

**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**  
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**  
**ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ**  
**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**  
**ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΒΙΟΤΕΧΝΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**



**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:**

**Γ. ΙΩΑΝΝΙΔΗΣ**

**ΕΚΠΟΝΗΣΗ:**

**ΠΑΠΑΓΙΑΝΝΗΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ**

**ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2011**



# Περιεχόμενα

Περιεχόμενα .....	3
Περίληψη.....	6
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	8
1.1 Δομή του χάλυβα .....	8
1.2 Ιστορική αναδρομή .....	8
1.3 Εξέλιξη των μεταλλικών κατασκευών.....	10
1.4 Αξιολόγηση μεταλλικών κατασκευών.....	20
2. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ .....	22
2.1 Γενικά Στοιχεία.....	22
2.2 Ποιότητα υλικών κατασκευής .....	24
2.3 Σύμμικτες Πλάκες.....	25
2.3.1 Γενικά περί σύμμικτων πλακών.....	25
2.3.2 Το χαλυβδόφυλλο Symdeck 73 .....	26
2.3.3 Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών.....	28
2.3.4 Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών .....	29
2.4 Ανέγερση Κατασκευής.....	32
2.5 Πρόγραμμα ανάλυσης του κτιρίου .....	33
3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	36
3.1 Γενικά .....	36
3.2 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις.....	36
3.3 Μόνιμα Φορτία.....	37
3.3.1 Ίδιο Βάρος στοιχείων του φορέα .....	38
3.3.2 Επικάλυψη δαπέδων .....	38
3.3.3 Επικάλυψη μεταλλικού σκελετού στέγης.....	38
3.3.4 Φορτία μηχανολογικών εγκαταστάσεων στέγης .....	38
3.4 Κινητά Φορτία .....	39
3.4.1 Κινητό φορτίο δαπέδων.....	39
3.4.2 Κινητό φορτίο στέγης .....	39
3.4.3 Μεταβολή της θερμοκρασίας .....	39
3.4.4 Φορτία Χιονιού.....	40
3.4.5 Δράσεις Ανέμου.....	45
3.4.6 Δράσεις επί της δοκού κυλίσεως .....	72

4.	ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ.....	82
4.1	Οριακές καταστάσεις.....	82
4.2	Καταστάσεις σχεδιασμού.....	83
4.3	Συνδυασμοί Δράσεων.....	83
5.	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ.....	92
5.1	Εισαγωγή.....	92
5.2	Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης.....	93
5.3	Προσδιορισμός Δεδομένων Φασματικής Ανάλυσης.....	93
5.4	Σεισμικά Φορτία - Ιδιομορφές Φορέα.....	103
5.5	Αντισεισμικός Έλεγχος Κτιρίου.....	107
6.	ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΚΕΥΗΣ.....	109
6.1	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.....	109
6.1.1	Κατάταξη Διατομών.....	109
6.1.2	Αντοχή Διατομών.....	112
6.1.3	Έλεγχος μελών.....	115
6.1.4	Ανάλυση και έλεγχος μελών.....	121
6.2	Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.....	132
6.2.1	Γενικά.....	132
6.2.2	Έλεγχος της κατασκευής.....	134
6.3	Έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση.....	137
6.4	Έλεγχος δοκού κυλίσεως.....	138
6.4.1	Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	138
6.4.2	Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	145
6.5	Έλεγχος σύμμικτων πλακών.....	147
6.5.1	Αντοχές σύμμικτων πλακών.....	147
6.5.2	Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	153
6.5.3	Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στην παρούσα εργασία.....	154
6.6	Έλεγχος συνδέσεων.....	160
6.6.1	Έλεγχος σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος.....	160
6.6.2	Έλεγχος σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας.....	164
7.	ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ.....	169
7.1	Γενικά.....	169
7.2	Διαστασιολόγηση με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας.....	171
7.3	Διαστασιολόγηση χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.....	176

8.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	180
8.1	Σύνοψη εργασίας .....	180
8.2	Σύγκριση αποτελεσμάτων – συμπεράσματα .....	180
8.2.1	Βάρος.....	180
8.2.2	Ιδιοπερίοδοι και επιταχύνσεις.....	181
8.2.3	Έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση και σύγκριση παραμορφώσεων .....	183
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ .....	185
	Βιβλιογραφικές πηγές .....	189
	Αντί Επιλόγου .....	191

## Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η διαδικασία σχεδιασμού και διαστασιολόγησης ενός μεγάλου έργου με φέροντα οργανισμό από χάλυβα, με χρήση ενός εμπορικά διατιθέμενου προγράμματος. Το κτίριο που επιλέχθηκε προς μελέτη είναι ένα κτίριο που αποτελείται από χώρους αποθήκευσης και χώρους γραφείων και ανήκει σε βιομηχανική και εμπορική εταιρεία, το δε κτίριο κατασκευάστηκε προ τετραετίας.

Η ανάλυση και η διαστασιολόγηση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τους Ευρωκώδικες και τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι κανονισμοί:

- Ευρωκώδικας 1: φορτία ανέμου, φορτία χιονιού, φορτία θερμοκρασιακής μεταβολής, φορτία οφειλόμενα σε γερανούς και μηχανές
- Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000
- Ευρωκώδικας 3: Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών, Κατασκευές που υποστηρίζουν γερανογέφυρες

Η επίλυση του κτιρίου έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης ETABS, ενώ ο έλεγχος επάρκειας των σύμμικτων πλακών έγινε με το Symdeck Designer.

Στο *πρώτο κεφάλαιο* γίνεται μια εισαγωγή που αφορά γενικά τις κατασκευές από χάλυβα.

Στο *δεύτερο κεφάλαιο* παρουσιάζεται το εν λόγω κτίριο. Αναλύεται η αρχιτεκτονική και η κατασκευή του έργου και παρατίθενται στοιχεία σχετικά με την ανέγερσή του. Στο τέλος του κεφαλαίου περιγράφεται το πρόγραμμα ανάλυσης και διαστασιολόγησης ETABS.

Στο *τρίτο κεφάλαιο* γίνεται εκτενής αναφορά στον προσδιορισμό των φορτίων που καταπονούν την κατασκευή, ενώ παρατίθενται και αντίστοιχα αποσπάσματα των κανονισμών βάσει των οποίων προέκυψαν τα επιβαλλόμενα φορτία.

Στο *τέταρτο κεφάλαιο* περιγράφονται οι συνδυασμοί των δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας όπως απαιτείται από τον Ευρωκώδικα 1.

Στο *πέμπτο κεφάλαιο* παρουσιάζονται οι σεισμικές δράσεις όπως περιγράφονται από τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό, καθώς και οι απαιτούμενες ιδιομορφές για την ανάλυση του κτιρίου.

