου.
- z είναι η κατακόρυφη απόσταση της κατασκευής από την επιφάνεια του εδάφους

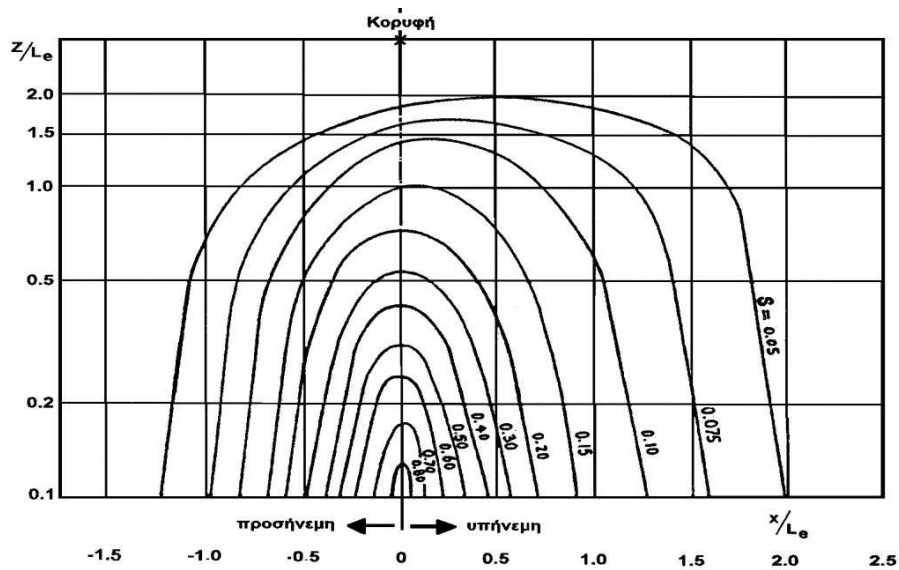
Σε κοιλάδες ο συντελεστής αναγλύφου, $c_i(z)$, μπορεί να λαμβάνει τιμές ίσες με 1.0, εάν βέβαια δεν αναμένεται αύξηση της ταχύτητας.

Κλίση ($\Phi = H / L$)		L_e
Απαλή	$0.05 < \Phi < 0.3$	$L_e = L_u$
Απότομη	$0.3 < \Phi$	$L_e = H / 0.3$

Πίνακας 3.5 Τιμές ενεργού μήκους ανάτη της πλαγιάς (L_e)



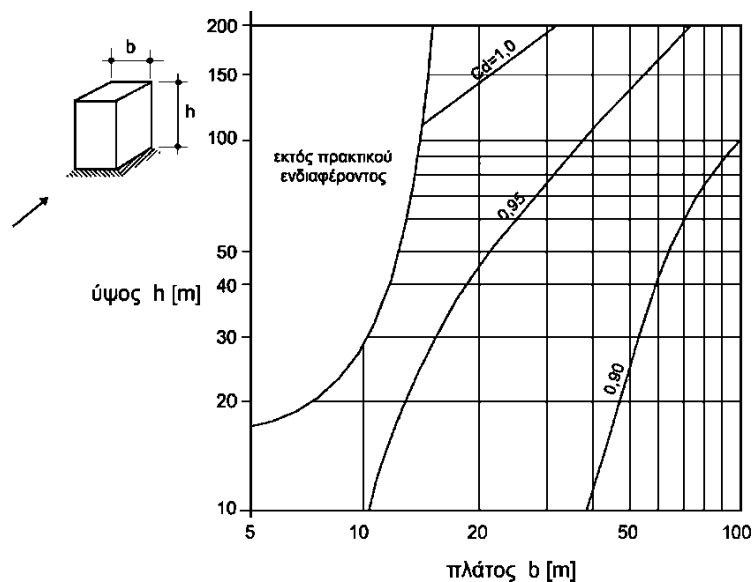
Σχήμα 3.7: Συντελεστής (s) για γκρεμούς και εξάρσεις.



Σχήμα 3.8: Συντελεστής (s) για λόφους και προεξοχές.

3.2.2.6.4 Συντελεστής δυναμικής αποκρίσεως σε ανεμορριπή (c_d)

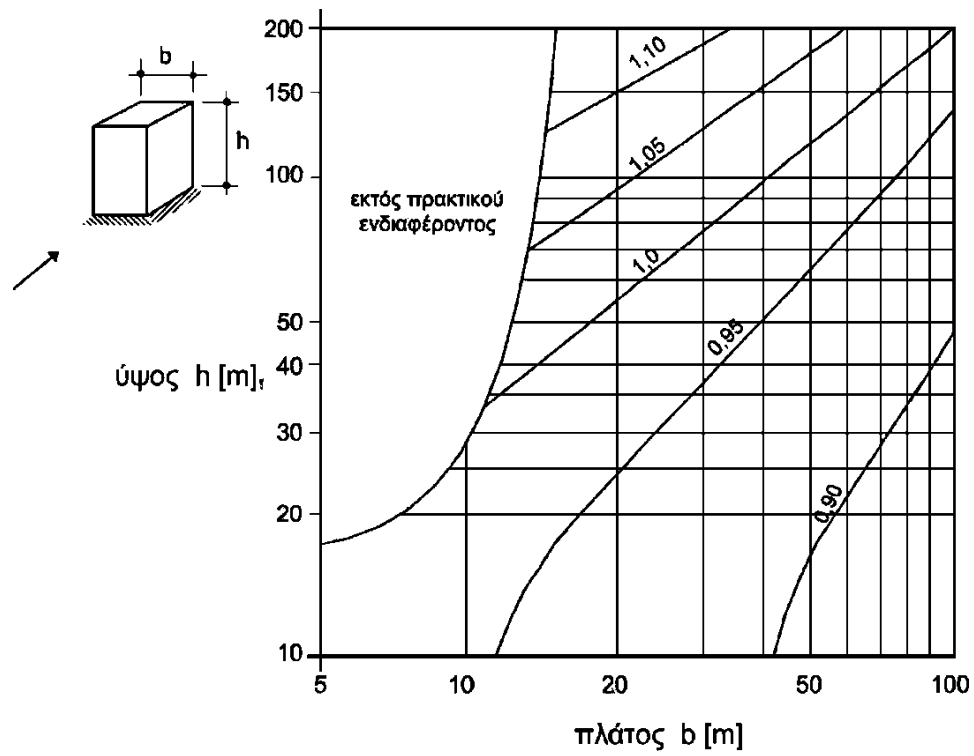
Για τον καθορισμό του δυναμικού συντελεστή c_d λαμβάνονται υπ' όψη αφ' ενός μεν μειωτικά φαινόμενα λόγω της μη ταυτόχρονης μέγιστης ταχύτητας του ανέμου σε όλα τα σημεία της επιφάνειας προβολής της κατασκευής και αφ' ετέρου τα μεγεθυντικά φαινόμενα λόγω του περιεχομένου των συχνοτήτων της ανεμορριπής πλησίον της δεσπόζουσας ιδιοσυχνότητας της κατασκευής.



Σχήμα 3.9: Τιμές του c_d για κτίρια από σκυρόδεμα και τοιχοποιία.

- Οι τιμές των παραμέτρων του σχήματος 3.9 είναι:
 - ο $v_{ref} = 28 \text{ m/s}$
 - ο Έδαφος κατηγορίας I

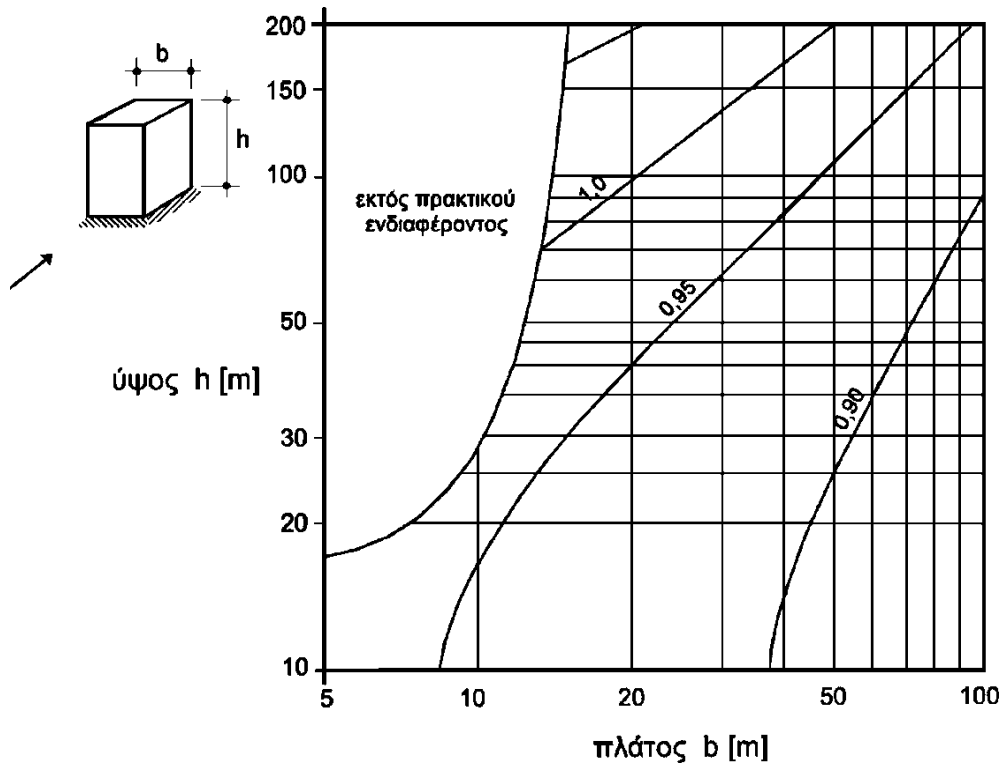
- ο $\delta_s = 0.045\eta_1 + 0.05 \geq 0.10$
- ο $\delta_a = 0$



Σχήμα 3.10: Τιμές του C_d για κτίρια από χάλυβα.

Οι τιμές των παραμέτρων του σχήματος 3.10 είναι:

- ο $v_{ref} = 28 \text{ m/s}$
- ο Έδαφος κατηγορίας I
- ο $\delta_s = 0.045\eta_1 \geq 0.10$
- ο $\delta_a = 0$



Σχήμα 3.11: Τιμές του C_d για κτίρια από σκυρόδεμα και χάλυβα.

Οι τιμές των παραμέτρων του σχήματος 3.11 είναι:

- ο $v_{ref} = 28 \text{ m/s}$
- ο Έδαφος κατηγορίας I
- ο $\delta_s = 0.08\eta_1 \geq 0.08$
- ο $\delta_a = 0$

όπου η_1 είναι η δεσπόζουσα καμπτική συχνότητα πολυωρόφου κτιρίου.
 δ_s είναι η δεσπόζουσα λογαριθμική αποσβεστική μείωση της κατασκευής.
 δ_a είναι η δεσπόζουσα αεροδυναμική λογαριθμική αποσβεστική μείωση της κατασκευής.

Τα κριτήρια που καθορίζονται από τα σχήματα 3.9 έως και 3.11 δεν καλύπτουν απαιτήσεις άνεσης στις καταστάσεις λειτουργικότητας. Αν πρέπει να αντιμετωπισθούν τέτοιες καταστάσεις, τότε απαιτείται η χρήση λεπτομερέστερων μεθόδων.

3.2.2.7 Αεροδυναμικοί συντελεστές κατασκευών

3.2.2.7.1 Γενικά

Οι βασικές κατηγορίες κατασκευών και κατασκευαστικών στοιχείων που οι αεροδυναμικοί συντελεστές (εξωτερικής και εσωτερικής πίεσης) τροποποιούνται προκειμένου να υπολογισθούν οι τελικές πιέσεις επί των επιφανειών τους, είναι:

- Κτίρια.
- Στέγαστρα.
- Ελεύθεροι διαχωριστικοί τοίχοι, φράχτες και πινακίδες.
- Δομικά στοιχεία με ορθογωνική διατομή.
- Δομικά στοιχεία με οξείες ακμές.
- Δομικά στοιχεία με διατομή κανονικού πολυγώνου.
- Κυκλικοί κύλινδροι.
- Σφαίρες.
- Δικτυώματα και σκαλωσιές.
- Γέφυρες.
- Σημαίες.

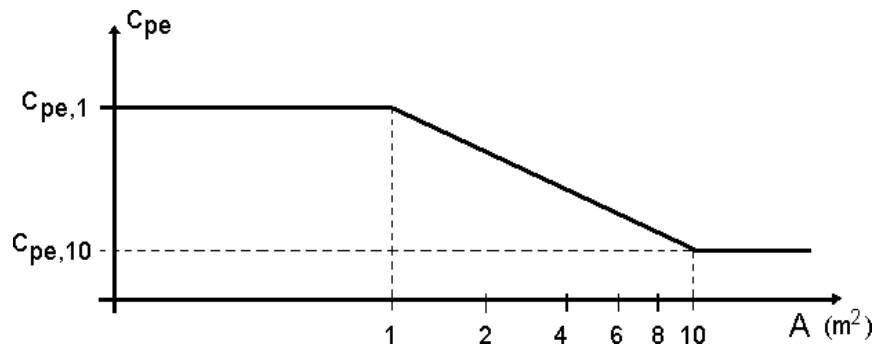
Με τον όρο ‘αεροδυναμικοί’ χαρακτηρίζονται οι συντελεστές:

- Εξωτερικής πίεσης (c_{pe}).
- Εσωτερικής πίεσης (c_{pi}).
- Δύναμης (c_f).

Με χρήση των παραπάνω συντελεστών υπολογίζονται οι τελικές πιέσεις ή οι δυνάμεις στις επιφάνειες των κατασκευών.

3.2.2.7.2 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κτίρια (c_{pe})

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κτίρια και μεμονωμένα τμήματα κτιρίων εξαρτώνται, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.12, από το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A και συμβολίζονται ως ($c_{pe,1}$) και ($c_{pe,10}$) για επιφάνειες ίσες με $1m^2$ και $10m^2$ αντίστοιχα.

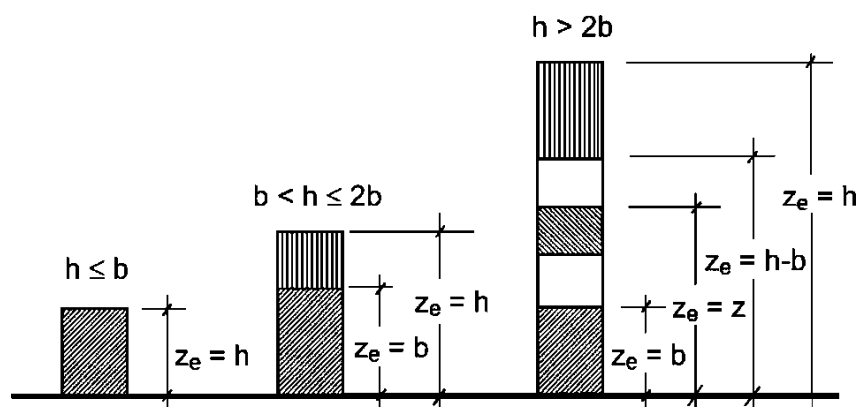


0

Σχήμα 3.12: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης (C_{pe}), για κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας (A).

$$\begin{aligned}
 A \leq 1m^2 & \quad c_{pe} = c_{pe,1} \\
 1m^2 < A < 10m^2 & \quad c_{pe,A} = c_{pe,1} + \left(c_{pe,10} - c_{pe,1} \right) \cdot \log_{10} (A) \\
 10m^2 \leq A & \quad c_{pe} = c_{pe,10}
 \end{aligned} \tag{3.13}$$

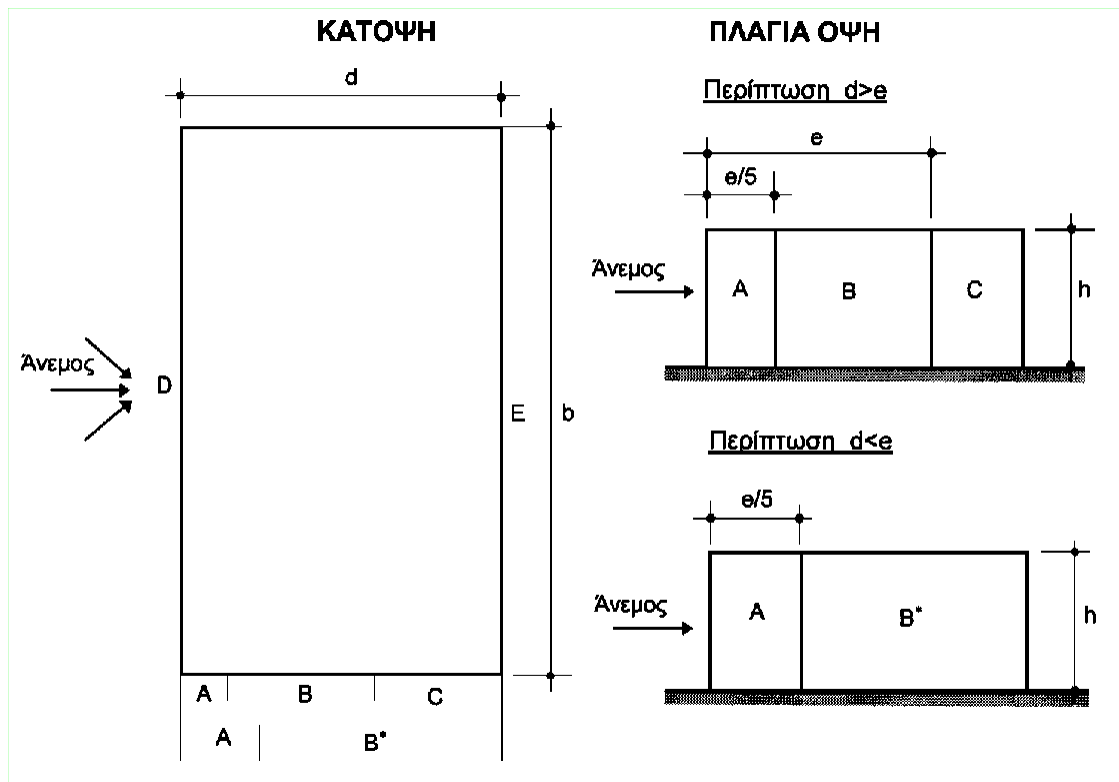
3.2.2.7.3 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη



Σχήμα 3.13: Προσδιορισμός του ύψους αναφοράς (z_e) συναρτήσει των h και b .