Στο *έκτο κεφάλαιο* διατυπώνονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπως προέκυψαν από τους υπολογισμούς με τη βοήθεια του προγράμματος ελέγχου μελών του ETABS και επιβεβαιώνεται η επάρκεια των διατομών έναντι των εντατικών καταστάσεων στις οποίες υποβάλλονται. Επίσης γίνεται έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, σε γωνιακή παραμόρφωση, έλεγχος της δοκού κυλίσεως που υπάρχει στο κτίριο και τέλος έλεγχος των σύμμικτων πλακών και των συνδέσεων.

Στο *έβδομο κεφάλαιο* γίνονται δυο εναλλακτικές διαστασιολογήσεις του κτιρίου. Στην πρώτη, οι χιαστί κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αντικαθίστανται από έκκεντρους συνδέσμους, ενώ στη δεύτερη, αφαιρούνται από την κατασκευή. Και στις δυο περιπτώσεις γίνεται επαναδιαστασιολόγηση του κτιρίου και αναφέρονται πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα των διάφορων μορφών των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.

Τέλος, στο *όγδοο κεφάλαιο* γίνεται σύνοψη της εργασίας και σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης της αρχικής κατασκευής και των δύο εναλλακτικών διαστασιολογήσεων. Η σύγκριση αφορά το βάρος των κατασκευών, τις επιταχύνσεις που δέχονται ανάλογα με την ιδιοπερίοδο και τις μετακινήσεις.

## 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

### 1.1 Δομή του χάλυβα

Ο χάλυβας είναι ένα κράμα από σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία, το κυριότερο από τα οποία είναι ο άνθρακας (C). Ο συνήθης χάλυβας περιέχει λιγότερο από 2.06% κ.β. άνθρακα, λιγότερο από 1.0% κ.β. μαγγάνιο και πολύ μικρά ποσοστά πυριτίου, φωσφόρου, θείου και οξυγόνου. Οι κραματωμένοι χάλυβες, όπως για παράδειγμα οι ανοξειδωτοι χάλυβες και οι εργαλειοχάλυβες, αποτελούν μία ειδική κατηγορία κραμάτων που περιέχουν υψηλότερα ποσοστά άλλων μετάλλων. Ανάλογα με τις απαιτήσεις χρήσεως του χάλυβα, μπορούν να μεταβληθούν ορισμένες ιδιότητες κατά την παραγωγή του διαμέσου της χημικής του σύνθεσης, της μεταβολής της κρυσταλλικής του δομής αλλά και με άλλες μεθόδους όπως η θερμική κατεργασία (π.χ. ανόπτηση εξομάλυνσης, βαφή και επαναφορά κλπ.).

### 1.2 Ιστορική αναδρομή

Ο σίδηρος από την αρχαιότητα κατείχε εξέχουσα θέση στην καθημερινή ζωή των ανθρώπων. Η κατασκευή εργαλείων, όπλων και σκευών αποτελούν δείγματα της ευρείας εφαρμογής του σιδήρου κατά τα πρώτα χρόνια της ανθρώπινης εξέλιξης.

Η πρώτη παραγωγή τήγματος σιδήρου καταγράφεται στις περιοχές του Καυκάσου, και συγκεκριμένα στην Αρμενία, περί το 1500 π.Χ. . Στην Ανατολή υπάρχουν ενδείξεις για παλαιότερη ύπαρξη του σιδήρου σε χώρες όπως η Κίνα και η Ινδία. Στη Δύση, η φυλή Χάλυβες που άνηκαν στην αυτοκρατορία των Χιτιτών έκαναν χρήση του σιδήρου περί το 1400 π.Χ. . Στην Ευρώπη ο σίδηρος ήρθε μετά την πτώση της αυτοκρατορίας αυτής, περί το 1200 π.Χ. μέσω των αποικιών. Στην Ελλάδα η χρήση και επεξεργασία του σιδήρου καταγράφεται σε πολλές ιστορικές αναφορές αλλά και στα Ομηρικά έπη.

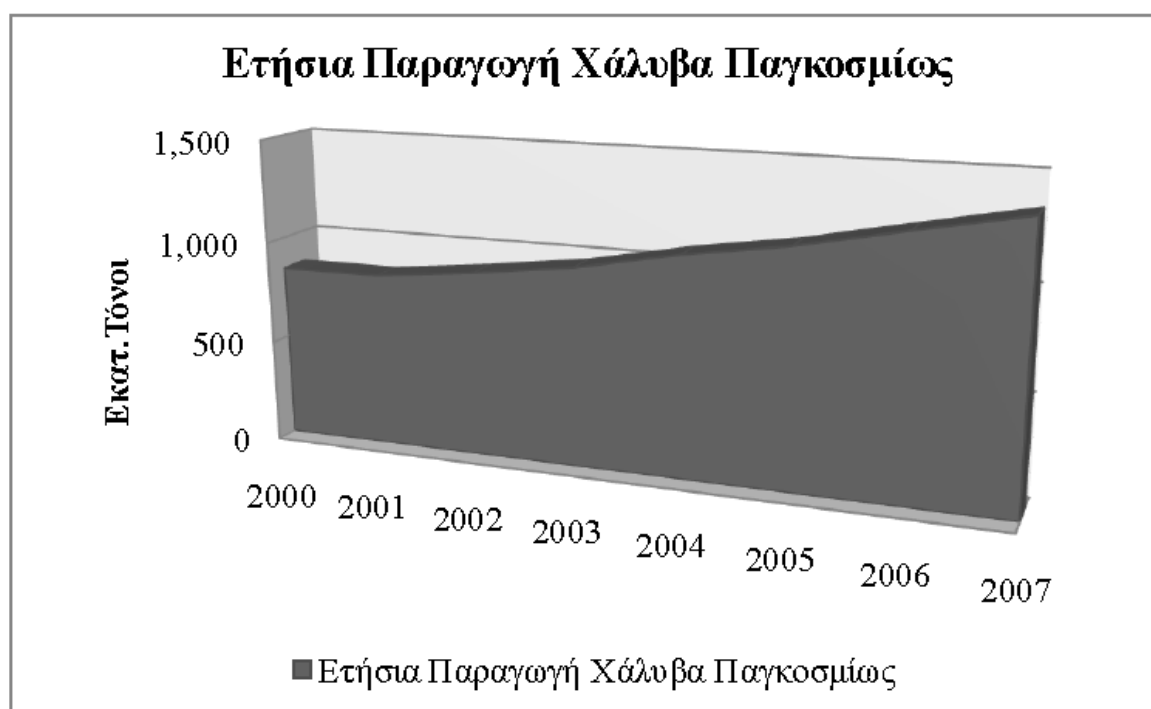
Η εξέλιξη της επεξεργασίας του σιδήρου κατά τον 17ο αιώνα πραγματοποιείται με τη χρήση καθαρού C (κωκ) ή λιθάνθρακα αντί για ξυλάνθρακα ως υλικού καύσης της καμίνου πετυχαίνοντας με αυτόν τον τρόπο μεγαλύτερες θερμοκρασίες τήξης. Στη συνέχεια η εξέλιξη των τεχνολογικών μέσων όπως κάμινων, μηχανών έγχυσης και ανάδευσης του τήγματος αλλά και της σταδιακής απομάκρυνσης του άνθρακα C από τη χημική δομή του σιδήρου οδήγησε το 1850, στην Αγγλία, στη παραγωγή χάλυβα με την ανάπτυξη και χρήση



μεταλλακτών Bessemer. Ουσιαστικά όμως η ευρεία εφαρμογή και χρήση του χάλυβα στην ναυπηγική και στις κατασκευές ξεκινά με την τελειοποίηση του μεταλλακτή Seimens-Martins από το 1880.

Σήμερα η ετήσια παραγωγή χάλυβα έρχεται να επιβεβαιώσει τη ευρεία εφαρμογή του στο σύγχρονο κόσμο και κυρίως στο χώρο των κατασκευών. Σύμφωνα με εκτιμήσεις του AME Mineral Economics και του International Iron & Steel Institute εκτιμάται ότι κατά το 2006 η παραγωγή αυξήθηκε κατά 104 εκατομμύρια τόνους, δηλαδή αύξηση της τάξεως του 6,71%. Η περιοχή με τη μεγαλύτερη παραγωγή ήταν η Ασία, ενώ για το 2006 το απόλυτο μέγεθος παραγωγής της Ασίας προσέγγισε τα 653 εκατ. τόνους οφειλόμενη κυρίως στην αυξημένη παραγωγή της Κίνας, της Ιαπωνίας και της Ινδίας. Για το 2007, η συνολική παραγωγή ήταν 1.339 εκατ. μετρικοί τόνοι, με συνολική αύξηση της τάξεως του 7,64%. Η σημαντικότερη αύξηση προήλθε εκ νέου από την περιοχή της Ασίας και για το 2007, καθώς η συνολική παραγωγή διαμορφώθηκε σε 730 εκατ. μετρικούς τόνους, αυξημένη κατά 11,79% σε σχέση με το έτος 2006.

Η ανοδική πορεία συνεχίζεται και τα τελευταία 2 χρόνια ανταποκρινόμενη στη συνεχώς αυξανόμενη ζήτηση της αγοράς για αυτό το πολύτιμο υλικό.



Πηγή: World Steel Association

### 1.3 Εξέλιξη των μεταλλικών κατασκευών

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

Ένα από τα πρώτα παραδείγματα χρήσης του σιδήρου στην αρχιτεκτονική βρίσκεται στην ανατολική πρόσοψη του Μουσείου του Λούβρου στο Παρίσι. Ο αρχιτέκτονας Claude Perrault (1613-1688) ανέγειρε αυτό το πλάγιο τμήμα το 1670 και χρησιμοποίησε σφυρήλατες σιδερένιες ράβδους σαν ενίσχυση στην τοιχοποιία. Ο μηχανικός Jean Rondolet (1734-1823) έκανε το ίδιο πράγμα όταν 100 χρόνια αργότερα σχεδίασε την κατασκευή για την εκκλησία Ste. Genevieve (1713-1780) για τον αρχιτέκτονα Germain Soufflot, που αργότερα ονομάστηκε Πάνθεον στο Παρίσι. Αυτά τα πρώτα δείγματα αποτέλεσαν την απαρχή για τη χρησιμοποίηση του σιδήρου και την αλλαγή των διαστάσεων της κλασικής αρχιτεκτονικής. Μπορεί εκείνη την εποχή ο σίδηρος να μην χρησιμοποιούνταν σαν εμφανές δομικό στοιχείο, ωστόσο αδιαμφισβήτητα χάραξε το δρόμο για την εφαρμογή των σημαντικών ιδιοτήτων του στην οικοδομική και πρόσθεσε μια νέα αντίληψη στην αρχιτεκτονική έκφραση.

Η πρώτη χρήση αυτού ως κύριου δομικού υλικού, γίνεται αρχικά υπό τη μορφή του χυτοσίδηρου για την κατασκευή της πρώτης στον κόσμο σιδηράς γέφυρας, ανοίγματος 33m, άνω του ποταμού Severn στην Coalbrookdale της Αγγλίας, το 1779 (Εικ. 1.1), η οποία εξακολουθεί να βρίσκεται ακόμα σε λειτουργία.



**Εικ. 1.1:** Coalbrookdale Bridge, Αγγλία 1779

Μεταξύ των ετών 1780-1820 κατασκευάστηκαν από χυτοσίδηρο αρκετές γέφυρες κυρίως με αψιδωτή μορφή αλλά και άλλες δομικές κατασκευές. Η αστοχία όμως, εφελκόμενων μελών με ψαθυρά θραύση, η οποία είχε ως αποτέλεσμα την κατάρρευση γεφυρών από χυτοσίδηρο, με πάρα πολλά ανθρώπινα θύματα, περιόρισε τη χρήση του χυτοσιδήρου μόνο σε θλιβόμενα μέλη (π.χ. υποστυλώματα).

Η βιομηχανική παραγωγή του πολτοπαγούς σιδήρου άρχισε να αντικαθιστά το χυτοσίδηρο το 1840, κυρίως λόγω της σημαντικής ιδιότητάς του να υπόκειται σε μεγάλες εφελκυστικές παραμορφώσεις στην πλαστική περιοχή, χωρίς να θραύεται. Επιπλέον, ο πολτοπαγής σίδηρος ήταν δυνατό να λαμβάνει τη μορφή λεπτών πλακών, οι οποίες μπορούσαν να καμφθούν και να συνδεθούν με ήλους χωρίς αισθητή μείωση της αντοχής τους. Η πρώτη γέφυρα από πολτοπαγή σίδηρο, που αξίζει να μνημονευτεί είναι η γέφυρα Britannia και κατασκευάστηκε το 1850 (Εικ. 1.2). Είναι η πρώτη σημαντική ολόσωμη σιδηροδρομική γέφυρα μέγιστου ανοίγματος 142m, στη ζεύξη Menai στην Αγγλία.