Σύμφωνα με το σχήμα 3.13, μπορούμε συνοπτικά να γράψουμε:

- $h \leq b$ Λαμβάνεται $z_e = h$.
- $b < h \leq 2b$ Το κτίριο θεωρείται πως απαρτίζεται από δύο τμήματα με ύψος
- $z_e = b$ για το χαμηλότερο και
 - $z_e = h$ για το υπερκείμενο.
- $h > 2b$ Το κτίριο θεωρείται πως απαρτίζεται από πολλά τμήματα, εκ των οποίων
- το χαμηλότερο έχει ύψος $z_e = b$
 - το ψηλότερο έχει ύψος $z_e = h$
 - το ενδιάμεσο τμήμα χωρίζεται σε τμήματα με μέγιστο ύψος κάθε τμήμα ίσο με b .
- Όπου:
- b Είναι το πλάτος του κτιρίου εγκάρσια στη διεύθυνση πνοής του ανέμου, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.14.
 - h Είναι το ύψος του κτιρίου σε πλάγια όψη, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.14.



Σχήμα 3.14: Ορισμοί για κατακόρυφους τοίχους. ($e = \min[b, 2h]$).

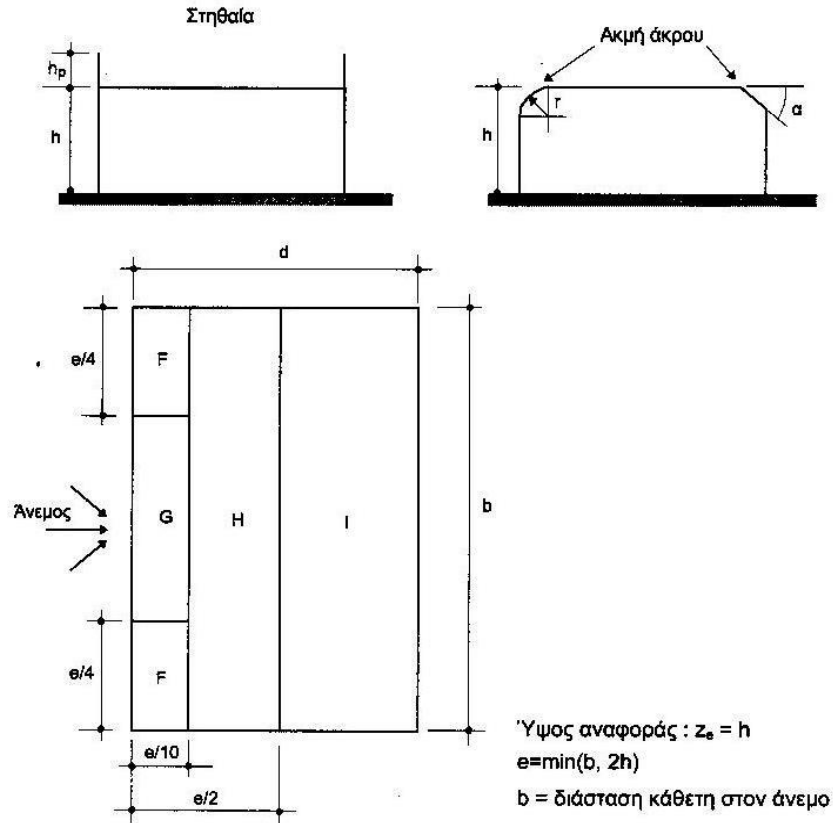
h / d	Ζώνη									
	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.1	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.0	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Πίνακας 3.6 Συντελεστής εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη

3.2.2.7.4 Οριζόντιες οροφές

Οριζόντιες οροφές (σχήμα 3.15) θεωρούνται οι οροφές με κλίση μέχρι 4° ως προς το οριζόντιο επίπεδο.

Οι εξωτερικής πίεσης δίνονται στον παρακάτω πίνακα. Για οροφές μεγάλης επιφάνειας θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι δυνάμεις τριβής.



Σχήμα 3.15: Συμβολισμοί για οριζόντιες οροφές.

		ΖΩΝΗ							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Αιχμηρά άκρα		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	± 0.2	
με στηθαία	$hp/h=0,025$	-1.6	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$hp/h=0,05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$hp/h=0,2$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	
καμπύλα άκρα	$hp/h=0,05$	-1.0	-1.5	-1.2	-1.8	-0.4	± 0.2		
	$hp/h=0,1$	-0.7	-1.2	-0.8	-1.4	-0.3	± 0.2		
	$hp/h=0,2$	-0.5	-0.8	-0.5	-0.8	-0.3	± 0.2		
κεκλιμένα άκρα	$hp/h=30^\circ$	-1.0	-1.5	-1.0	-1.5	-0.3	± 0.2		
	$hp/h=45^\circ$	-1.2	-1.8	-1.3	-1.9	-0.4	± 0.2		
	$hp/h=60^\circ$	-1.3	-1.9	-1.3	-1.9	-0.3	± 0.2		

Πίνακας 3.7 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης οριζόντιων οροφών

ΣΗΜΕΙΩΣΗ:

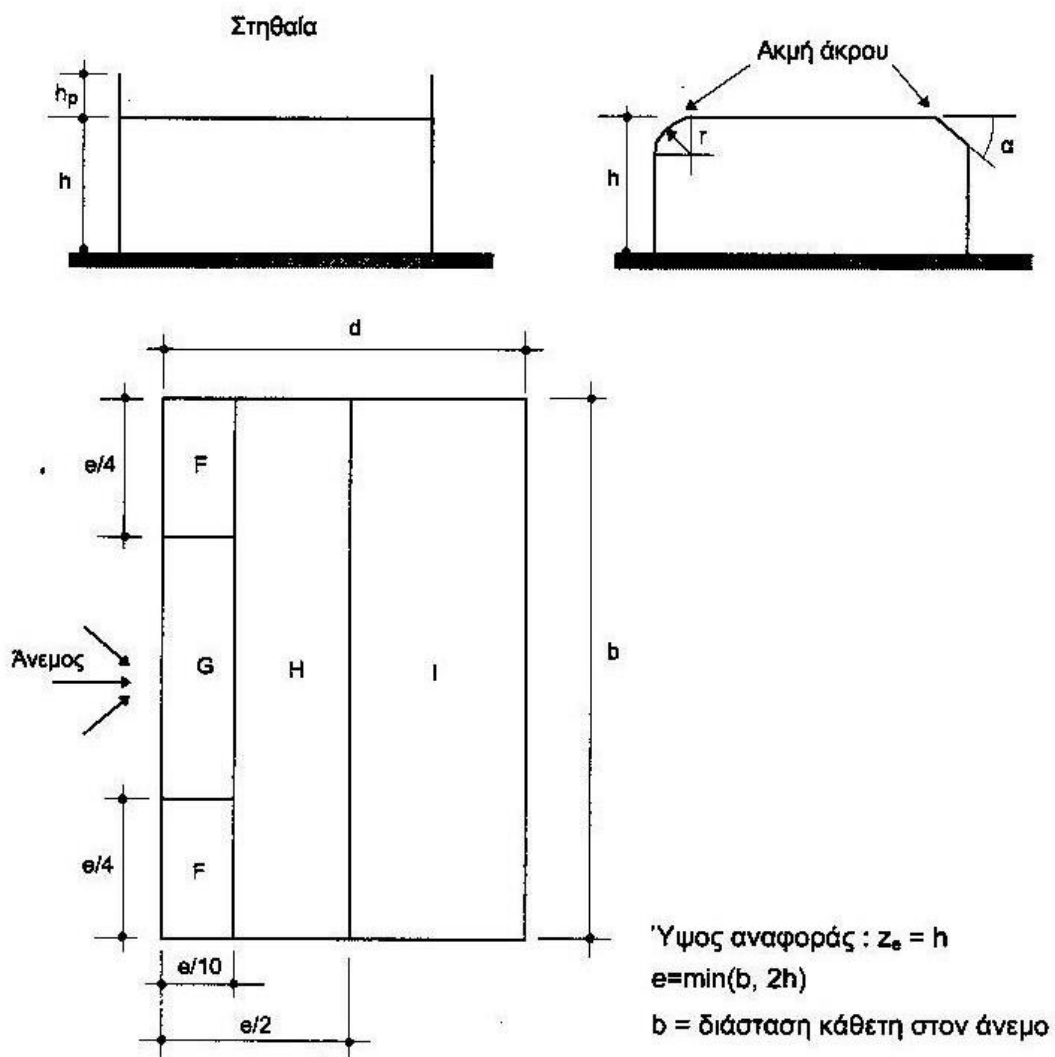
- ✓ Σε οροφές με στηθαία ή καμπύλα άκρα μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές των λόγων hp/h και r/h
- ✓ Σε οροφές με κεκλιμένα άκρα μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των $30^\circ, 45^\circ$ και 60° . Για $\alpha=60^\circ$ γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών $\alpha=60^\circ$ και των τιμών για αιχμηρά άκρα.
- ✓ Για το ίδιο καμπύλο άκρο οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών που αντιστοιχούν στον τοίχο και την οροφή.

3.2.2.7.5 Μονοκλινείς στέγες

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε μονοκλινείς στέγες δίνονται στο παρακάτω πίνακα.3.7 σύμφωνα με το συμβολισμό του σχήματος 3.16. Για οροφές μεγάλης επιφάνειας

θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής. Όταν η στέγη προεξέχει υπό τη μορφή προβόλου πέραν του κατακόρυφου εξωτερικού τοίχου, ασκείται σε

αυτή πίεση ίση με αυτήν του κατακόρυφου τοίχου. Ο κανόνας αυτός ισχύει και για άλλους τύπους οροφών (οριζόντιες, δικλινείς).



Σχήμα 3.16: Συμβολισμοί για μονοκλινείς στέγες.

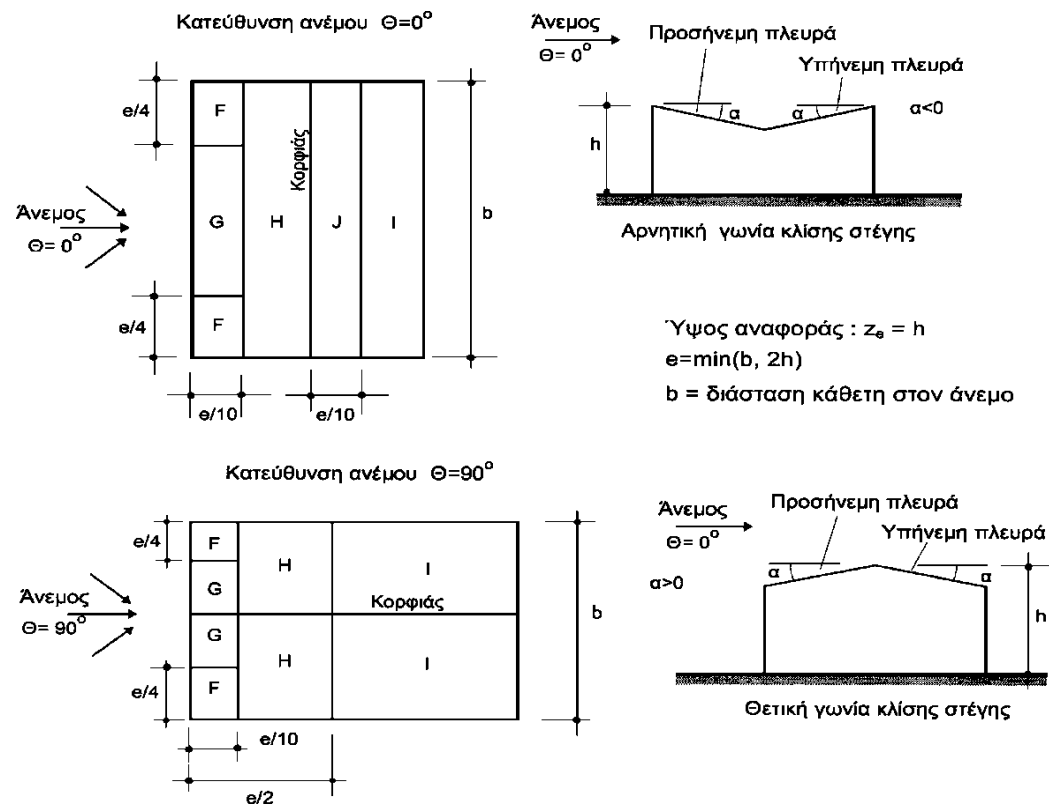
Γωνία κλίσης στέγης α	ΖΩΝΗ ΓΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\Theta=90^\circ$						ΖΩΝΗ ΓΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\Theta=90^\circ$					
	F		G		H		F		G		H	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.6	-1.2	-2.3	-2.5	-1.3	-2.0	-0.8	-1.2
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-2.5	-2.8	-1.3	-2.0	-0.9	-1.2
	+0.2		+0.2		+0.2							
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-1.1	-2.3	-0.8	-1.5	-0.8	
	+0.7		+0.7		+0.4							
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.6	-1.3	-0.5		-0.7	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.5	-1.0	-0.5		-0.5	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.5	-1.0	-0.5		-0.5	

ΓΩΝΙΑ ΚΛΙΣΗΣ ΣΤΕΓΗΣ α	ΖΩΝΗ ΓΙΑ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΑΝΕΜΟΥ $\Theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1.6	-2.2	-1.8	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.9	-2.5	-0.8	-1.2	-0.7	-1.2
30°	-1.2	-2.0	-1.5	-2.0	-1.0	-1.3	-0.8	-1.2
45°	-1.2	-2.0	-1.4	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2
60°	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.7	-1.2
75°	-1.2	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.5	

Πίνακας 3.8 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες.

3.2.2.7.6 Δικλινείς στέγες

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε δικλινείς στέγες δίνονται στους πίνακες 3.9 και 3.10 σύμφωνα με το συμβολισμό του σχήματος 3.17. Για οροφές μεγάλης επιφάνειας θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις τριβής.



Σχήμα 3.17: Ορισμοί για δίρριχτες στέγες.

Ζώνη (για διεύθυνση ανέμου $\theta=0^\circ$)										
Κλίση στέγης α°	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0.6		-0.6		-0.8		-0.7		-1.0	-1.5
-30°	-1.1	-2.0	-0.8	-1.5	-0.8		-0.6		-0.8	-1.4
-15°	-2.5	-2.8	-1.3	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5		-0.7	-1.2
-5°	-2.3	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	-0.3		-0.3	
5°	-1.7	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	-0.3		-0.3	
15°	-0.9	-2.0	-0.8	-1.5	-0.3		-0.4		-1.0	-1.5
	+0.2		+0.2		+0.2					
30°	-0.5	-1.5	-0.5	-1.5	-0.2		-0.4		-0.5	
	+0.7		+0.7		+0.4					
45°	+0.7		+0.7		+0.6		-0.2		-0.3	
60°	+0.7		+0.7		+0.7		-0.2		-0.3	
75°	+0.8		+0.8		+0.8		-0.2		-0.3	

Πίνακας 3.9 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίρριχτες στέγες.

Ζώνη (για διεύθυνση ανέμου $\theta=90^\circ$)								
Κλίση στέγης α°	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1.4	-2.0	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2
-30°	-1.5	-2.1	-1.2	-2.0	-1.0	-1.3	-0.9	-1.2
-15°	-1.9	-2.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.2	-0.8	-1.2
-5°	-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	-0.6	-1.2
5°	-1.6	-2.2	-1.3	-2.0	-0.7	-1.2	-0.5	
15°	-1.3	-2.0	-1.3	-2.0	-0.6	-1.2	-0.5	
30°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.8	-1.2	-0.5	
45°	-1.1	-1.5	-1.4	-2.0	-0.9	-1.2	-0.5	
60°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	
75°	-1.1	-1.5	-1.2	-2.0	-0.8	-1.0	-0.5	

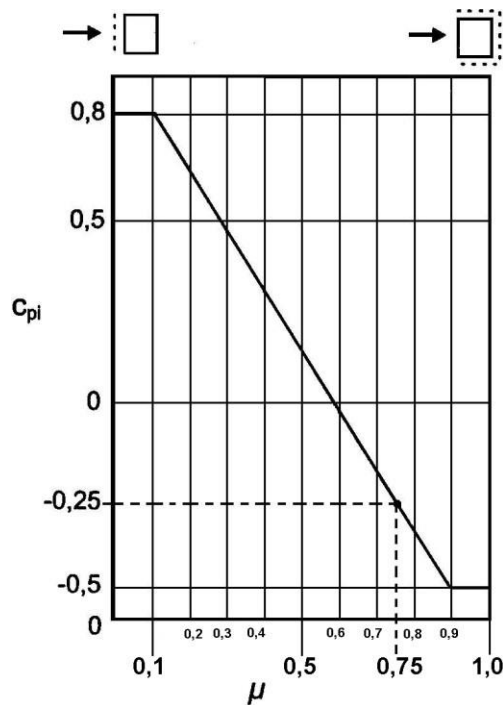
Πίνακας 3.10 Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίρριχτες στέγες.