**Εικ. 1.2: Britannia Bridge**

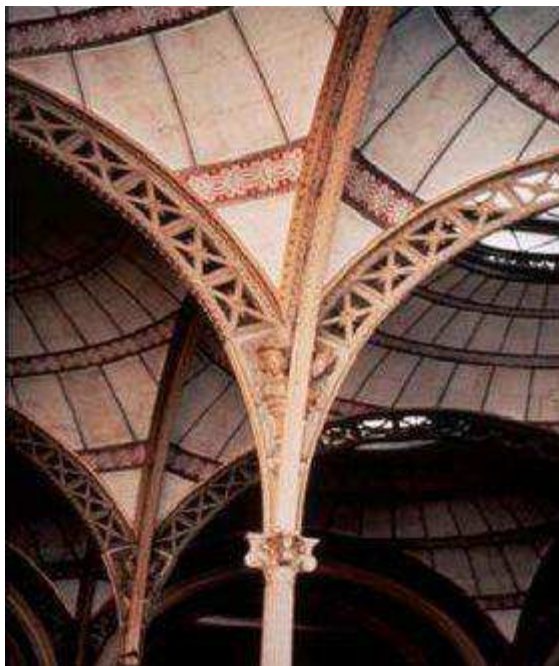
Η κατασκευή μέσω ελάσεως διαφόρων μορφών διατομών (ορθογωνικών, κυκλικών, σωληνωτών κλπ.), άρχισε όταν ο χυτοσίδηρος και ο πολτοπαγής σίδηρος παρουσίασαν ευρύτερη χρήση. Το 1820 άρχισε η κατασκευή μέσω ελάσεως σιδηροτροχιών, ενώ περί το 1870 διατομών διπλού ταν (I) (υποστυλωμάτων από χυτοσίδηρο και δοκών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

Τα νέα υλικά πρωτοεμφανίστηκαν σε τύπους κατασκευών που δεν είχαν μεγάλη παράδοση. Η βιομηχανική επανάσταση δημιούργησε την ανάγκη για μεγάλους βιομηχανικούς χώρους. Η κάλυψη μεγάλων επιφανειών αλλά και η ταχύτητα κατασκευής οδήγησε σταδιακά στην αποκλειστική χρήση του χάλυβα ως βασικό δομικό υλικό. Τα πρώτα βιομηχανικά κτίρια αποτελούνταν από εξωτερική φέρουσα τοιχοποιία και εσωτερικό μεταλλικό σκελετό από υποστυλώματα και δοκούς. Οι κυριότερες εφαρμογές του συναντώνται στη Μ. Βρετανία και στην ηπειρωτική Ευρώπη, σε κλωστοϋφαντουργεία και σε αποθήκες εμπορευμάτων. Ο σίδηρος βρήκε αστική εφαρμογή στις πολλές, καλυμμένες με γυαλί, γκαλερί που ανεγέρθηκαν στην Ευρώπη από το 1800-1850. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το Crystal Palace (Εικ. 1.3) στο Λονδίνο (1850), διαστάσεων 70.000 m<sup>2</sup> με χρόνο κατασκευής μόλις 10 μήνες.



**Εικ. 1.3: Crystal Palace, Λονδίνο**

Η Εθνική Βιβλιοθήκη του Παρισιού (1842-1851) θεωρείται το μεγαλύτερο επίτευγμα του Labrouste (Εικ. 1.4). Ο χώρος καλύπτεται από 9 ελαφρούς θόλους που στηρίζονται σε τόξα από σίδηρο, τα οποία εδράζονται σε 16 στύλους από χυτοσίδηρο.



**Εικ. 1.4: Εθνική Βιβλιοθήκη του Παρισιού**

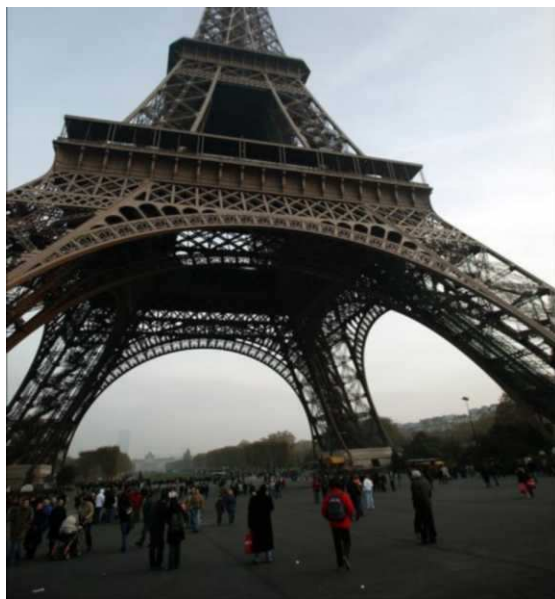
Το Chocolate Factory (Εικ. 1.5) στο Menier του Παρισιού (1871-1872) είναι το παλαιότερο κτίριο με σκελετό που αποτελείται εξολοκλήρου από σίδηρο. Αποτελεί έναν υπέροχο συνδυασμό σιδήρου και τούβλου. Για πρώτη φορά ο σίδηρος

αναλαμβάνει και τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία. Οι διατομές του σιδήρου αποτελούνται από 2 διατομές των οποίων σχηματίζουν διατομές Η και περιβάλλουν τα τούβλα.

Με την ανάπτυξη διαφόρων μεθόδων επιτεύχθηκε η μετατροπή του ακατέργαστου σιδήρου σε ρευστοπαγή χάλυβα, το γνωστό σε όλους μας δομικό χάλυβα, ο οποίος μέχρι το 1890 είχε αντικαταστήσει πλήρως τον πολτοπαγή σίδηρο. Η πρώτη μεγάλη γέφυρα, εξολοκλήρου από δομικό χάλυβα, είναι η περίφημη τοξωτή γέφυρα Eads στην πόλη Saint Louis των Η.Π.Α., η οποία κατασκευάστηκε το 1874 με κεντρικό άνοιγμα 156m. Το 1876 κατασκευάστηκε, επίσης εξολοκλήρου από χάλυβα, ο Πύργος του Eiffel στο Παρίσι (Εικ. 1.6). Το 1889 κατασκευάστηκε στη Σκωτία, εξολοκλήρου από δομικό χάλυβα, η γέφυρα Firth of Forth η οποία είναι 2 ανοιγμάτων, 520m το καθένα και υπήρξε εντυπωσιακό επίτευγμα για την εποχή εκείνη.



**Εικ. 1.5: Chocolate Factory στο Menier του Παρισιού (1871-1872)**



**Εικ. 1.6: Πύργος του Eiffel, Παρίσι 1876**

Παράλληλα με τις προαναφερθείσες τεχνολογικές εξελίξεις, που οδήγησαν στην παραγωγή του δομικού χάλυβα, σημαντική πρόοδος σημειώνεται στην πειραματική αντοχή των υλικών και στη στατική ανάλυση των κατασκευών. Αυτό οφείλεται κατά ένα μεγάλο μέρος στη συμβολή διακεκριμένων επιστημόνων της εποχής εκείνης, ορισμένοι εκ των οποίων είχαν αναλάβει τη διερεύνηση των αιτιών καταρρέυσεως σοβαρών τεχνικών έργων. Κατά την περίοδο από τον Α' Παγκόσμιο πόλεμο μέχρι τη δεκαετία του '60 η αρχιτεκτονική των κατασκευών εστίαζε κυρίως στη χρήση οπλισμένου σκυροδέματος. Από τότε μέχρι και σήμερα γίνεται χρήση πιο εξελιγμένων και σε μεγαλύτερη ποικιλία υλικών στις σύγχρονες κατασκευές που πλέον έχουν μεγαλύτερο όγκο. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι το στέγαστρο του Ολυμπιακού γηπέδου του Μονάχου - Olympian Roof (1972), των Gunther Behnisch και Frei Otto. Το Centre Pompidou στο Παρίσι που σχεδιάστηκε από τους Renzo Piano και Richard Rogers (1972-1976) θεωρείται ως η αρχή εφαρμογής της υψηλής τεχνολογίας στην αρχιτεκτονική (Εικ. 1.7 & 1.8).



Εικ. 1.6: Munich Olympic Stadium roof



Εικ. 1. 7: Centre Pompidou, Παρίσι 1972-1976





**Εικ. 1. 8: Centre Pompidou (εσωτερικό)**

Στα τέλη του 19ου αιώνα η τεράστια συσσώρευση πληθυσμών στα μεγάλα αστικά κέντρα, η υπέρμετρη αξία της τιμής των οικοπέδων αλλά και η δημιουργία των πρώτων κολοσσιαίων πολυεθνικών εταιριών οδήγησε στην κατασκευή των ουρανοξυστών. Με λίκνο τις Η.Π.Α και πρώτο το Σικάγο, ξεκίνησε η κατασκευή όλο και υψηλότερων κτιρίων η οποία συνεχίζεται μέχρι σήμερα με πρωτοπόρους τις χώρες της κεντρικής και ανατολικής Ασίας (Κίνα, Ταϊβάν, Ιαπωνία κλπ.) και των Αραβικών Εμιράτων (Ντουμπαί, Αμπού Ντάμπι).



**Εικ. 1.9: Empire State Building N.Y.**



**Εικ. 1.10: Chrysler Building N.Y.**

Χαρακτηριστικά δείγματα αποτελούν το Empire State Building (Εικ. 1.9) και το Chrysler Building (Εικ. 1.10) στη Νέα Υόρκη, το Ταϊpei 101 στην Ταϊβάν (Εικ. 1.11) και το υψηλότερο κτίριο μέχρι αυτή τη στιγμή Burj Dubai (ο Πύργος του Ντουμπάι) το οποίο πριν λίγους μήνες έφτασε το τελικό του ύψος 818 μέτρων (Εικ. 1.12).

Το Burj Dubai αποτελεί τον «βασιλιά» των μεταλλικών κτιρίων και σύμβολο της ανθρώπινης εξέλιξης στον επιστημονικό και οικονομικό τομέα. Για την κατασκευή του χρησιμοποιήθηκαν πάνω από 330.000 κυβικά μέτρα σκυροδέματος και 31.400 μετρικοί τόνοι χάλυβα, διαθέτει σύστημα συλλογής βρόχινου νερού που ισούται με 20 ολυμπιακών διαστάσεων πισίνες ετησίως ενώ για τα θεμέλια χρησιμοποιήθηκαν 45.000 κυβικά μέτρα σκυροδέματος.

Ο γερμανός αρχιτέκτονας Μάινχαρντ φον Γκέρκαν χαρακτήρισε τον ουρανοξύστη «ως οικονομικά παράλογο» και ως «σύμβολο γοήτρου που αποτυπώνει τη δύναμη του χρήματος». Σε δηλώσεις του σε ραδιοσταθμό υπέδειξε πως «με τέτοια κτίρια δεν μπορείς να κερδίσεις χρήματα», καθώς κρίνει «ασύμφορο» το κόστος ανέγερσης και συντήρησης ενός τέτοιου κτιρίου. Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια άρχισε ο σχεδιασμός όλο και μεγαλύτερων ουρανοξυστών, όπως αναφέρει ο Μάικλ Λίου, εκπρόσωπος της «Ταϊpei Financial Centre Corporation», ιδιοκτήτριας εταιρείας του «Ταϊpei 101».