- Για γωνία $\theta = 0^\circ$ οι συντελεστές πίεσης εναλλάσσονται μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών για κλίσεις στέγης από $\alpha = +15^\circ$ έως και $\alpha = +30^\circ$ στην προσήνεμη πλευρά. Για τον λόγο αυτό δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές στους πίνακες (3.9) και (3.10).
- Μπορεί να γίνει γραμμική παρεμβολή μόνο μεταξύ συντελεστών με το ίδιο πρόσημο. Για γωνίες από $\alpha = -5^\circ$ έως $\alpha = +5^\circ$ δεν γίνεται γραμμική παρεμβολή, αλλά χρησιμοποιούνται οι τιμές για τις επίπεδες στέγες.

Τέλος πρέπει να αναφερθεί πως και σ' αυτή την περίπτωση, εάν πρόκειται για στέγες μεγάλου μήκους θα πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη οι δυνάμεις τριβής.

3.2.2.8 Συντελεστές εσωτερικής πίεσης (c_{pi}) σε κτίρια χωρίς εσωτερικά χωρίσματα

Ο αεροδυναμικός συντελεστής εσωτερικής πίεσης (c_{pi}) για κτίρια χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά δίνεται στο σχήμα 3.18 και είναι συνάρτηση του ποσοστού ανοιγμάτων 'μ'



Σχήμα 3.18: Συντελεστής εσωτερικής πίεσης (C_{pi}) για κτίρια με ανοίγματα στους τοίχους.

3.2.3 Ελληνικός κανονισμός

3.2.3.1 Βάρος χιονιού

Αυτό κατ' αρχήν λαμβάνεται αναλόγως των τοπικών συνθηκών βάση του πίνακα 3.11.

$\alpha=$	0°	20°	40°	60°	60°
$P_{S=}$	$125h$	$125h$	$90h$	$60h$	0

Πίνακας 3.11: Βάρος χιονιού συναρτήσει της γωνίας α και του h

$\alpha=$ Γωνία της στέγης ως προς τον ορίζοντα

$P_{S=}$ Βάρος χιονιού σε kg. Ανά m^2 οριζόντιας προβολής της στέγης

$h=$ Μέγιστο πάχος σε μέτρα του στρώματος του χιονιού σε οριζόντια και ελεύθερη επιφάνεια. Ενδιάμεσες τιμές παρεμβάλλονται γραμμικώς. Όπου το h δεν είναι επαρκώς γνωστό, λαμβάνεται ίσο προς 0,50 m. Σε μεγάλα υψόμετρα ή θέσεις εξαιρετικά επιβαρυνόμενες από την πτώση χιονιού η τιμή αυτή αυξάνεται αναλόγως. Εάν η μορφή της στέγης προκαλεί μεγάλη τοπική συσσώρευση χιονιού αυξάνεται αναλόγως το αντίστοιχο φορτίο. Απαιτείται να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό το ενδεχόμενο κανονικής ή μονοπλεύρου φορτίσεως της στέγης από χιόνι.

3.2.3.2 Πίεση του ανέμου

Η ανά m^2 επιπέδου επιφανείας, κάθετη προς την διεύθυνση του ανέμου, πίεση W_s λαμβάνεται από τον πίνακα 3.12.

W_0 σε kg/m^2

Για τμήματα κατασκευών, πλην στεγών μέχρι ύψους $h \leq 15m$ από το έδαφος,	100
Για τμήματα κατασκευών σε ύψος $15h \leq 25m$ και για στέγες σε ύψους $h \leq 25m$	125

Για τμήματα κατασκευών και στεγών σε ύψος $25m \leq h$	150
Για κατασκευές με μικρή προσβαλλόμενη επιφάνεια (δικτύωματα, κριώματα κ.τ.λ)	150

Πίνακας 3.12: Πίεση ανέμου σε kg/m^2

Για επιφάνεια κεκλιμένη κατά γωνία προς τον ορίζοντα ή κάθετη σε αυτόν, ανά $1m^2$ κεκλιμένης επιφάνειας, η ενεργούσα πίεση του ανέμου λαμβάνεται ίση προς $W=W_0 \cdot \eta_{μα}$.

Σε τόπους εξαιρετικά προσβαλλόμενους υπό του ανέμου οι παραπάνω τιμές πρέπει να αυξάνονται κατά 50 %.

Για γωνίες $\alpha \leq 25^\circ$ είναι δυνατόν να παραλείπεται κατά τον υπολογισμό της στέγης η επιρροή της οριζόντιας πίεσεως του ανέμου.

Σε ανοικτά υπόστεγα ελέγχεται ιδιαίτερος η ασφάλεια από αναρπαγή της στέγης ή της επικάλυψης αυτής, υπό φόρτιση που λαμβάνει το μόνιμο φορτίο και το κατακόρυφο φορτίο από άνεμου, ίσο με $60 kg/m^2$.

Στα στοιχεία της στέγης πρέπει να εξετάζεται και η περίπτωση φορτίσεως με κατακόρυφο συγκεντρωμένου φορτίου $100 kg$ στην δυσμενέστερη θέση. Κατά την εξέταση αυτήν παραλείπεται η φόρτιση από το χιόνι και τον άνεμο, εφόσον η επίσκεψη της στέγης μπορεί να γίνει με ασφάλεια χωρίς τις παραπάνω επιφορτίσεις ορισμένων στοιχείων αυτής (π.χ σανιδώματα μικρού ανοίγματος κ.τ.λ.). Για τα στοιχεία αυτά η εξέταση αυτή επιτρέπεται να παραλειφθεί.

Κατασκευές προσβαλλόμενες από άνεμου. Σε οικοδομήματα που παρουσιάζουν επαρκή ακαμψία, από άκαμπτα τοιχώματα και δάπεδα, δεν απαιτείται έλεγχος της ευστάθειας λόγω πίεσεως του ανέμου.

Για τοίχους μεμονωμένους, μεγάλου ύψους ή από ιδιαίτερος ελαφρά υλικά κατασκευαζομένους και για κατασκευές ή εγκαταστάσεις ιδιαίτερος ελαφρές (π.χ. ξύλινα παραπήγματα, κριώματα κ.τ.λ.), απαιτείται έλεγχος της ασφάλειας αυτών λόγω πίεσεως του ανέμου και με συντελεστή ασφαλείας 2.

$$\mu = \frac{A_i}{A_T} \dots\dots\dots$$

(3.14)

Όπου: A_i είναι το άθροισμα των επιφανειών των ανοιγμάτων που υπάρχουν στην υπήνεμη πλευρά αλλά και στις παράλληλες πλευρές στη διεύθυνση του ανέμου.

A_T είναι το άθροισμα των επιφανειών των ανοιγμάτων που υπάρχουν σε όλες τις πλευρές του κτιρίου.

Αξίζει να σημειώσουμε πως η εσωτερική πίεση δρα σε μια κατασκευή ταυτόχρονα με την εξωτερική και πρέπει να λαμβάνεται κι αυτή υπόψη στον υπολογισμό της τελικής πίεσης που ασκείται σε μια επιφάνεια. Η τελική πίεση επί μιας επιφάνειας είναι το διανυσματικό άθροισμα των πιέσεων που ασκούνται εξωτερικά (υπερπίεσεις) και εσωτερικά (υποπίεσεις) αυτής.

Για τον συντελεστή εσωτερικής πίεσης, το ύψος αναφοράς (z_i) χωρίς εσωτερικά χωρίσματα και δάπεδα είναι το μέσο ύψος των ανοιγμάτων με ομοιόμορφη κατανομή ύψους του καθοριστικού ανοίγματος.

Ένα άνοιγμα θεωρείται καθοριστικό εάν ο λόγος της επιφάνειάς του προς την επιφάνεια των υπόλοιπων ανοιγμάτων είναι μεγαλύτερος του 10. Επίσης, το ύψος αναφοράς (z_i) για κτίρια χωρίς εσωτερικά διαχωριστικά, αλλά με

διαμερισματοποίηση μέσω εσωτερικών δαπέδων, είναι το μέσο ύψος της θεωρούμενης στάθμης.

Για ομοιόμορφη κατανομή των ανοιγμάτων σε ένα περίπου τετράγωνο κτίριο, θα πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή $c_{pi} = -0.25$. Γενικά κατά τον υπολογισμό του συντελεστή εσωτερικής πίεσης θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη ο δυσμενέστερος συνδυασμός ανοιγμάτων.

Για κλειστά κτίρια με εσωτερικά διαχωριστικά και ανοικτά παράθυρα, μπορούν να λαμβάνονται υπόψη οι ακραίες τιμές του σχήματος 3.18 (γενική περίπτωση) δηλαδή $c_{pi} = -0.50$ ή $c_{pi} = +0.80$.

3.3 Τυχηματικά φορτία

3.3.1 Γενικά

Ως σεισμός, ορίζεται μια ακολουθία δονήσεων, οι οποίες προέρχονται από ένα σημείο (περισσότερο ή λιγότερο βαθύ) του στερεού φλοιού της γης, οι οποίες οφείλονται σε φαινόμενα τεκτονικού χαρακτήρα και επιβάλλουν μετακινήσεις μεταβαλλόμενης φοράς σε μια περιοχή (περισσότερο ή λιγότερο εκτεταμένη) της επιφάνειας της γης.

Επομένως, κατά την διάρκεια ενός σεισμού, οι κατασκευές υποβάλλονται σε ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, οφειλόμενες στη μετακίνηση του εδάφους.

Τα δομήματα αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος, επιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, σε διάτμηση, σε θλίψη κ.λ.π.

Είναι, λοιπόν, φανερό ότι ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενης φοράς. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται μέσα σε αυτό είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικώς επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Για τον λόγο αυτό κατατάσσονται τα 'φορτία' του σεισμού στις έμμεσες δράσεις

3.3.1.1 Περί αδρανειακών δυνάμεων

Λέγοντας πως λόγω του σεισμού αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις στο εσωτερικό μιας κατασκευής, εννοούμε τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχικώς ηρεμούσα κατάσταση της κατασκευής έναντι της αιφνιδίως επιβαλλόμενης και εναλλασσόμενης φοράς μετατόπισης του εδάφους (άρα και επιβαλλόμενης επιτάχυνσης), και οι οποίες υπακούν στο νόμο του Νεύτωνα που δίνεται από τη σχέση (3.15).

$$F = m \cdot a \quad (3.15)$$

Όπου ως: F συμβολίζεται εν γένει η δύναμη, η οποία για την περίπτωση που εξετάζεται είναι η αδρανειακή δύναμη που αναπτύσσεται στο εσωτερικό της κατασκευής και αναφέρεται στον ΕΑΚ ως 'απόκριση' της κατασκευής.

m συμβολίζεται εν γένει η μάζα, η οποία για την περίπτωση που εξετάζεται είναι η μάζα της κατασκευής ή η μάζα των επιμέρους στοιχείων της (δοκοί, στύλοι, κλπ). Η μάζα της κατασκευής ή στοιχείου αυτής υπακούει στο νόμο:

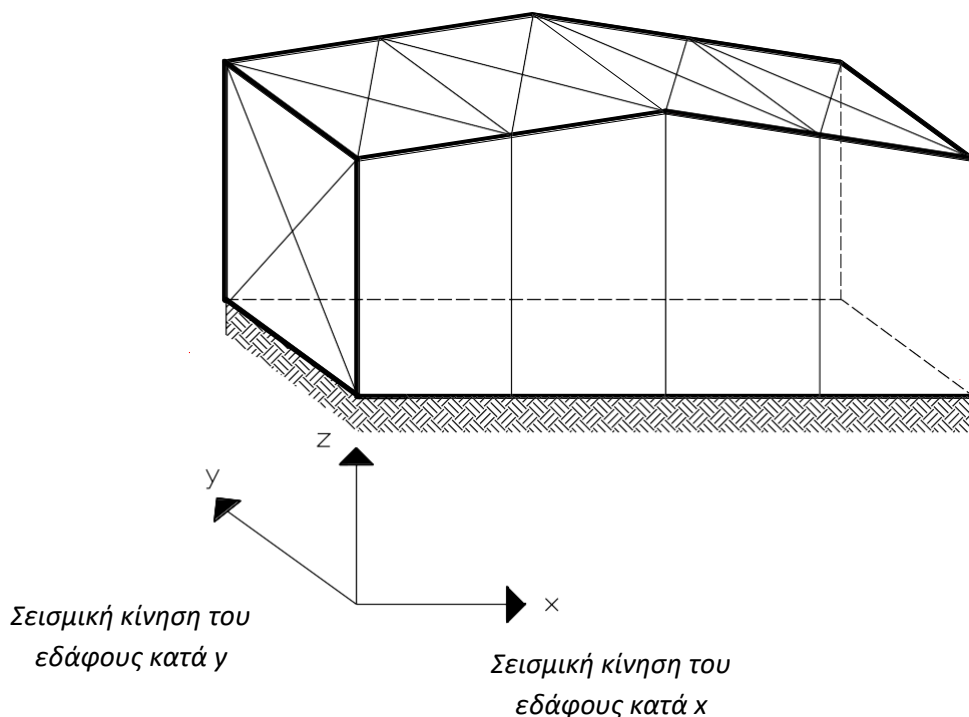
$$B = m \cdot g \Rightarrow m = \frac{B}{g} \quad (3.16)$$

.....
 όπου B θεωρούμε ένα συνδυασμό κατακόρυφων φορτίων, ο οποίος συνήθως είναι
 $B = [\text{μόνιμα φορτία} + 0.3 (\text{φορτία χιονιού})] \text{ (kN/m)}$
 $=$
 $[1.0 G + 0.3 S] \text{ (kN/m)}$
 g Είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας $\cong 10 \text{ m} / \text{s}^2$.

α συμβολίζεται εν γένει η επιτάχυνση, η οποία για την περίπτωση που εξετάζεται είναι η επιτάχυνση που επιβάλλεται από το έδαφος στην κατασκευή, λόγω της μετακίνησης (και μάλιστα μεταβαλλόμενης φοράς) του πρώτου. Στον ΕΑΚ (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός) η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους δίνεται, ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας.

3.3.1.2 Σεισμικές κινήσεις του εδάφους

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους συνίστανται από δυο οριζόντιες, κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες, αναφερόμενοι σε ορθογώνιο σύστημα συντεταγμένων, και μια κατακόρυφη, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.19.



Σχήμα 3.19: Σεισμικές κινήσεις εδάφους.

Οι τρεις συνιστώσες θεωρούνται πως είναι στατιστικά ανεξάρτητες. Επιτρέπεται, εν γένει, η παράληψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού, εκτός από τις

περιπτώσεις φορέων από προεντεταμένο σκυρόδεμα και δοκών που φέρουν φυτευτά υποστυλώματα.

3.3.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ προβλέπονται δύο μέθοδοι γραμμικού υπολογισμού της σεισμικής απόκρισης:

- Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος.
- Η Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος.

3.3.2.1 Δυναμική φασματική μέθοδος

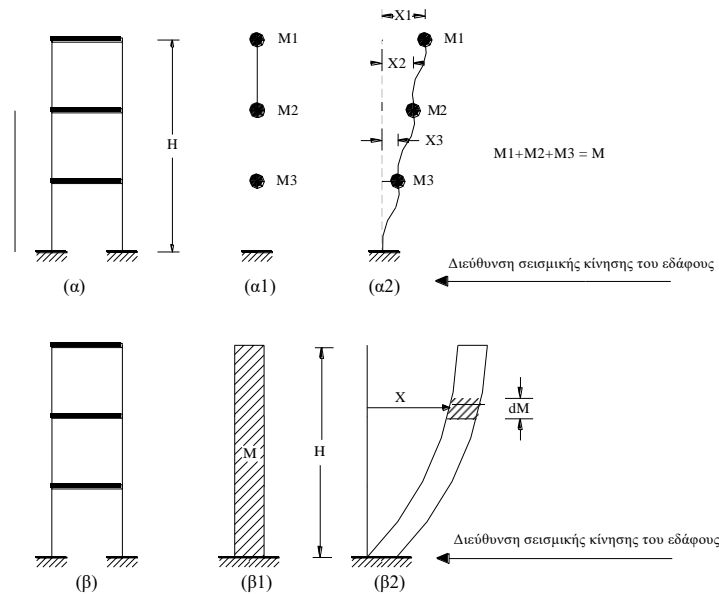
Η Δυναμική Φασματική Μέθοδος είναι γενικής εφαρμογής και μεγαλύτερης ακρίβειας από την Ισοδύναμη Στατική. Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή, η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από κατάλληλη επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων που αντιστοιχούν σε κάθε ιδιομορφή. Το πλήθος των ιδιομορφών ταλάντωσης της κατασκευής που λαμβάνουμε υπόψη μας διαφέρει κάθε φορά, ανάλογα με την επιθυμητή ακρίβεια.