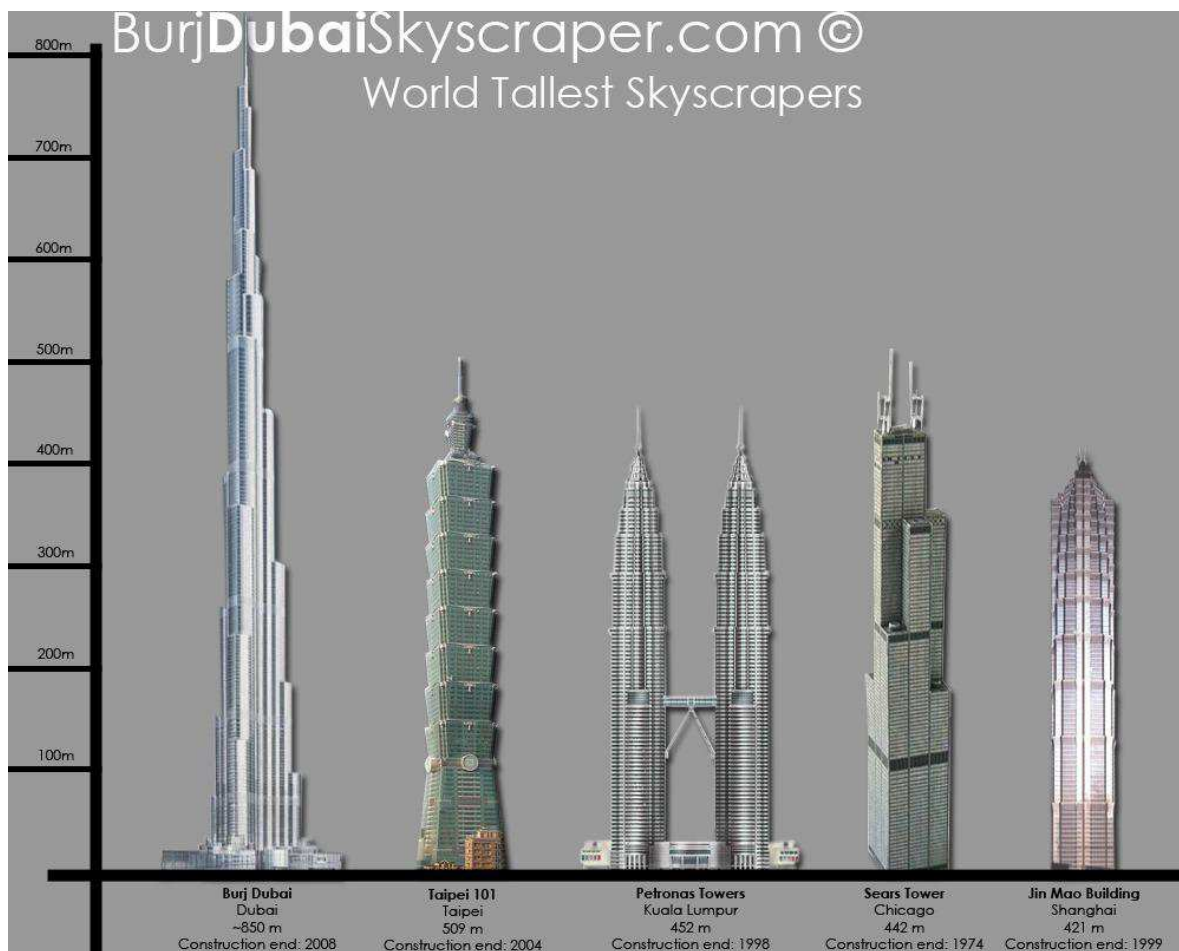


Εικ. 1.11: Ταϊpei 101, Ταϊβάν



**Εικ. 1.12: Burj Dubai**

Τα τελευταία 20 χρόνια, η χρήση των υπολογιστικών προγραμμάτων αλλά και των νέων 3D σχεδιαστικών προγραμμάτων έδωσε επιπλέον δυνατότητες στους πολιτικούς μηχανικούς και αρχιτέκτονες, οι οποίοι δεν σχεδιάζουν πλέον συνήθη ορθογωνικά δοκάρια αλλά οι δοκοί μπορεί να είναι λυγισμένες ή καμπύλες σε μία, δύο ή και τρεις διαστάσεις. Τέλος, η τεράστια γνώση των δυνατοτήτων του χάλυβα και η εξαιρετική ποιότητα παραγωγής του, τον έχουν καταστήσει τόσο σε κυρίαρχο δομικό υλικό αλλά και σε αναπόσπαστο κομμάτι του αντισεισμικού σχεδιασμού των σύγχρονων κτιρίων. Τα σύγχρονα κτίρια δεν διακρίνονται μόνο για το τεράστιο μέγεθος τους αλλά και για την τεράστια αντοχή που διαθέτουν απέναντι σε κάθε είδους φορτίο με κυρίαρχο τον σεισμό. Αποτελούν «επιστημονικές τράπεζες» και επιστέγασμα της διανόησης των σύγχρονων μηχανικών.



Εικ. 1.13: Τα υψηλότερα κτίρια του πλανήτη

#### 1.4 Αξιολόγηση μεταλλικών κατασκευών

Οι αντοχές του χάλυβα αλλά και η ευκολία στην διαμόρφωσή του, έδωσαν το δικαίωμα στους σύγχρονους μηχανικούς να συνδυάσουν την αισθητική με την στατική ευστάθεια και τον αντισεισμικό σχεδιασμό, κατασκευάζοντας αρχιτεκτονικά αριστουργήματα. Στην Ιαπωνία, λόγω της έντονης σεισμικής δραστηριότητας, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά. Η συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων απέναντι στον ισχυρότερο αντίπαλο του πολιτικού μηχανικού, τον σεισμό, τα αναδεικνύει σε αξιόπιστες κατασκευαστικές λύσεις.

Οι κυριότεροι λόγοι ανάπτυξης των μεταλλικών κτιρίων διεθνώς είναι:

- Ταχύτητα κατασκευής
- Δυνατότητα ανάπτυξης μεγάλων ανοιγμάτων
- Σχεδιαστική ελευθερία

- Αντοχή στο σεισμό
- Αντοχή στο χρόνο

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

- Ταχύτητα και ακρίβεια κατασκευής: λόγω του μεγάλου βαθμού προκατασκευασμένων μελών πολλές εργασίες μπορούν να πραγματοποιούνται ταυτόχρονα και ανεξάρτητα από τις καιρικές συνθήκες
- Μεγάλα ανοίγματα που επιτρέπουν έξυπνη διαρρύθμιση των εσωτερικών χώρων
- Μικρές διαστάσεις υποστυλωμάτων που αυξάνουν τον ωφέλιμο χώρο
- Ευελιξία στη διαμόρφωση προσόψεων
- Ευελιξία χρήσης, μετατροπών, προσθηκών και προσαρμογής στις ηλεκτρομηχανολογικές εγκαταστάσεις
- Αντισεισμικότητα
- Δυνατότητα ενίσχυσης και επισκευής
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης
- Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα

Τέλος να αναφέρουμε ότι τα μεταλλικά κτίρια παρουσιάζουν και αρκετά μειονεκτήματα τα οποία όμως σε καμία περίπτωση σε αντισταθμίζουν τα τόσο σημαντικά οφέλη. Οι κατασκευαστικές ατέλειες των μελών και των συνδέσεων, η ευαισθησία στη διάβρωση και στην πυρκαγιά, η απαίτηση εξειδικευμένου εργατοτεχνικού προσωπικού και το μεγάλο κόστος μελέτης αποτελούν τις βασικές τους αδυναμίες.

## 2. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

### 2.1 Γενικά Στοιχεία

Η παρούσα εργασία περιλαμβάνει τη μελέτη μιας μεταλλικής κατασκευής, η οποία στεγάζει χώρους γραφείων και αποθηκευτικούς χώρους. Το κτίριο αποτελείται από δύο ορόφους με φέροντα οργανισμό από χάλυβα και σύμμικτη πλάκα.