3.3.2.2 Ισοδύναμη στατική μέθοδος

Στην Ισοδύναμη Στατική Μέθοδο η απόκριση της κατασκευής προκύπτει από την εφαρμογή ισοδύναμων σεισμικών φορτίων, τα οποία εφαρμόζονται στις θέσεις των συγκεντρωμένων μαζών της κατασκευής σαν στατικά φορτία, δηλαδή κατά τέτοιο τρόπο ώστε οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις να είναι αμελητέες. Με αυτή τη μέθοδο λαμβάνεται υπόψη μόνο η πρώτη ιδιομορφή ταλάντωσης της κατασκευής.

3.3.3 Παραδοχές που υιοθετούνται από τις δύο μεθόδους του ΕΑΚ

Αξίζει να τονιστεί πως και οι δύο μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων μιας κατασκευής (διακριτά συστήματα μονοβάθμια ή πολυβάθμια). Στο σχήμα 3.20 (α) φαίνεται ένα τριώροφο διατημητικό κτίριο. Με την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών, μορφώνεται το μοντέλο που φαίνεται στο σχήμα 3.20 (α1). Στο σχήμα 3.20 (α2) φαίνεται το μοντέλο σε κίνηση. Στην πραγματικότητα, όμως, η μάζα κάθε κατασκευής είναι ομοιόμορφα διανεμημένη κατά μήκος των στοιχείων της (συνεχή συστήματα ή αλλιώς απειροβάθμια, σχήματα 3.20(β), 3.20(β1), 3.20(β2)) και το φαινόμενο του σεισμού έχει δυναμικό χαρακτήρα.



Σχήμα 3.20: Διάκριση μεταξύ συνεχών και διακριτών συστημάτων.

3.3.3.1 Η δυναμική ανάλυση των συνεχών συστημάτων ως η καλύτερη προσέγγιση του φαινομένου του σεισμού

Η καλύτερη δυνατή επιστημονική προσέγγιση του φαινομένου του σεισμού και των δράσεων αυτού επί των κατασκευών, είναι να θεωρήσουμε τα τελευταία ως συνεχή συστήματα (όπως συμβαίνει δηλαδή στην πράξη) και να γίνει η μελέτη τους μέσω δυναμικής ανάλυσης (η οποία, όπως αναφέραμε και πιο πριν, είναι πιο ακριβής συγκριτικά με τη στατική) λαμβάνοντας επίσης υπόψη μας τις ελαστοπλαστικές ιδιότητες του υλικού, όπου και όταν αυτές εμφανίζονται. Η μέθοδος αυτή δίνει τα πιο ακριβή αποτελέσματα, είναι όμως εξαιρετικά επίπονη και χρονοβόρα και εφαρμόζεται στην πράξη μόνο για πρωτεύοντα δομικά έργα Πολιτικού Μηχανικού, τα οποία είναι μεγάλης κλίμακας και ειδικού χαρακτήρα.

3.3.4 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ, κεφάλαιο 4, παράγραφος 4.1.2.1, ο σεισμός σχεδιασμού αποτελεί τυχαματική δράση, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων σύμφωνα με τη σχέση (3.17).

$$S_d = G_k + P_\infty \pm E + \sum \psi_2 \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

-
- Όπου
- G_k Είναι οι μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή.
 - P_∞ Είναι η προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες.
 - E Είναι η δράση του σεισμού σχεδιασμού.
 - $Q_{k,i}$ Είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως i
 - ψ_2 Είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες μεταβλητές δράσεις. Οι τιμές του συντελεστή αυτού έχουν ήδη δοθεί, για λόγους εποπτικούς όμως δίνονται και από αυτή τη θέση μέσω του πίνακα 3.13

1. Φορτία χρήσης	ψ_2
1.1 Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
1.2 Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κ.λ.π.)	0.5
1.3 Χώροι στάθμευσης	0.6
1.4 Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κ.λ.π.)	0.8
2. Άνεμος	0.0
3. Χιόνι (μη βατές στέγες)	0.3
Χιόνι (βατές στέγες)	0.0

Πίνακας 3.13 Συντελεστής συνδυασμού δράσεων ψ_2 κατά τον Ε.Α.Κ.

3.3.5 Φάσμα αποκρίσεως

Το φάσμα αποκρίσεως είναι η περιβάλλουσα της συμπεριφοράς μονοβάθμιων ταλαντωτών, για ένα δεδομένο σεισμό, ως προς την ιδιοπερίοδο των μονοβάθμιων αυτών ταλαντωτών, για μια δεδομένη απόσβεση. Το φάσμα απόκρισης αναφέρεται σε ένα δεδομένο σεισμό και όχι στον μονοβάθμιο ταλαντωτή, ο οποίος είναι το 'μέσον' για να εξαχθούν τα αποτελέσματα ενός σεισμού.

Διακρίνονται φάσματα:

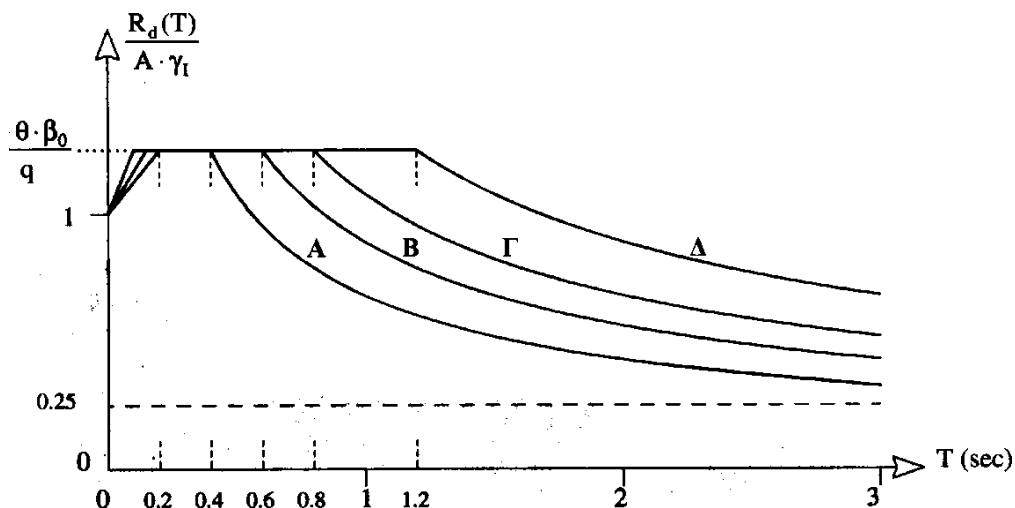
- Ολικών επιταχύνσεων, δηλαδή του απόλυτου αθροίσματος της επιτάχυνσης του εδάφους και της επιτάχυνσης της κατασκευής.
- Σχετικών ταχυτήτων και
- Σχετικών μετακινήσεων.

3.3.6 Φάσμα σχεδιασμού

Ως φάσμα σχεδιασμού ορίζεται το φάσμα αποκρίσεως, το οποίο αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού.

3.3.7 Φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού κατά ΕΑΚ – Σεισμικές 'δράσεις' σχεδιασμού

Ο ΕΑΚ προτείνει το φάσμα σχεδιασμού του σχήματος 3.21, στο οποίο οι τιμές των οριζόντιων επιταχύνσεων του εδάφους είναι οι τιμές σχεδιασμού και όχι ελαστικές (έχουν ήδη δηλαδή διαιρεθεί με το q). Οι επιταχύνσεις σχεδιασμού συμβολίζονται ως $R_d(T)$. Επιπλέον, ο ΕΑΚ δίνει αναλυτικούς τύπους υπολογισμού της επιτάχυνσης σχεδιασμού.



Σχήμα 3.21: Φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού $R_d(T)/(A\gamma_1)$ [Σχεδίαση για $\theta\beta_0/q = 2.5/2.0$].

Περιοχή Περιοδών

$$0 \leq T < T_1 \quad R_d(T) = A \cdot \gamma_1 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\theta \cdot \beta_0}{q} - 1 \right) \right] \quad (3.18.\alpha)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad R_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta \cdot \beta_0}{q} \quad (3.18.\beta)$$

$$T_2 < T \quad R_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\theta \cdot \beta_0}{q} (T_2/T)^{2/3} \quad (3.18.\gamma)$$

- Όπου:
- A είναι η μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
Ισχύει $A = a \cdot g$, όπου a είναι η εδαφική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας. Τιμές για το a δίνονται στον πίνακα (3.16).
 - γ_1 είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας του δομήματος, που δίνεται στον πίνακα (3.17).
 - q συντελεστής συμπεριφοράς ή πλαστιμότητας.
 - θ είναι ο συντελεστής επιρροής θεμελίωσης και εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης. Σε εδάφη κατηγορίας A και B ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.0, ενώ σε εδάφη κατηγορίας Γ και Δ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίνονται στον πίνακα (3.18), όταν ισχύει τουλάχιστον μια από τις προϋποθέσεις που αναφέρθηκαν σε αυτόν κι εφόσον η προκύπτουσα φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού δεν είναι μικρότερη από εκείνη που θα προέκυπτε για έδαφος κατηγορίας B.
 - T_1 και T_2 είναι οι χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος σχεδιασμού, οι οποίες ορίζονται στον πίνακα (3.16) ανάλογα με τη σεισμική επικινδυνότητα του εδάφους θεμελίωσης.
 - Κατασκευή με $T < T_1$ θεωρείται πλέον δύσκαμπτη, καθώς T

$$\sim \frac{1}{K}$$

- Κατασκευή με $T > T_2$ θεωρείται πλέον εύκαμπτη.
- β_0 ο συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης που λαμβάνεται ίσος με 2.5

Όπως φαίνεται κι από το σχήμα 3.21, σε κάθε περίπτωση απαιτείται:

$$\frac{R_d(T)}{A \cdot \gamma_1} \geq 0.25 \quad (3.19)$$

Από το φάσμα σχεδιασμού του σχήματος 3.21, έχοντας (ή υπολογίζοντας) την ιδιοπερίοδο ταλάντωσης της κατασκευής που μελετούμε και γνωρίζοντας την κατηγορία του εδάφους όπου αυτή θα ανεγερθεί, υπολογίζουμε την μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού που ενδέχεται να αναπτύξει η κατασκευή μας όταν πληγεί από τον σεισμό σχεδιασμού.

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

Πίνακας 3.14 Τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων T_1, T_2 (sec).

Οι καμπύλες A, B, Γ και Δ χρησιμοποιούνται ανάλογα με την κατηγορία εδάφους στην οποία θα ανεγερθεί η κατασκευή. Οι κατηγορίες εδάφους δίνονται στον πίνακα (3.15).

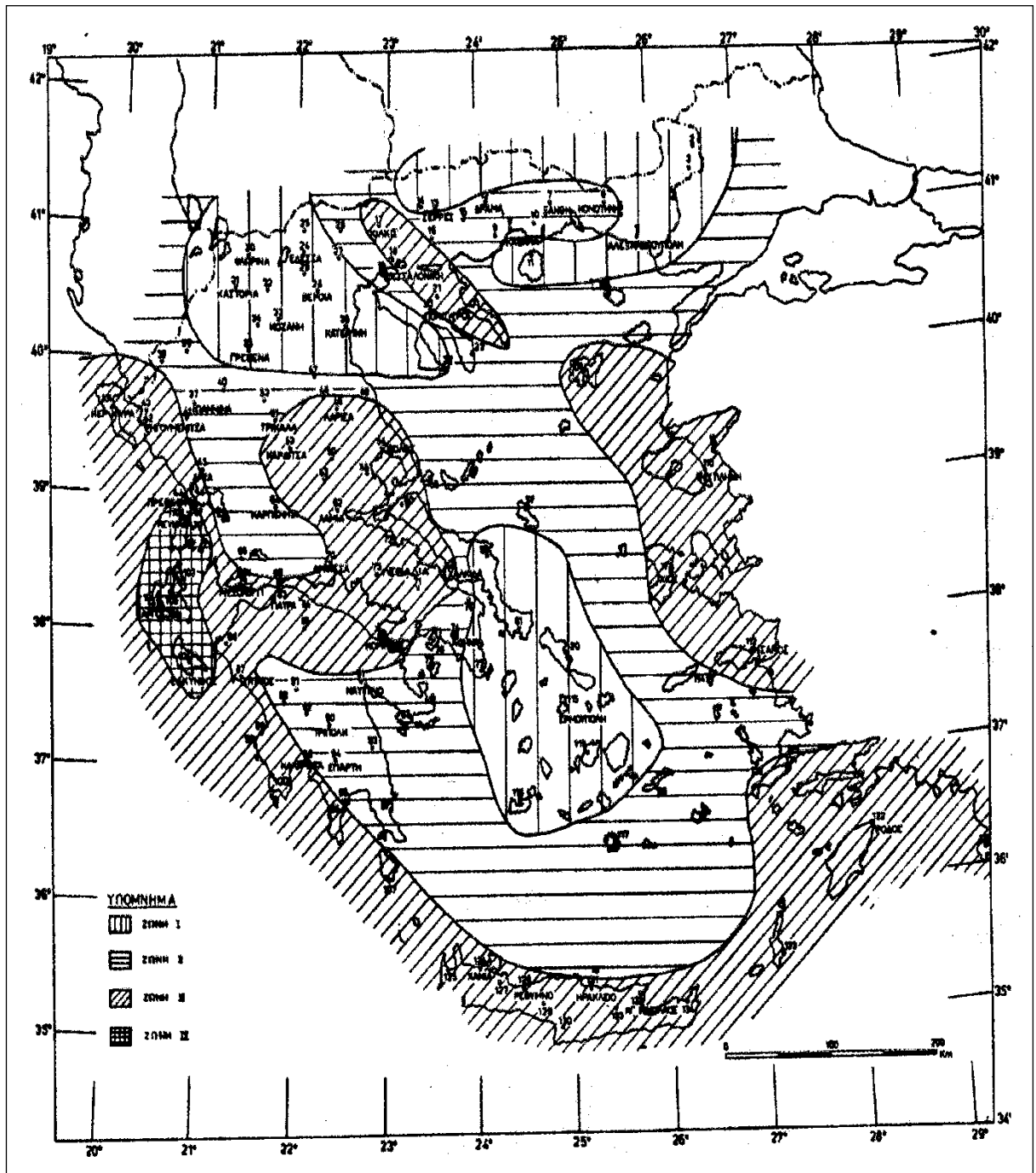
Κατηγορία	Περιγραφή
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση. Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλλοαργυλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70m. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους έως 70m.
B	Εντόνως αποσθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανικής άποψης μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70m.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5m ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70m.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($\ell_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10m.

Πίνακας 3.15 Κατηγορίες Εδάφους

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 3.16 Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας

Στο σχήμα 3.22 φαίνονται οι ζώνες της σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας.



Σχήμα 3.22: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Κατηγορία σπουδαιότητας		γ_1
Σ_1	<ul style="list-style-type: none"> Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ. αγροτικά οικήματα (υπόστεγα, στάβλοι, κ.λ.π.). 	0.85
Σ_2	<ul style="list-style-type: none"> Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία, κ.λ.π. 	1.00
Σ_3	<ul style="list-style-type: none"> Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά τη διάρκεια του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής αξίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες, κ.λ.π.). 	1.15
Σ_4	<ul style="list-style-type: none"> Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία, κ.λ.π.). 	1.30

Πίνακας 3.17 Συντελεστές σπουδαιότητας κτιρίων.

Προϋποθέσεις		θ
1.1	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο.	0.90
1.2	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση.	
1.3	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς συνδέσεως στην κεφαλή.	
2.1	Το κτίριο διαθέτει τουλάχιστον δύο υπόγεια.	0.80
2.2	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση.	
2.3	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους).	
Παρατήρηση:	Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχεία έτσι ώστε οι συνδεδεμένες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.	

Πίνακας 3.18 Συντελεστής θεμελίωσης θ

Ωπλισμένο σκυρόδεμα		
Δομικό σύστημα		q
A.	Πλαίσια ή μικτά συστήματα.	3.5
B.	Φορείς αποτελούμενοι μόνο από τοιχώματα που λειτουργούν σαν πρόβολοι.	3.0
Γ.	Φορείς οι οποίοι συνίστανται ουσιαστικώς από ένα πρόβολο και άνω του 50% της συνολικής μάζας του δομήματος είναι συγκεντρωμένο στο ανώτερο 1/3 του ύψους του δομήματος.	2.0
Οι παραπάνω τιμές του q αφορούν κυρίως μονολιθικές κατασκευές.		
Τοιχοποιίες		
Δομικό σύστημα		q
A.	Τοιχοποιία με οριζόντια διαζώματα.	1.5
B.	Τοιχοποιία με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα.	2.0
Γ.	Τοιχοποιία ωπλισμένη (κατακόρυφως και οριζοντίως).	2.5
Χάλυβας		
Δομικό σύστημα		q
A.	Πλαίσια..	4.0
B.	Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα..	
B.1	Δικτυωτοί σύνδεσμοι.	3.0
B.2	Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ.	1.5
B.3	Σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπονται).	1.0
Γ.	Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα.	4.0

Πίνακας 3.19 Μέγιστες Τιμές Συντελεστών Σεισμικής Συμπεριφοράς q .

3.4 Οριακές καταστάσεις-δράσεις

3.4.1 Γενικά

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέρα των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές, ενώ οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας της κατασκευής είναι εκείνες, πέρα των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής (μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για ενοίκους).

3.4.1.1 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού που ορίζονται στο Μέρος αυτό του Ευρωκώδικα 1, για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

α. Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές.

$$\sum_{1 \leq j} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{1 \leq i} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{oi} \cdot Q_{ki} \quad (3.20)$$

β. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{1 \leq j} \gamma_{GAj} \cdot G_{kj} + \gamma_{PA} \cdot P_k + A_d + \psi_{1i} \cdot Q_{k1} + \sum_{1 \leq i} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (3.21)$$

γ. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{1 \leq j} G_{kj} + P_k + \gamma_1 \cdot A_{Ed} + \sum_{1 \leq i} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (3.22)$$

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει εδώ αλγεβρική ή γεωμετρική άθροιση, αλλά απλώς επαλληλία δράσεων (δηλαδή ταυτόχρονη συνύπαρξη των διαφόρων δράσεων).

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής :

+ σημαίνει ‘επαλληλία με’

G_{kj} είναι η χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων

P_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης

Q_{ki} είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i

A_d είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

A_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{Gi}, \gamma_{GAj}$ είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j

γ_p, γ_{PA} είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη προένταση

γ_{Qi} είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας (βλέπε EC8 NEAK)

$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Στους παραπάνω συνδυασμούς 3.20 έως 3.22 δε συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα. Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας χρησιμοποιούνται, προκειμένου να ληφθούν υπόψη πιθανές δυσμενείς αποκλίσεις ή πιθανή μη ακριβής προσομοίωση των δράσεων, καθώς και αβεβαιότητες στο προσδιορισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις). Οι τιμές των συντελεστών αυτών για περίπτωση ελέγχου αστοχίας ενός κτιρίου ή ενός μέλους είναι:

Καταστάσεις διαρκείας και παροδικές.

- Για μόνιμες δράσεις :

$\gamma_{Gsup} = 1,35$ (δυσμενής επιρροή)

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

- Για μεταβλητές δράσεις

$\gamma_Q = 1,50$

- ii Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,0$

Οι συντελεστές σπουδαιότητας γ_i της κατασκευής αντιστοιχεί στις κατηγορίες σπουδαιότητας στις οποίες κατατάσσονται οι κατασκευές, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, αλλά και για τις κοινοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει η ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργία τους.

Οι συντελεστές ψ_i των μεταβλητών δράσεων χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για τη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διαφόρων ανεξάρτητων δράσεων. Στους παρακάτω πίνακες φαίνονται οι τιμές του ψ_i .

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
¹ ΜΕΤΑΒΛΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ			
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ Α : κατοικίες	0.7	0.5	0.3
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ Β : γραφεία	0.7	0.5	0.3
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ C : επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, θέατρα, μουσεία κτλ)	0.7	0.7	0.6
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ D : καταστήματα	0.7	0.7	0.6
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ E : αποθηκευτικοί χώροι	1.0	0.9	0.8
ΦΟΡΤΙΑ ΧΙΟΝΙΟΥ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ	² 0.6	² 0.2	² 0
ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ	² 0.6	² 0.5	² 0
³ ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ΣΕ ΚΤΙΡΙΑ ΕΚΤΟΣ ΦΩΤΙΑΣ	² 0.6	² 0.5	² 0
¹ Για συνδυασμούς μεταβλητών δράσεων σε πολυώροφα κτίρια βλέπε EC1 ² Μπορεί να απαιτηθούν τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές ³ Βλέπε EC1 : Μέρος 2-5			

Πίνακας 3.20: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1

Αν πρόκειται για κτίρια, απλοποιητικά αντί της σχέσης 3.20 οποία αναφέρεται σε καταστάσεις διάρκειας και παροδικές, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι ακόλουθοι, πλέον συντηρητικοί συνδυασμοί:

- $\sum_{1 \leq j} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1,5 Q_{k1}$ (3.23)

\

- $\sum_{1 \leq j} \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1,35 \sum_{1 \leq i} Q_{ki}$ (3.24)

3.4.1.2 Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

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

α. Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

$$\sum_{1 \leq j} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{1 \leq i} \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \quad (3.25)$$

β. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{1 \leq j} G_{kj} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{1 \leq i} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (3.26)$$

γ. Ημιμόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{1 \leq j} G_{kj} + P_k + \sum_{1 \leq i} \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \quad (3.27)$$

Αν πρόκειται για κτίρια απλοποιητικά, όπως και στην οριακή κατάσταση αστοχίας, αντί της σχέσης 3.27 μπορεί να χρησιμοποιούνται οι παρακάτω συνδυασμοί:

- $\sum_{l \leq j} G_{kj} + Q_{k1}$ (3.28)
- $\sum_{l \leq j} G_{kj} + 0,9 \sum_{l \leq i} Q_{ki}$ (3.29)

3.4.1.3 Σεισμικός συνδυασμός δράσεων

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ, κεφάλαιο 4, παράγραφος 4.1.2.1, ο σεισμός σχεδιασμού αποτελεί τυχαματική δράση, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων σύμφωνα με τη σχέση (3.30).

$$S_d = S_k + P_{\infty} + E + \psi_2 \cdot Q_{k,i} \quad (3.30)$$

-
- Όπου G_k Είναι οι μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή.
 P_{∞} Είναι η προέκταση μετά τις χρόνιες απώλειες.
 E Είναι η δράση του σεισμού σχεδιασμού.
 $Q_{k,i}$ Είναι η χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως i
 ψ_2 Είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες μεταβλητές δράσεις. Οι τιμές του συντελεστή αυτού έχουν ήδη δοθεί, για λόγους εποπτικούς όμως δίνονται και από αυτή τη θέση μέσω του πίνακα 3.24

1. Φορτία χρήσης	ψ_2
1.5 Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
1.6 Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κ.λ.π.)	0.5
1.7 Χώροι στάθμευσης	0.6
1.8 Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κ.λ.π.)	0.8
2. Άνεμος	0.0
3. Χιόνι (μη βατές στέγες)	0.3
Χιόνι (βατές στέγες)	0.0

Πίνακας 3.21: Συντελεστής συνδυασμού δράσεων ψ_2 κατά τον Ε.Α.Κ.

3.5 Έλεγχος επάρκειας

Ο βασικός έλεγχος, ο οποίος επιτάσσεται από τους Ευρωκώδικες προκειμένου να διαπιστωθεί η επάρκεια της κατασκευής σε κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, περιγράφεται από την ανίσωση:

$$E_d \leq R_d \quad (3.31)$$

Όπου:

E_d είναι το αποτέλεσμα των συνδυασμών δράσεων σχεδιασμού (εντατικά μεγέθη, μετακινήσεις κτλ)

R_d είναι η αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού της διατομής ή του μέλους που ελέγχεται, ή επιτρεπόμενη παραμόρφωση, εφόσον πρόκειται για έλεγχο ή λειτουργικότητα.

3.6 Υπολογισμός φορτίων

α) Μόνιμα φορτία :

Ιδία βάρη

- Ίδιο βάρος σιδηροκατασκευής (με κωδικό 'DL1' στα τεύχη υπολογισμών)

Υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλυσης ανάλογα με τις διατομές.

- Ίδιο βάρος επικάλυψης στέγης (με κωδικό 'epikalipsi' στα τεύχη υπολογισμών)

Η επικάλυψη γίνεται με panels.

Χαρακτηριστική τιμή: $g_k = 0.22 \text{ KN/m}^2$

Λαμβάνεται ως γραμμικό φορτίο επί των τεγίδων, ανάλογα με την επιφάνεια της ζώνης επιρροής εκάστου στοιχείου.

- Ίδιο βάρος παλαιοκάλυψης (με κωδικό 'plagiokalypsi' στα τεύχη υπολογισμών)

Η επικάλυψη γίνεται με panels.

Χαρακτηριστική τιμή: $g_k = 0.22 \text{ KN/m}^2$

Λαμβάνεται ως γραμμικό φορτίο επί των μηκίδων, ανάλογα με την επιφάνεια της ζώνης επιρροής εκάστου στοιχείου.

β) Μεταβλητά φορτία :

- **Μεταβλητό φορτίο στέγης** (με κωδικό 'LL1_Stegis στα τεύχη υπολογισμών)

Σύμφωνα με το άρθρο του EC 1: $q_k = 0.75 \text{ KN/m}^2$

Λαμβάνεται ως γραμμικό φορτίο επί των τεγίδων, ανάλογα με την επιφάνεια της ζώνης επιρροής εκάστου στοιχείου.

Χιονοφόρτιση

Υψόμετρο θέσης : < 100 m

Φορτίο στο έδαφος, Ζώνη No 2 : $s = 0.80 \text{ KN/m}^2$

Συντελεστής τοπογραφίας: $c_e = 1.00$

Θερμικός συντελεστής: $c_t = 1.00$

- Φορτίο χιονιού (με κωδικό 'Snow total' στα τεύχη υπολογισμών)

Το φορτίο αυτό λαμβάνεται ως καθολικό φορτίο επί ολοκλήρου της στέγης με τις ακόλουθες τιμές :

Συντελεστής σχήματος για δικλινή στέγη : $\mu_1 = 0.80$

Φορτίο χιονιού επί της στέγης: $S = \mu_1 c_e c_t s = 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.8 = 0.64 \text{ KN/m}^2$

- Φορτίο χιονιού (με κωδικό 'Snow half1' στα τεύχη υπολογισμών)

Το φορτίο αυτό λαμβάνεται στο βόρειο τμήμα της στέγης με τις ακόλουθες τιμές:

Συντελεστής σχήματος για δικλινή στέγη : $\mu_1 = 0.80$

Φορτίο χιονιού επί της στέγης: $S = 0.5 \mu_1 c_e c_t s = 0.5 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.8 = 0.32 \text{ KN/m}^2$

- Φορτίο χιονιού (με κωδικό 'Snow half2' στα τεύχη υπολογισμών)

Το φορτίο αυτό λαμβάνεται στο νότιο τμήμα της στέγης με τις ακόλουθες τιμές:

Συντελεστής σχήματος για δικλινή στέγη : $\mu_1 = 0.80$

Φορτίο χιονιού επί της στέγης: $S = 0.5 \mu_1 c_e c_t s = 0.5 \times 0.8 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.8 = 0.32 \text{ KN/m}^2$

Και στις τρεις περιπτώσεις χιονοφόρτισης το φορτίο λαμβάνεται ως γραμμικό φορτίο επί των τεγίδων, ανάλογα με την επιφάνεια της ζώνης επιρροής εκάστου στοιχείου.

Ανεμοπίεση

Προσδιορίζεται σύμφωνα με το Τεύχος 2-4 του EC 1

Ταχύτητα ανέμου : $v_{\text{ref}} = 30 \text{ m/sec}$

Πίεση αναφοράς : $q_{\text{ref}} = \frac{\rho}{2} v_{\text{ref}}^2 = \frac{1.25}{2} \times 30^2 = 0.5625 \text{ KN/m}^2$

Κατηγορία εδάφους (EC 1, 2-4 Πίνακας 8.1) : II

Συντελεστής εκθέσεως

Υψος κτιρίου από το έδαφος : $z_e = 9.00 \text{ m}$
Συντελεστής (EC 1, 2-4 Σχήμα 8.3): $c_e(z_e) = 1.95$
Δυναμικός συντελεστής (EC 1, 2-4 Σχήμα 9.2) : $c_d = 1.00$

γ) Αντισεισμικός σχεδιασμός:

Για την ανάλυση της κατασκευής έναντι σεισμικών καταπονήσεων ελήφθησαν τα ακόλουθα δεδομένα:

- Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας : II
- Σεισμική οριζόντια επιτάχυνση εδάφους : $\alpha = 0.24$
- Κατηγορία σπουδαιότητας της κατασκευής : Σ2
- Κατηγορία εδάφους : B
- Συντελεστής θεμελίωσης : $\theta = 1.0$
- Συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς : $q = 3.0$

Ο προσδιορισμός των μαζών και οι συνδυασμοί των φορτίσεων γίνονται σύμφωνα με τα προβλεπόμενα από τον Ε.Α.Κ. και τον EC 1.

3.7 Ανάλυση και διαστασιολόγηση

Ολόκληρη η σιδηροκατασκευή του κτιρίου αντιμετωπίζεται στην ανάλυση ως ενιαίο σύστημα. Η γεωμετρία της κατασκευής και τα φορτία της εισάγονται σε πρόγραμμα Robot Structural Analysis, με το οποίο γίνεται και η στατική ανάλυση του συστήματος για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων. Με το ίδιο πρόγραμμα γίνεται και η ανάλυση του συστήματος έναντι σεισμικών δράσεων. Οι έλεγχοι στατικής επάρκειας όλων των στοιχείων της χαλύβδινης κατασκευής γίνονται με το ίδιο πρόγραμμα H/Y και με βάση τις διατάξεις του EC 3. Οι έλεγχοι αστοχίας γίνονται για τον κρισιμότερο συνδυασμό της Ο.Κ.Α., ενώ οι έλεγχοι παραμορφώσεων για τον κρισιμότερο συνδυασμό της Ο.Κ.Λ.. Τα δεδομένα και τα αποτελέσματα της ανάλυσης, στα οποία περιλαμβάνονται σύνοψη των μεγίστων παραμορφώσεων των κόμβων, μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών των στοιχείων, καθώς και οι τιμές των αντιδράσεων στήριξης, περιέχονται στα Τεύχη Υπολογισμών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο

ΑΝΑΛΥΣΗ - ΠΡΟΒΟΛΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στην συνέχεια παρατίθενται τα τελικά αποτελέσματα από το πρόγραμμα Robot Structural Analysis όπου με βάση τις δράσεις, αντοχές των διατομών και κριτηρίων αντοχής και λυγισμού επιλέγονται οι τελικές διατομές ώστε να πληρούνται τα ακόλουθα κριτήρια.

Η κατασκευή διαστασιολογείται με βάση τα δυσμενέστερα μέλη όπου καταπονούνται.

Για το μοντέλο της κατασκευής οι συνδέσεις της κατασκευής μεταξύ κυρίων και δευτερευόντων μελών δημιουργήθηκαν ως εξής:

- Υποστύλωμα - ζύγωμα → σύνδεση ροπή
- Τεγίδες - ζύγωμα → αρθρώσεις
- Μηκίδες – υποστύλωμα → αρθρώσεις
- Κεφαλοδοκός → αμφιαρθρωτή
- Μετωπικοί στύλοι – ζύγωμα → αρθρώσεις
- Κατακόρυφοι – οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας → αμφιαρθρωτοί

Επίσης τα υποστυλώματα στην βάση τους θεωρήθηκαν πακτωμένα.

Το μοντέλο των δράσεων υπολογίστηκε ως εξής:

Συνδυασμοί σε Ο.Κ.Α. για καταστάσεις διαρκείας για τους παρακάτω συνδυασμούς:

- Βασικό κινητό το κινητό οροφής
 $1.35*G_{ολ}+1.5Q+1.5*\psi_0*W+1.5*\psi_0*S$
- Βασικό κινητό το χιόνι
 $1.35*G_{ολ}+1.5*\psi_0*W+1.5*S$
- Βασικό κινητό ο άνεμος
 $1.35*G_{ολ}+1.5Q+1.5*W+1.5*\psi_0*S$
- Ελαχιστοποίηση κατακορύφων φορτίων
 $1*G_{ολ}+1.5*W$

Συνδυασμοί σε ΟΚΛ: Το κριτήριο είναι χαρακτηριστικός σπάνιος συνδυασμός – Μη αναστρέψιμη Ο.Κ.Α.