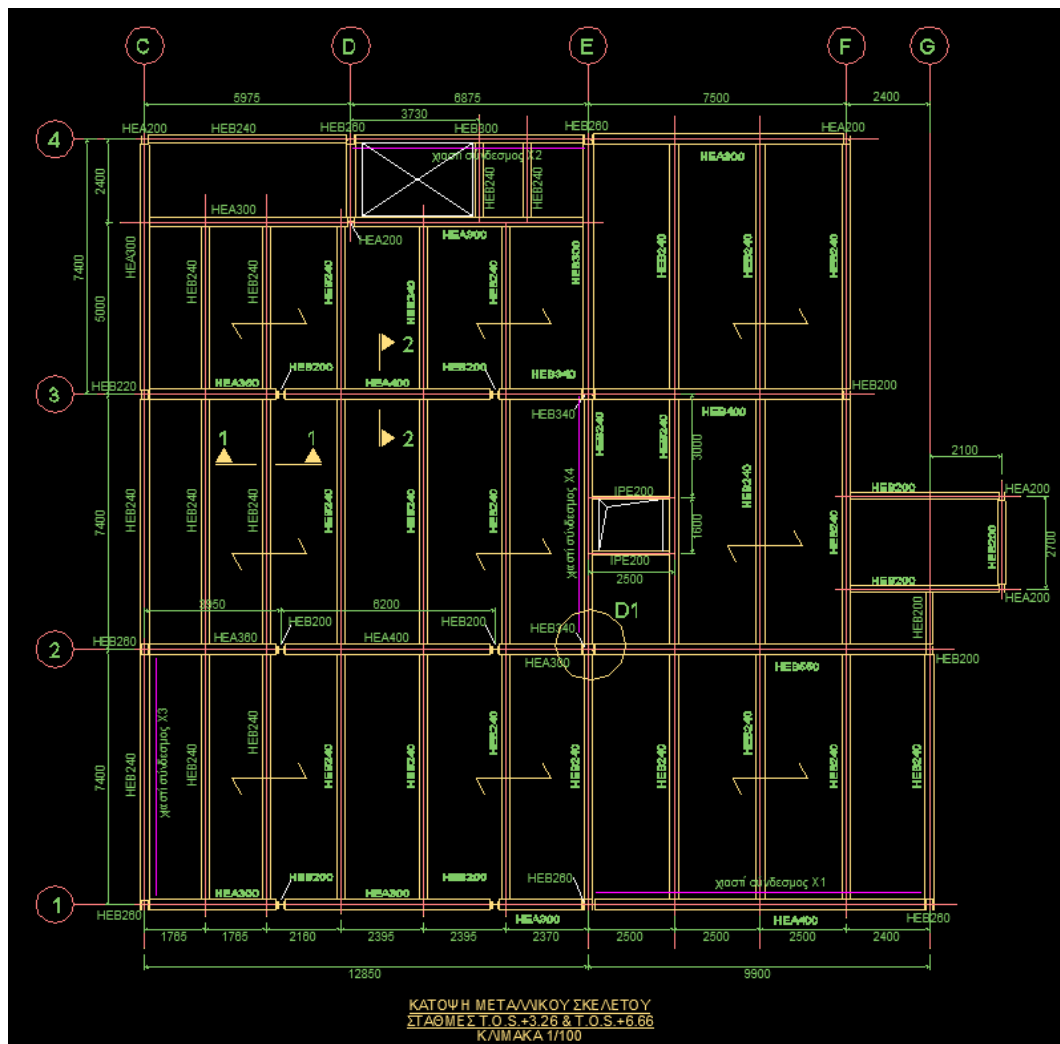


Εικ. 2.1: Εξωτερική άποψη κτιρίου



Εικ. 2.2: Εσωτερική άποψη κτιρίου

- Η κάτοψη κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια  $485,88\text{m}^2$  και συνολικά το κτίριο στεγάζει επιφάνεια  $1457,64\text{m}^2$  ( $3 \cdot 485,88\text{m}^2$ ).
- Το ύψος του ισογείου είναι  $3,26\text{m}$ , του 1<sup>ου</sup> ορόφου  $3,4\text{m}$  και του 2<sup>ου</sup> ορόφου κυμαίνεται από  $3,14\text{m}$  έως  $4,18\text{m}$  καθώς η οροφή του είναι κεκλιμένη. Συνολικά, το ύψος του κτιρίου είναι  $9,80\text{m}$  στο χαμηλότερο σημείο και  $10,84\text{m}$  στο υψηλότερο.
- Το κτίριο αποτελείται από τέσσερα κύρια πλαίσια που εκτείνονται κατά τη διεύθυνση x και απέχουν μεταξύ τους  $7,4\text{m}$ , τα πλαίσια στους άξονες 1, 2, 3 και 4. Τα πλαίσια στους άξονες 1 και 2 έχουν μήκος  $22,75\text{m}$ , καθώς εκτείνονται από τον άξονα C έως τον άξονα G, ενώ τα πλαίσια στους άξονες 3 και 4 εκτείνονται από τον C έως τον F και έχουν μήκος  $20,35\text{m}$ . Κατά τη διεύθυνση y δεν υπάρχει πλαισιακή λειτουργία, παρά μόνο δευτερεύοντες δοκοί που ενώνουν τα πλαίσια μεταξύ τους.
- Τα κύρια πλαίσια στους άξονες 1, 2 και 3 αποτελούνται από πέντε υποστυλώματα, τα τρία εκ των οποίων εκτείνονται από την βάση έως την οροφή της κατασκευής, ενώ τα δυο από τη βάση έως την οροφή του πρώτου ορόφου. Το πλαίσιο στον άξονα 4 αποτελείται από τέσσερα υποστυλώματα που εκτείνονται από τη βάση έως την οροφή της κατασκευής.
- Εκτός από τις δοκούς των πλαισίων υπάρχουν και δευτερεύοντες δοκοί που στηρίζονται πάνω στις δοκούς των κύριων πλαισίων, έχουν μήκος  $7,4\text{m}$  και παραλαμβάνουν τα φορτία της πλάκας μεταβιβάζοντάς τα στα δοκάρια των πλαισίων και στη συνέχεια στα υποστυλώματα..
- Οι οριζόντιες δυνάμεις (άνεμος, σεισμός) παραλαμβάνονται από κατακόρυφους και οριζόντιους συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής X. Υπάρχουν δυο κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας σε κάθε διεύθυνση. Τα φορτία κατά τη διεύθυνση y τα παραλαμβάνουν οι σύνδεσμοι στους άξονες C και E, ενώ τα φορτία κατά τη διεύθυνση x, οι σύνδεσμοι στους άξονες 1 και 4. Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας βρίσκονται στην οροφή της κατασκευής.
- Στην οροφή υπάρχουν επίσης τεγίδες για την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων που στην ανατολική πλευρά της στέγης απέχουν μεταξύ τους  $2,06\text{m}$  ενώ στη δυτική  $2,36\text{m}$ .
- Όλα τα υποστυλώματα θεωρήθηκαν αρθρωτά στη βάση τους, εκτός από αυτά στη συμβολή των αξόνων 4D, 4E, 2E και 3E. Όλες οι δοκοί, των πλαισίων και δευτερεύουσες, θεωρήθηκαν αμφιαρθρωτές. Επίσης, οι τεγίδες και οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, οριζόντιοι και κατακόρυφοι, θεωρήθηκαν αμφιαρθρωτοί.



Εικ. 2.3: Κάτοψη 1ου και 2ου ορόφου στο περιβάλλον του Autocad

## 2.2 Ποιότητα υλικών κατασκευής

Σε όλο το κτίριο επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας S235 με όριο διαρροής  $f_y=235\text{N/mm}^2$  και όριο θραύσης  $f_u=360\text{N/mm}^2$  και S355 με όριο διαρροής  $f_y=355\text{N/mm}^2$  και όριο θραύσης  $f_u=510\text{N/mm}^2$ . Χρησιμοποιήθηκαν κοχλίες υψηλής αντοχής ποιότητας 8.8. Για τις σύμμικτες πλάκες επιλέχθηκε σκυρόδεμα C20/25, χάλυβας S500 και χαλυβδόφυλλα τύπου SYMDECK 73/187.5 (τραπεζοειδής λαμαρίνα) πάχους 1mm.