- Βασικό κινητό το κινητό οροφής
 $G_{ολ}+Q+\psi_0*W+\psi_0*S$
- Βασικό κινητό το χιόνι
 $G_{ολ}+Q+\psi_0*W+S$
- Βασικό κινητό ο άνεμος
 $G_{ολ}+Q+W+\psi_0*S$

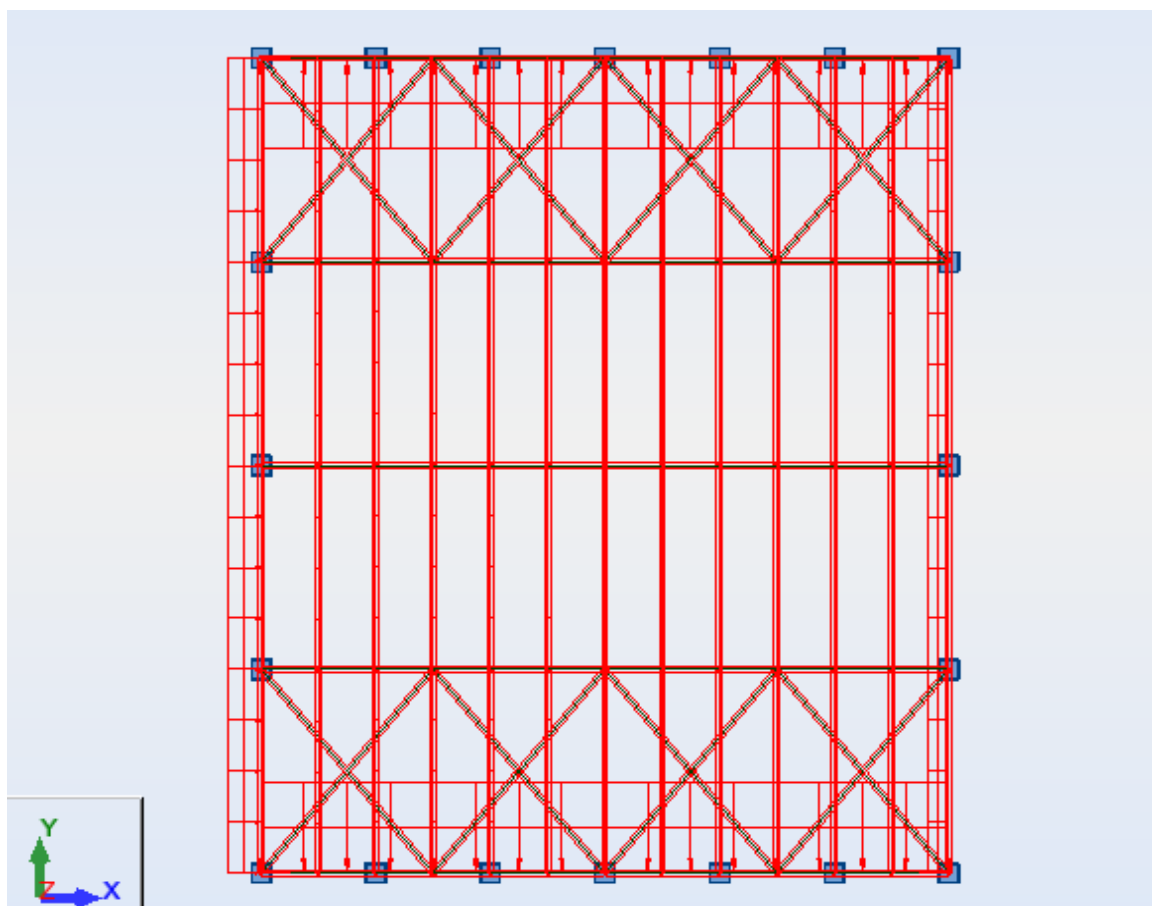
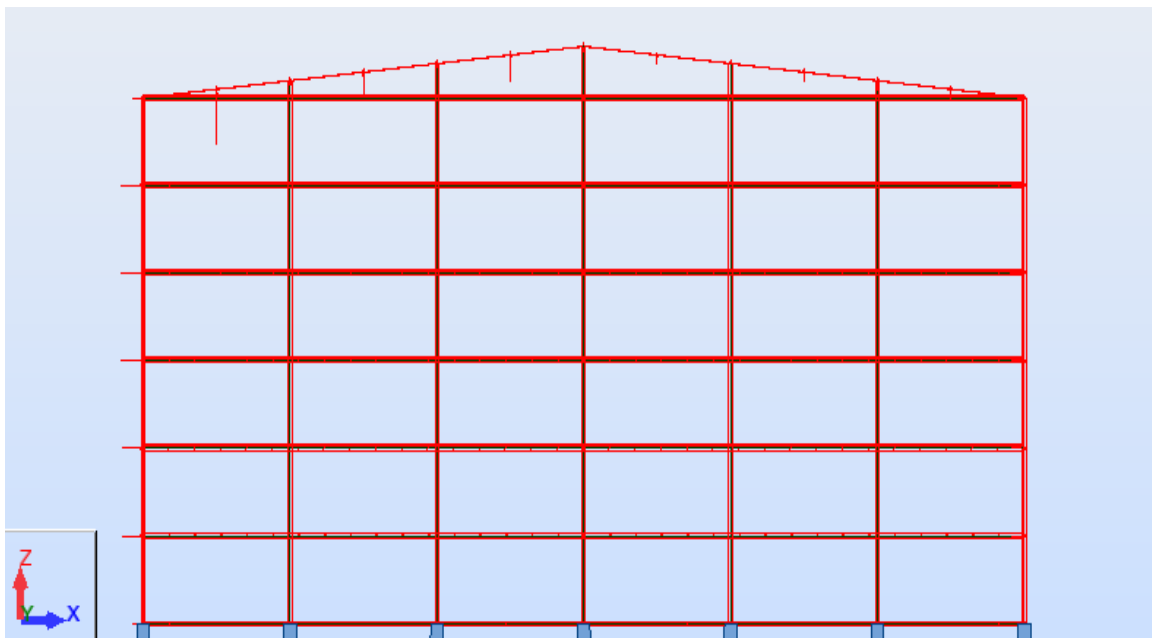
Οι παραπάνω συνδυασμοί πραγματοποιήθηκαν για άνεμο κατά $\theta=0$ (κατά x) και $\theta=90$ (και κατά y) και για τους 3 συνδυασμούς χιονιού στην στέγη(Stotal, Sleft, Sright).

Η εφαρμογή των παραπάνω φορτίων πραγματοποιήθηκε με ισοδύναμο κατανεμημένο φορτίο επί των τεγίδων και μηκίδων ανάλογα με το εύρος επιρροής των φορτίων. Στην συνέχεια για κάθε μια παραπάνω περίπτωση φόρτισης και είδος φορτίου υπολογίστηκε το συνολικό κατανεμημένο το οποίο τελικώς εφαρμόστηκε στα μέλη. Οι υπολογισμοί αυτοί έγιναν χωρίς την χρήση του προγράμματος (στο χέρι) με βάση τον κανονισμό για τις δράσεις ώστε να γίνει αντιληπτή η φύση των επιμέρους δράσεων που καταπονούν την κατασκευή.

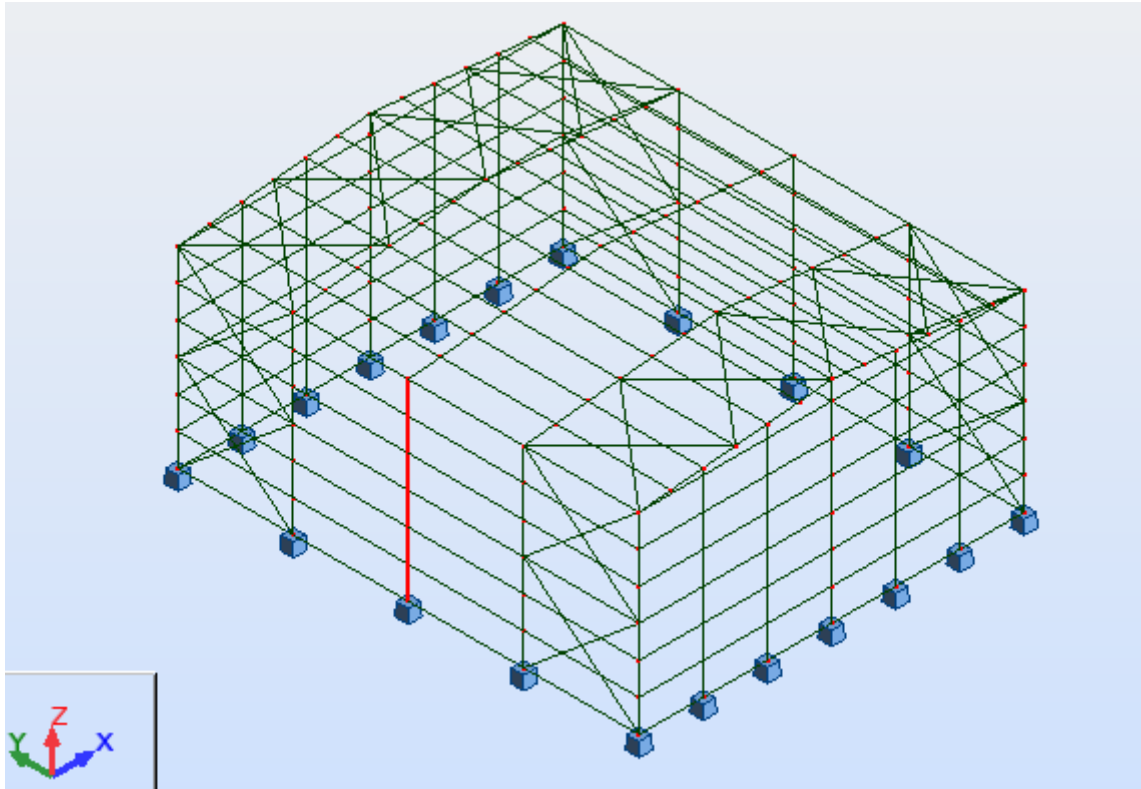
Για τις υποπίεσεις έγινε θεώρηση κλειστής θύρας. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 50 συνδυασμοί φορτίσεων.

1) Υποστύλωμα ΗΕΑ 300

Κύρια φόρτιση: Ελαχιστοποίηση κατακορύφων σε Ο.Κ.Α.
(ίδιο βάρος * επικάλυψη * πλαγιοκάλυψη)*1 + 1.5*άνεμος(θ=0)



Μεγαλύτερη καταπόνηση δέχεται το μεσαίο και αριστερό υποστύλωμα (μέλος 36)



STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 1 Columns

MEMBER: 36 Column_1_36

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 28 COMB19 (1+2+3)*1.00+8*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 300

h=29.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=94.85 cm²

Az=37.28 cm²

Ax=112.53 cm²

tw=0.9 cm

Iy=18263.50 cm⁴

Iz=6309.56 cm⁴

Ix=75.30 cm⁴

tf=1.4 cm

Wply=1383.40 cm³

Wplz=641.18 cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -45.62 kN

My,Ed = -318.47 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN

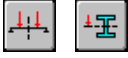
Nt,Rd = 3094.52 kN

My,pl,Rd = 380.44 kN*m

Mz,pl,Rd = 176.32 kN*m

Vy,T,Rd = 1505.91 kN

$M_{y,c,Rd} = 380.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 176.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 88.92 \text{ kN}$
$MN_{y,Rd} = 380.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$MN_{z,Rd} = 176.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 591.87 \text{ kN}$
$M_{b,Rd} = 380.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$		$T_{t,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
		Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 901.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Curve,LT - b	$X_{LT} = 0.89$
$L_{cr,low} = 10.02 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.65$	$f_{i,LT} = 0.70$	$X_{LT,mod} = 1.00$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.70 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.15 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

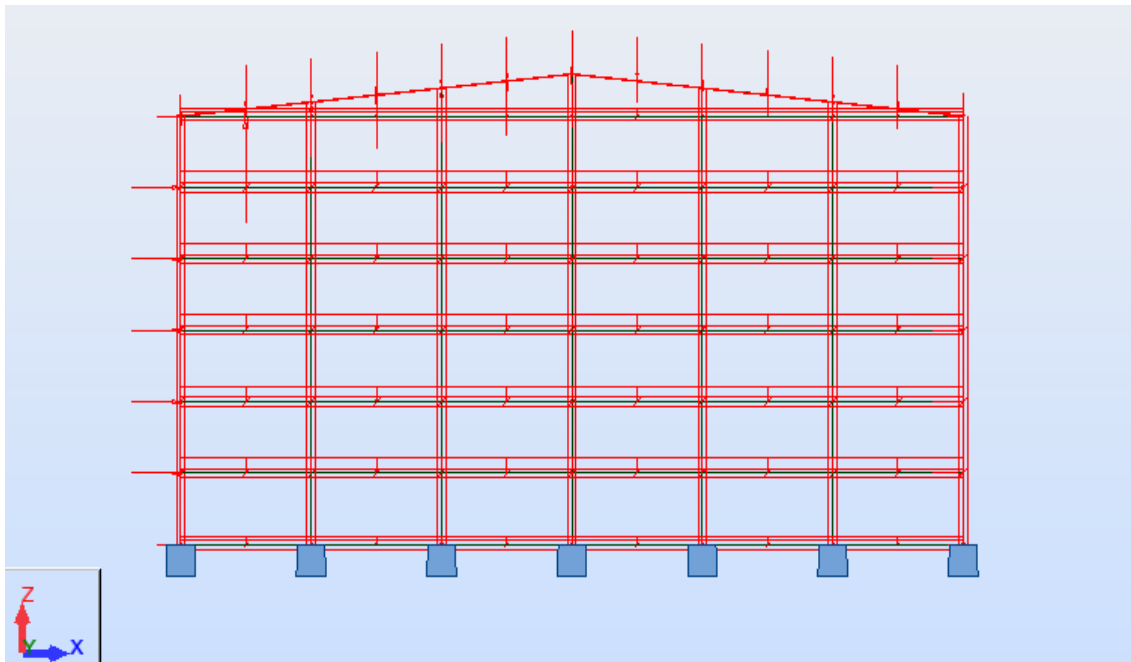
Global stability check of member:

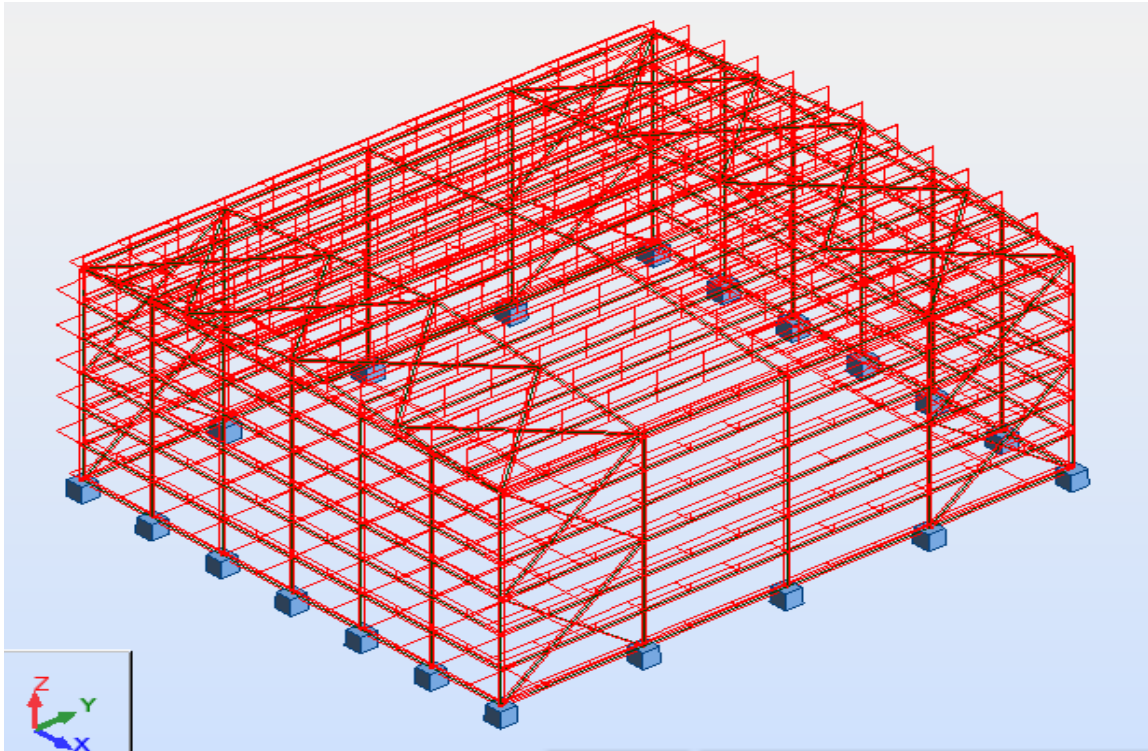
$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.84 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Section OK !!!

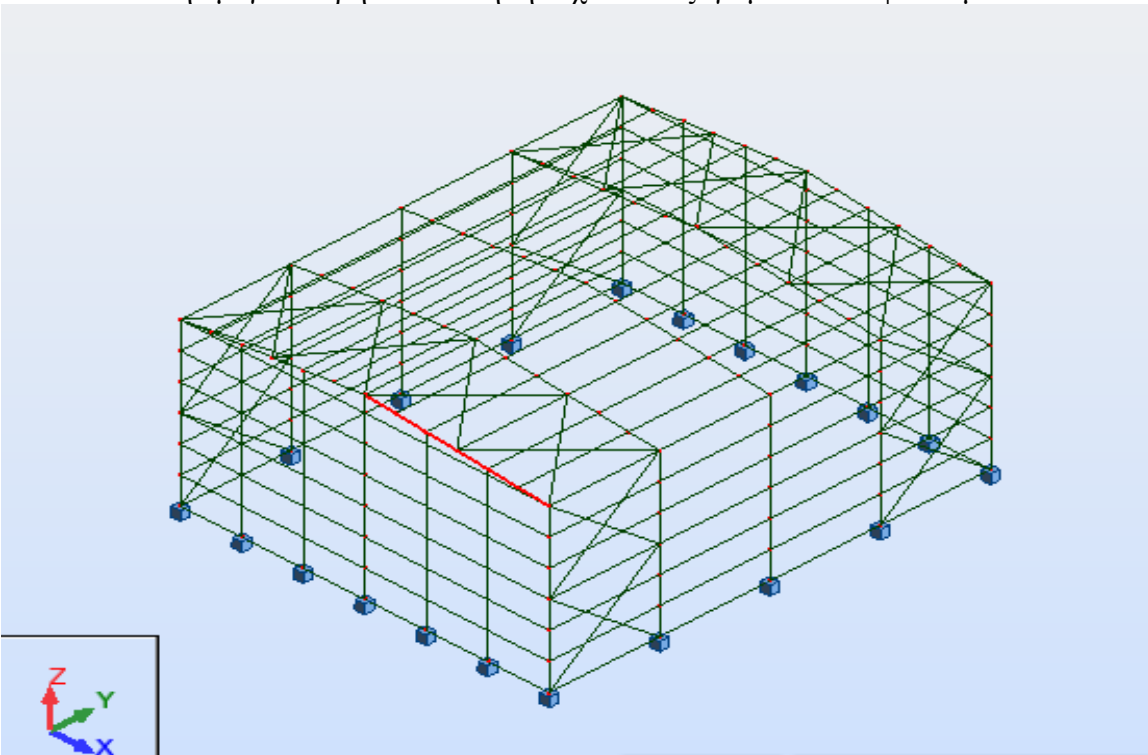
2) Ζυγώματα IPE 500

Δυσμενής φόρτιση το βασικό κινητό οροφής σε Ο.Κ.Α.
 (Ίδιο βάρος * επικάλυψη * πλαγιοκάλυψη)*1.35+1.5*κινητό στέγης+0.90*άνεμος(θ=0)
 +0.75*χιόνι(0.5*αριστερή πλευρά+1*δεξιά πλευρά)





Την μεγαλύτερη καταπόνηση δέχεται το ζύγωμα στο 1^ο φάτνωμα



STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 6 Beam_1_6

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.50 L = 5.03 m

LOADS:

Governing Load Case: 15 COMB6 (1+2+3)*1.35+4*1.50+9*0.90+6*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa

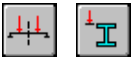


SECTION PARAMETERS: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.00 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=2194.26 cm ³	Wplz=335.89 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 5.63 kN	My,Ed = 158.13 kN*m	Mz,Ed = 2.61 kN*m	Vy,Ed = -2.82 kN	
Nc,Rd = 3176.86 kN	My,Ed,max = 238.49 kN*m		Mz,Ed,max = 2.61 kN*m	Vy,T,Rd =
1142.80 kN				
Nb,Rd = 3176.86 kN	My,c,Rd = 603.42 kN*m	Mz,c,Rd = 92.37 kN*m	Vz,Ed = 44.14 kN	
	MN,y,Rd = 603.42 kN*m	MN,z,Rd = 92.37 kN*m	Vz,T,Rd = 949.85 kN	
	Mb,Rd = 332.55 kN*m		Tt,Ed = 0.03 kN*m	
			Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 438.35 kN*m	Curve,LT - c	XLT = 0.54
Lcr,upp=5.03 m	Lam_LT = 1.17	fi,LT = 1.21	XLT,mod = 0.55

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$$k_{yy} = 1.00$$



About z axis:

$$k_{zz} = 1.00$$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.10 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.72 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

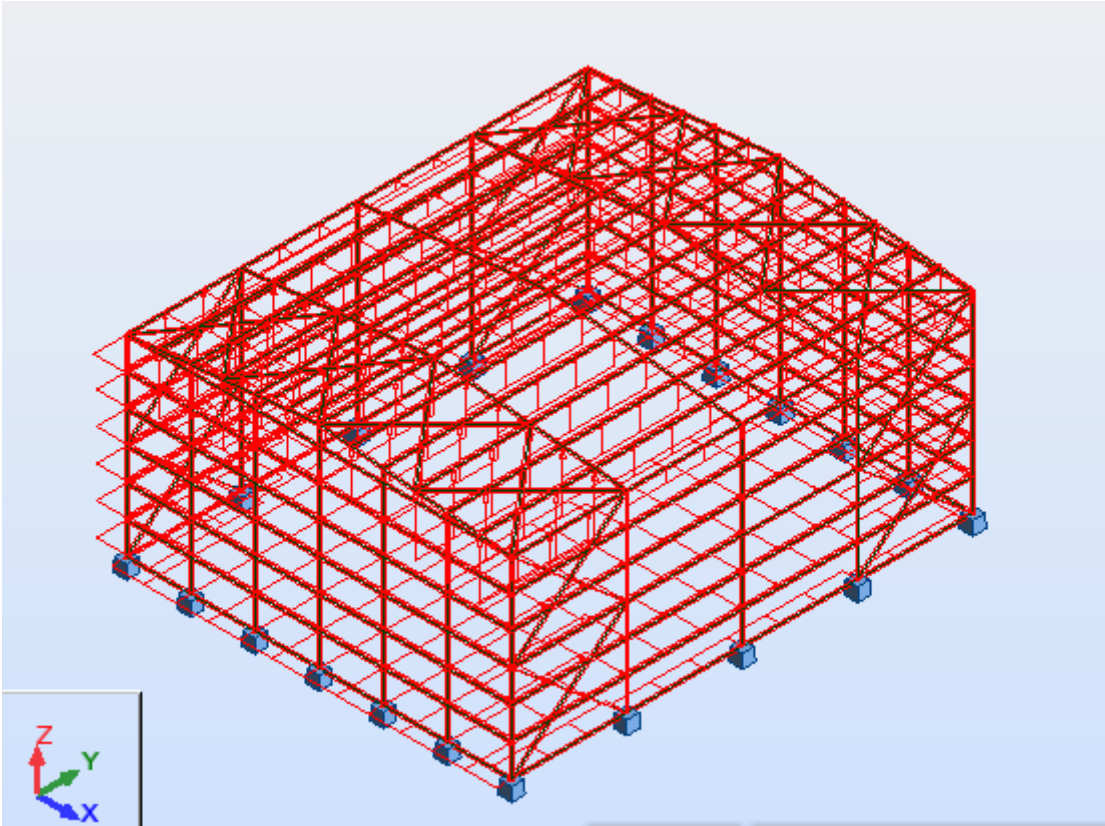
$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.75 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

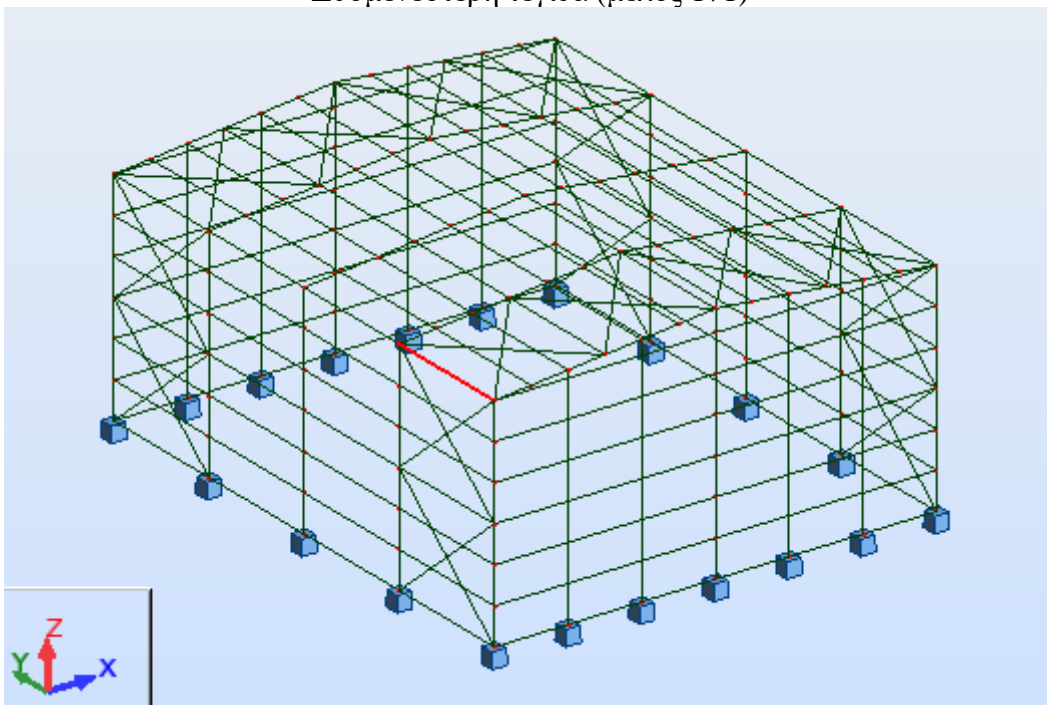
Section OK !!!

3) Τεγίδες IPE 220

Δυσμενής φόρτιση ελαχιστοποίηση κατακορύφων φορτίων Ο.Κ.Α.
 $1.0 * (\text{ίδιο βάρος} + \text{επικάλυψη} + \text{πλαγιοκάλυψη}) + 1.50 * (\theta = 90)$.



Δυσμενέστερη τεγίδα (μέλος 171)



STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 3 Beams_Secondary

MEMBER: 171 Beam_1_171 POINT: 2

COORDINATE: $x = 0.50 L = 3.00$ m

LOADS:

Governing Load Case: 29 COMB20 (1+2+3)*1.00+9*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



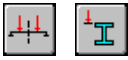
SECTION PARAMETERS: IPE 220

$h=22.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=11.0$ cm	$A_y=22.89$ cm ²	$A_z=15.88$ cm ²	$A_x=33.37$ cm ²
$tw=0.6$ cm	$I_y=2771.84$ cm ⁴	$I_z=204.89$ cm ⁴	$I_x=8.86$ cm ⁴
$tf=0.9$ cm	$W_{ply}=285.43$ cm ³	$W_{plz}=58.11$ cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = 6.90$ kN	$M_{y,Ed} = -20.91$ kN*m	$M_{z,Ed} = 7.83$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 917.69$ kN	$M_{y,Ed,max} = -20.91$ kN*m		$M_{z,Ed,max} = 7.83$ kN*m
$N_{b,Rd} = 917.69$ kN	$M_{y,c,Rd} = 78.49$ kN*m	$M_{z,c,Rd} = 15.98$ kN*m	
	$MN_{,y,Rd} = 78.49$ kN*m	$MN_{,z,Rd} = 15.98$ kN*m	
	$Mb,Rd = 50.88$ kN*m		

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 63.71$ kN*m	Curve,LT - b	$XLT = 0.63$
$L_{cr,low} = 3.00$ m	$Lam_{LT} = 1.11$	$f_{i,LT} = 1.08$	$XLT,mod = 0.65$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$$k_{yy} = 1.00$$



About z axis:

$$k_{zz} = 1.00$$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.56 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

Global stability check of member:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.41 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

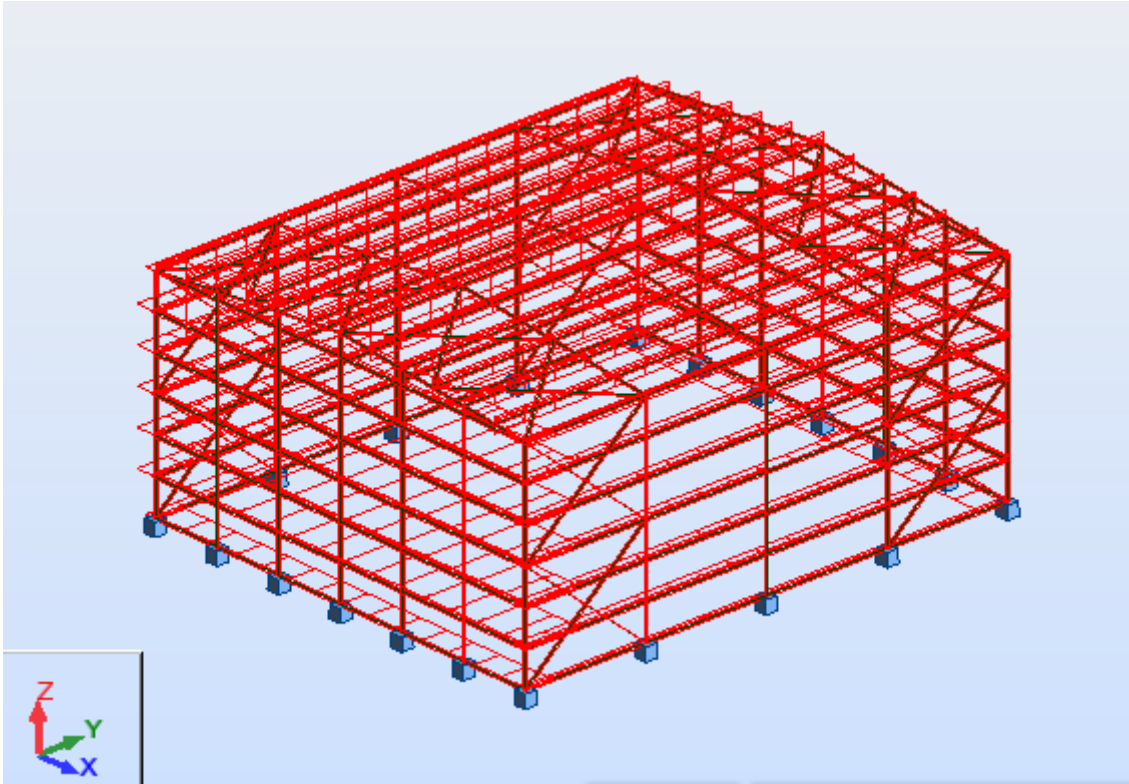
$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

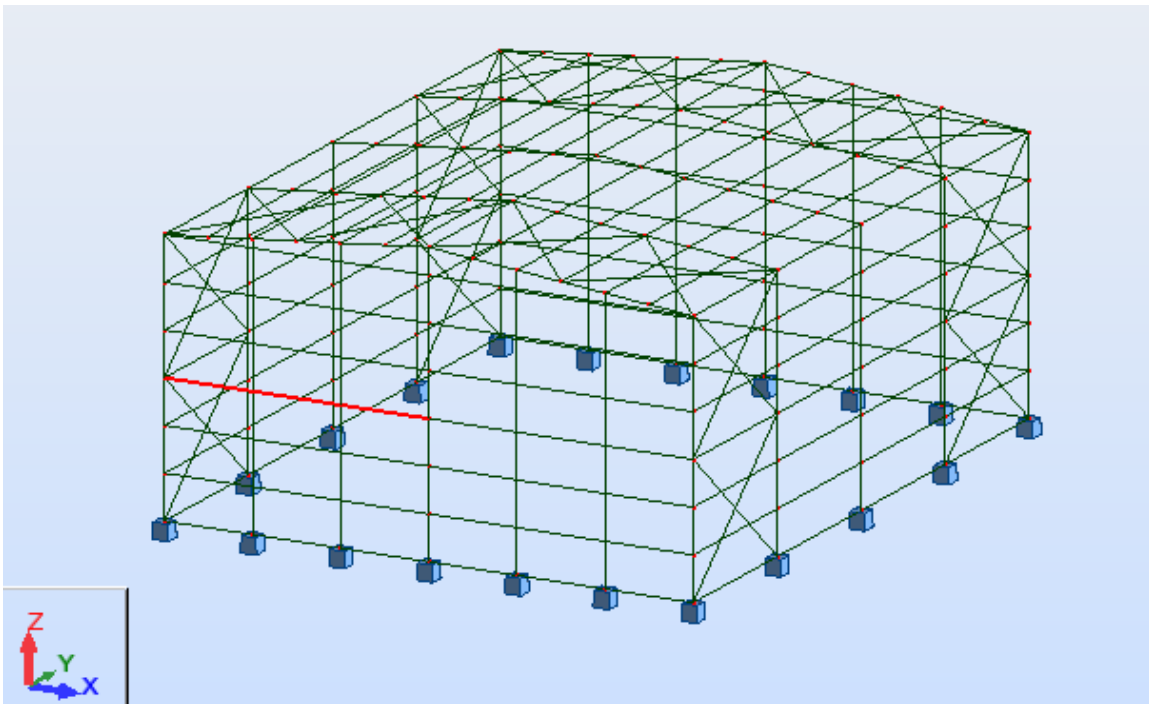
4)Μηκίδες IPE 200

Δυσμενής φόρτιση βασικό κινητό ο άνεμος σε Ο.Κ.Α.

$1.35 \cdot (\text{ίδιο βάρος} + \text{επικάλυψη} + \text{πλαγιοκάλυψη}) + 0.90 \cdot (\text{κινητό στέγης}) + 0.75 \cdot (\text{χιόνι}) + 1.50 \cdot (\text{άνεμος } x)$



Δυσμενέστερη μετωπική μηκίδα (μέλος 24)



STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 4 Front_Back_beams

MEMBER: 24 Beam_1_24 **POINT:** 3

COORDINATE: x = 0.33 L = 3.34 m

LOADS:

Governing Load Case: 24 COMB15 (1+2+3)*1.35+4*0.90+8*1.50+7*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

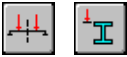


SECTION PARAMETERS: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm ²	Az=14.00 cm ²	Ax=28.48 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm ⁴	Iz=142.37 cm ⁴	Ix=6.46 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=220.66 cm ³	Wplz=44.61 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 5.47 kN	My,Ed = -6.67 kN*m	Mz,Ed = 5.11 kN*m	Vy,Ed = -3.95 kN	
Nc,Rd = 783.31 kN	My,Ed,max = -13.15 kN*m		Mz,Ed,max = 5.11 kN*m	Vy,T,Rd = 310.07 kN
Nb,Rd = 783.31 kN	My,c,Rd = 60.68 kN*m	Mz,c,Rd = 12.27 kN*m	Vz,Ed = 9.49 kN	
	MN,y,Rd = 60.68 kN*m	MN,z,Rd = 12.27 kN*m	Vz,T,Rd = 221.90 kN	
	Mb,Rd = 24.68 kN*m		Tt,Ed = -0.01 kN*m	
			Class of section = 1	



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 25.29 kN*m	Curve,LT - b	XLT = 0.41
Lcr,low=5.01 m	Lam_LT = 1.55	fi,LT = 1.60	XLT,mod = 0.41

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

kyy = 1.00



About z axis:

kzz = 1.00

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.43 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.01 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{xz,Ed}/(fy/(\sqrt{3}*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

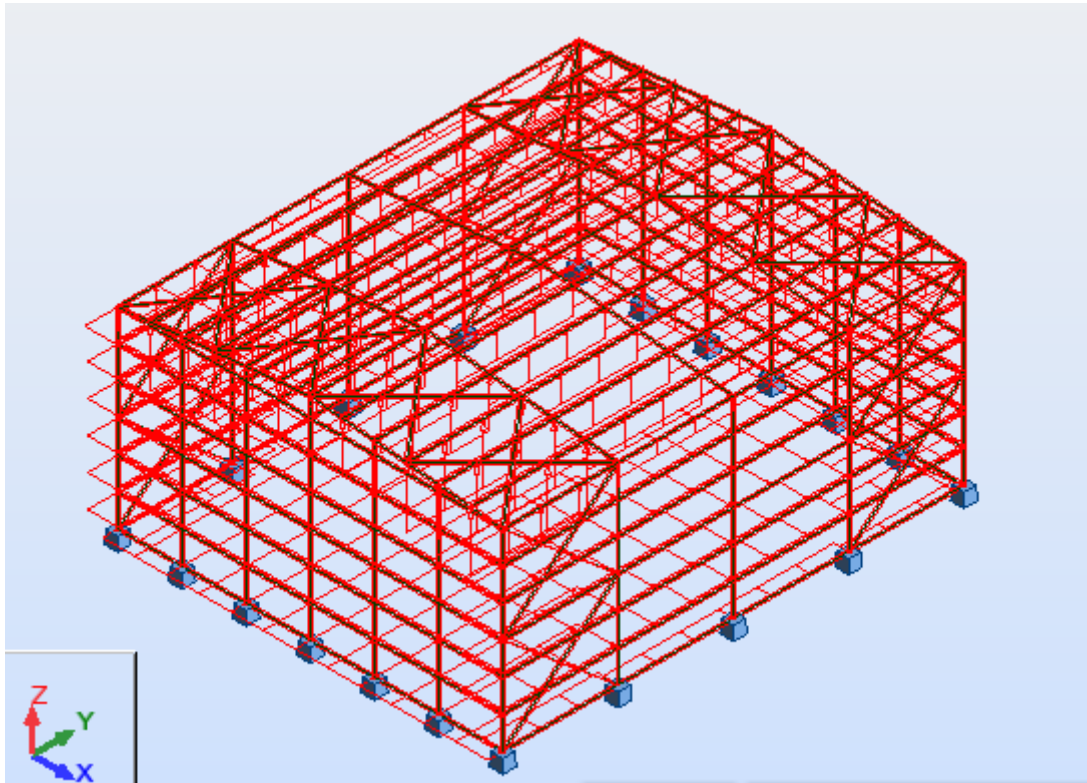
Global stability check of member:

$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.53 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.96 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.96 < 1.00$ (6.3.3.(4))

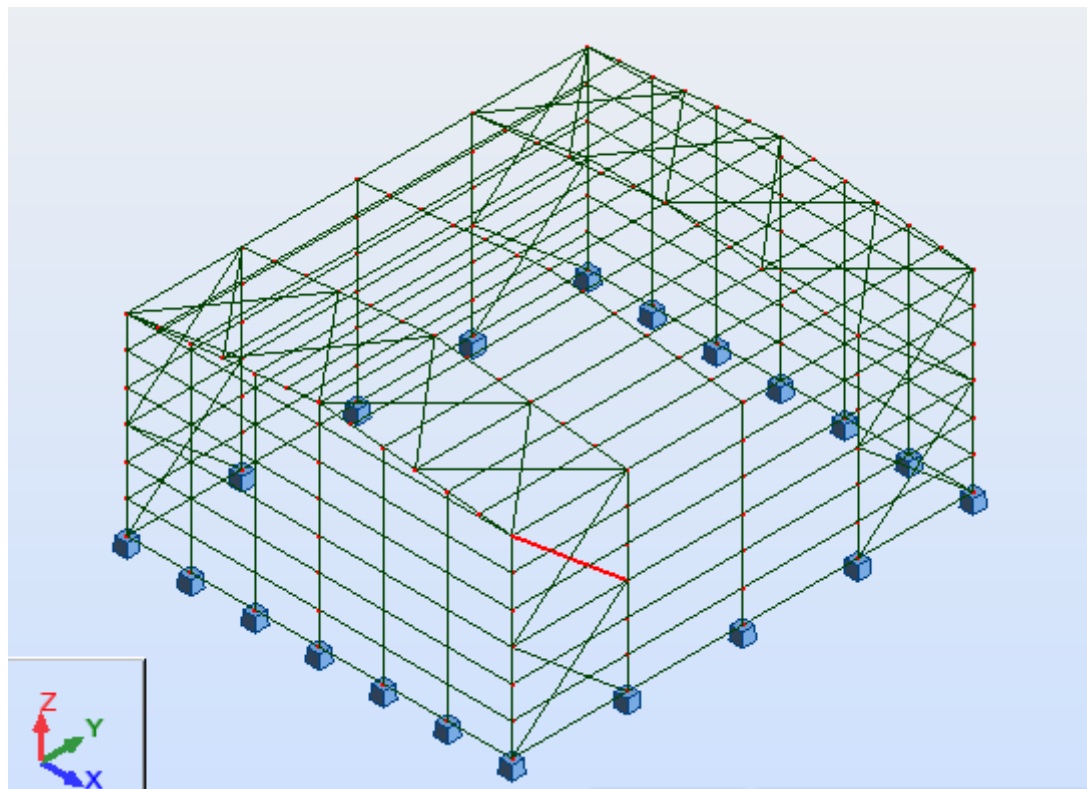
Section OK !!!

5) Χιαστοί συνδέσμοι δυσκαμψίας UPN 160

Δυσμενής φόρτιση ελαχιστοποίηση κατακορύφων φορτίων σε Ο.Κ.Α.
 $1.0 \cdot (\text{ίδιο βάρος} + \text{επικάλυψη} + \text{πλαγιοκάλυψη}) + 1.50 \cdot (\text{άνεμος } y)$.



Δυσμενέστερος σύνδεσμος (μέλος 230)



STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 5 Cross_beams

MEMBER: 230 Beam_1_230 POINT: 3

COORDINATE: $x = 1.00$ $L = 7.82$ m

LOADS:

Governing Load Case: 29 COMB20 (1+2+3)*1.00+9*1.50

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: UPN 160

$h = 16.0$ cm

$gM0 = 1.00$

$gM1 = 1.00$

$b = 6.5$ cm

$A_y = 15.04$ cm²

$A_z = 12.13$ cm²

$A_x = 23.89$ cm²

$t_w = 0.8$ cm

$I_y = 924.55$ cm⁴

$I_z = 85.08$ cm⁴

$I_x = 6.83$ cm⁴

$t_f = 1.1$ cm

$W_{ply} = 137.51$ cm³

$W_{plz} = 35.16$ cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{Ed} = 32.69$ kN

$N_{c,Rd} = 657.09$ kN

$N_{b,Rd} = 94.64$ kN

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 7.82$ m

$\lambda_{m,y} = 0.72$

$L_{cr,y} = 3.91$ m

$X_y = 0.71$

$\lambda_{m,y} = 62.83$



About z axis:

$L_z = 7.82$ m

$\lambda_{m,z} = 2.39$

$L_{cr,z} = 3.91$ m

$X_z = 0.14$

$\lambda_{m,z} = 207.12$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Global stability check of member:

$\lambda_{m,y} = 62.83 < \lambda_{m,max} = 210.00$

$\lambda_{m,z} = 207.12 < \lambda_{m,max} = 210.00$ STABLE

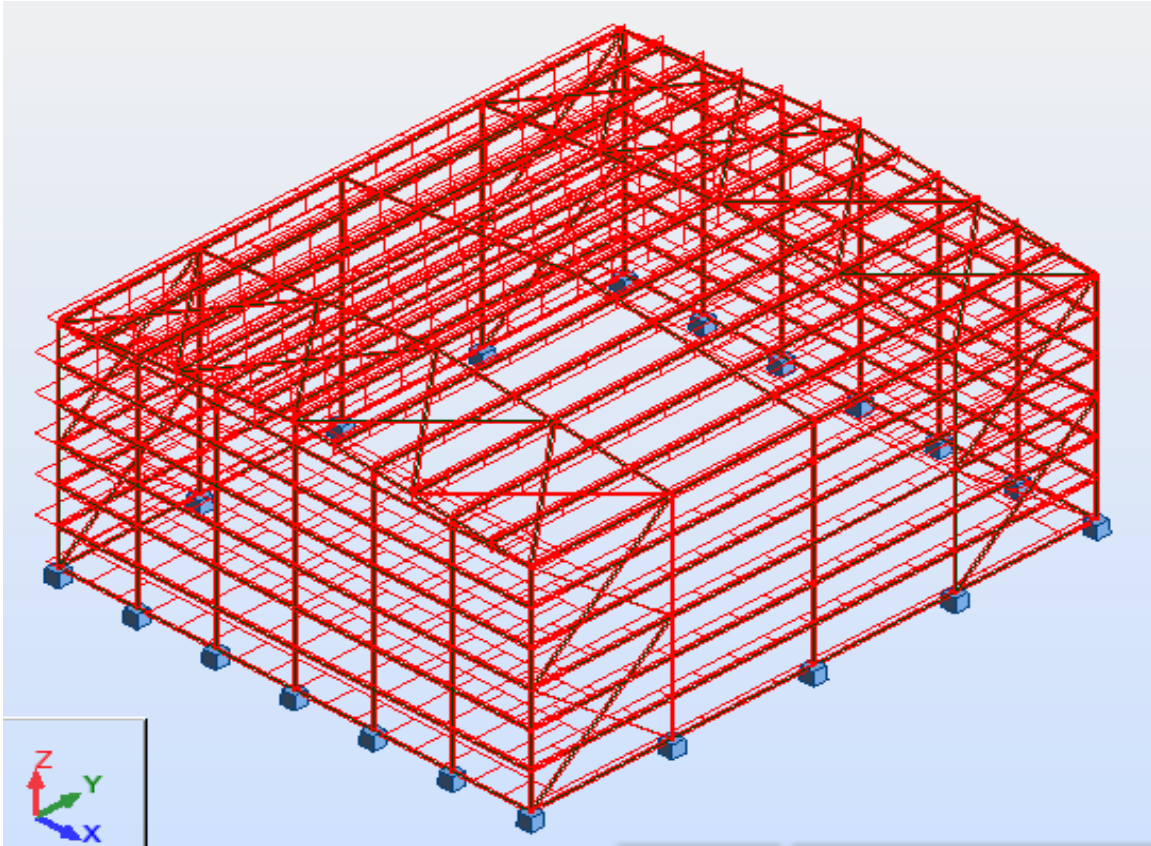
$N_{Ed}/N_{b,Rd} = 0.35 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

Section OK !!!

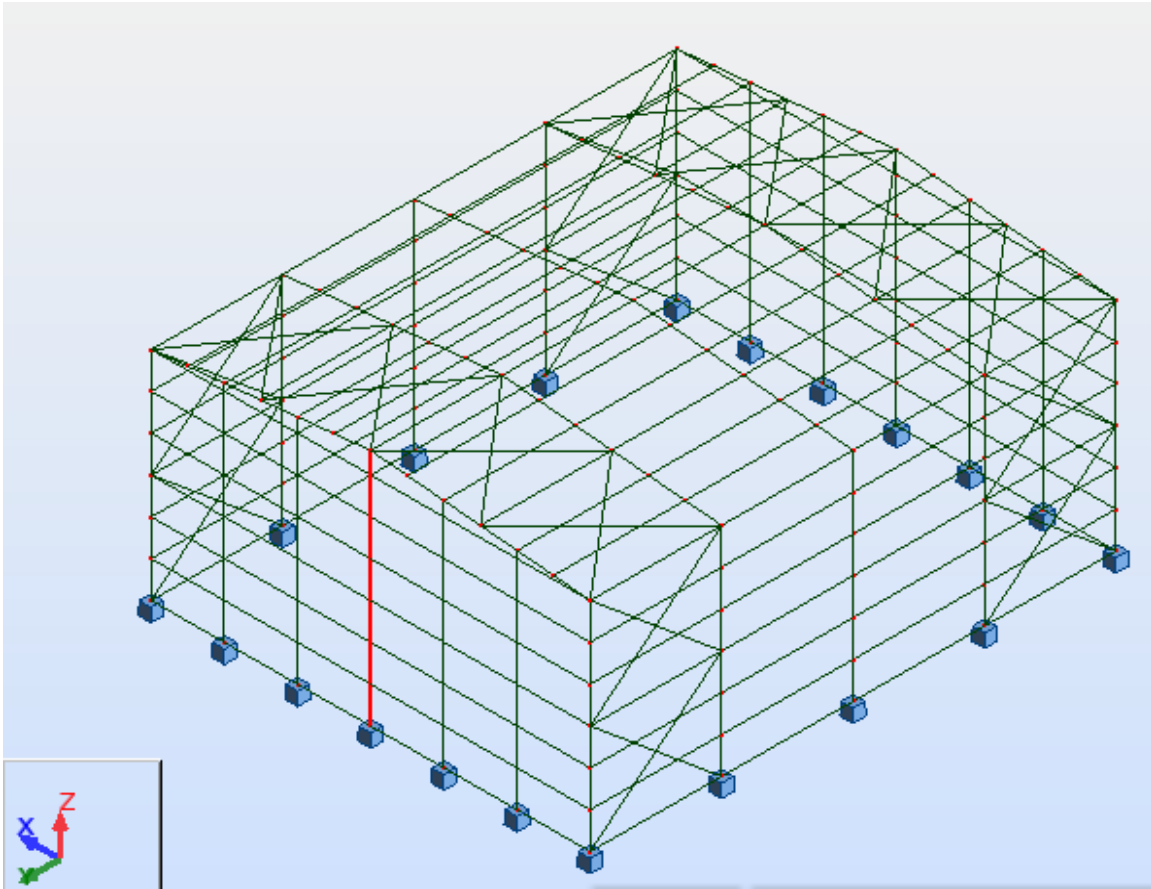
6) Μετωπικοί στύλοι ΗΕΑ 280

Δυσμενής φόρτιση σε Ο.Κ.Α.

$1.35 \cdot (\text{ίδιο βάρος} + \text{επικάλυψη} + \text{πλαγιοκάλυψη}) + 0.90 \cdot (\text{κινητό στέγης}) + 0.75 \cdot (\text{χιόνι}) + 1.50 \cdot \text{άνεμος} (\theta=0)$



Δυσμενέστερος στύλος : Κεντρικός πίσω (μέλος 154)



STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Code Group Design

CODE GROUP: 6 Columns_Secondary_F_B

MEMBER: 154 Column_1_154 **POINT:** 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 24 COMB15 (1+2+3)*1.35+4*0.90+8*1.50+7*0.75

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



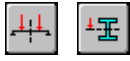
SECTION PARAMETERS: HEA 280

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=81.58 cm ²	Az=31.74 cm ²	Ax=97.26 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=13673.30 cm ⁴	Iz=4762.64 cm ⁴	Ix=56.50 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1112.32 cm ³	Wplz=518.14 cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = 25.08 kN	My,Ed = -206.92 kN*m	Mz,Ed = 23.14 kN*m	Vy,Ed = 8.15 kN
Nc,Rd = 2674.77 kN	My,Ed,max = -206.92 kN*m		Mz,Ed,max = 23.14 kN*m
1295.33 kN			Vy,T,Rd =

$N_{b,Rd} = 621.08 \text{ kN}$ $M_{y,c,Rd} = 305.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 142.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 84.90 \text{ kN}$
 $MN_{y,Rd} = 305.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $MN_{z,Rd} = 142.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $V_{z,T,Rd} = 504.01 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 273.11 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Class of section = 2



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 412.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$ Curve,LT - b $X_{LT} = 0.78$
 $L_{cr,low} = 11.00 \text{ m}$ $L_{am_LT} = 0.86$ $f_{i,LT} = 0.86$ $X_{LT,mod} = 0.89$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 11.00 \text{ m}$ $L_{am_y} = 1.07$
 $L_{cr,y} = 11.00 \text{ m}$ $X_y = 0.55$
 $L_{am_y} = 92.78$ $k_{yy} = 1.00$



About z axis:

$L_z = 11.00 \text{ m}$ $L_{am_z} = 1.81$
 $L_{cr,z} = 11.00 \text{ m}$ $X_z = 0.23$
 $L_{am_z} = 157.20$ $k_{yz} = 0.87$

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.62 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.17 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}\cdot gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Global stability check of member:

$\lambda_{y} = 92.78 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 157.20 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.76 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.91 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.56 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Section OK !!!

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. (2004) «Σιδηρές Κατασκευές : Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος Ι, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [3] Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι, Ιωαννίδης Γ. (2004) «Σιδηρές Κατασκευές : Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [4] Ιωάννης Κ. Βάγιας (2009) «Σιδηρές Κατασκευές : Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [5] Ιωάννης Χ. Ερμόπουλος (2008) «Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών – Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
- [6] Chorpa A. (2007) «Δυναμική των κατασκευών : Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική» Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα.
- [7] Κατσικαδέλης Ι.Θ. (2003) «Δυναμική των κατασκευών», Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα.
- [8] www.mycourses.ntua.gr : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές Κατασκευές Ι»
- [9] www.mycourses.ntua.gr : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Σιδηρές κατασκευές ΙΙ»
- [10] www.lee.civil.ntua.gr/antiseismikh_texnologia_2 : Σημειώσεις και ασκήσεις του μαθήματος «Αντισεισμική Τεχνολογία ΙΙ»
- [11] Χρήστος Ν. Κάλφας «Κατασκευές από χάλυβα», Τόμος Ι, Εκδόσεις Icon.
- [12] Χρήστος Ν. Κάλφας «Κατασκευές από χάλυβα», Τόμος ΙΙ, Εκδόσεις Icon.
- [13] Χρήστος Κάλφας, Δημήτριος Παχούμης, Χρήστος Σοφίας «Κατασκευές από χάλυβα-Συνδέσεις