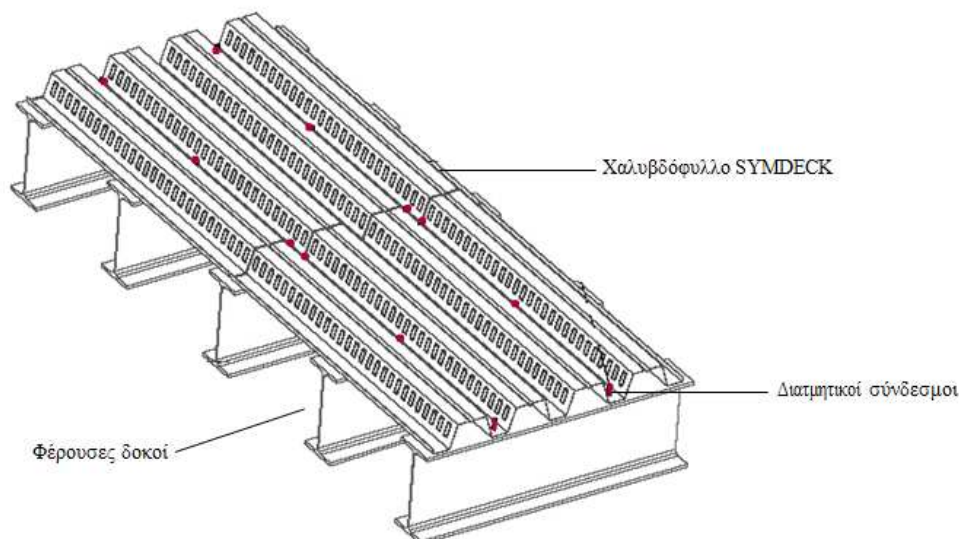
## 2.3 Σύμμικτες Πλάκες

### 2.3.1 Γενικά περί σύμμικτων πλακών

Σύμμικτες πλάκες ονομάζονται οι φέρουσες πλάκες οροφής κτιρίων, οι οποίες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και επί τόπου έγχυτο σκυρόδεμα. Η σύμμικτη μέθοδος κατασκευής πλακών προέρχεται από τη Βόρειο Αμερική και τελευταία εφαρμόζεται όλο και περισσότερο τόσο στην Ευρώπη όσο και στην Ελλάδα. Ειδικότερα η χρήση σύμμικτων πλακών έχει συμβάλει και στην αύξηση της χρήσης των μεταλλικών κατασκευών στα οικοδομικά έργα.

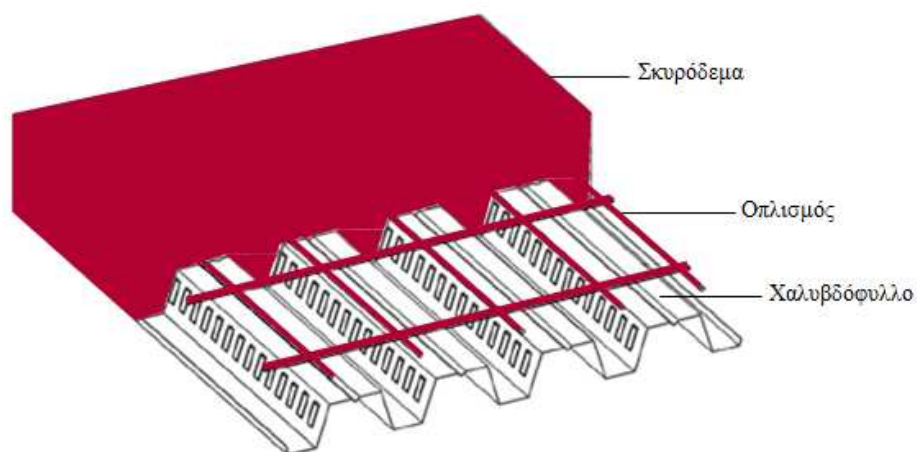
Η χρήση σύμμικτων πλακών σε δομικά έργα έχει σημειώσει αύξηση τα τελευταία χρόνια και έχει συμβάλει στη γενικότερη αύξηση της χρήσης του χάλυβα στις κατασκευές Πολιτικού Μηχανικού. Τα πλεονεκτήματα από τη χρήση τους συνοψίζονται στα παρακάτω:

- Απαιτούνται γενικώς μικρότεροι χρόνοι κατασκευής.
- Αποφεύγεται η χρήση ξυλοτύπου.
- Επιτυγχάνεται η γεφύρωση μεγαλύτερων ανοιγμάτων με αντίστοιχη μείωση των μεταλλικών διαδοκιδώσεων.



Σχήμα 2.1: Τοπική διάταξη υποδομής σύμμικτης πλάκας

Το βασικό συστατικό των σύμμικτων πλακών είναι τα χαλυβδόφυλλα που λειτουργούν αρχικά κατά τη φάση κατασκευής ως μεταλλότυπος για το έγχυτο σκυρόδεμα, μεταφέροντας τα φορτία της σκυροδέτησης (Σχήμα 2.1). Μετά την πήξη του σκυροδέματος η παραλαβή των λοιπών φορτίων κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής γίνεται από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών που λειτουργούν πλέον ως σύμμικτη πλάκα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός (Σχήμα 2.2) που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



Σχήμα 2.2 : Διαμόρφωση της σύμμικτης πλάκας

### 2.3.2 Το χαλυβδόφυλλο Symdeck 73

Το χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

Το άνω πέλμα του χαλυβδόφυλλου είναι ενισχυμένο έναντι τοπικού λυγισμού με μια ενδιάμεση ενίσχυση στο μέσο του. Στον κορμό υπάρχουν ειδικές νευρώσεις (εντυπώματα) μήκους 40 mm, τα οποία προσδίδουν την επιπλέον συνάφεια που απαιτείται μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος ούτως ώστε να μεταφέρονται οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που αναπτύσσονται μεταξύ των δύο υλικών.

Τα χαλυβδόφυλλα παράγονται πάντα με τα υψηλά επίπεδα ποιότητας του εργοστασίου σε πάχη από 0,75 ως 1,25 mm. Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται είναι υψηλής ποιότητας S320 σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, γαλβανισμένος, με δυνατότητα επιλογής βαφής. Τα γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του προφίλ για κάθε πάχος φαίνονται στο Σχήμα 2.3 και στους πίνακες 2.1 και 2.2.

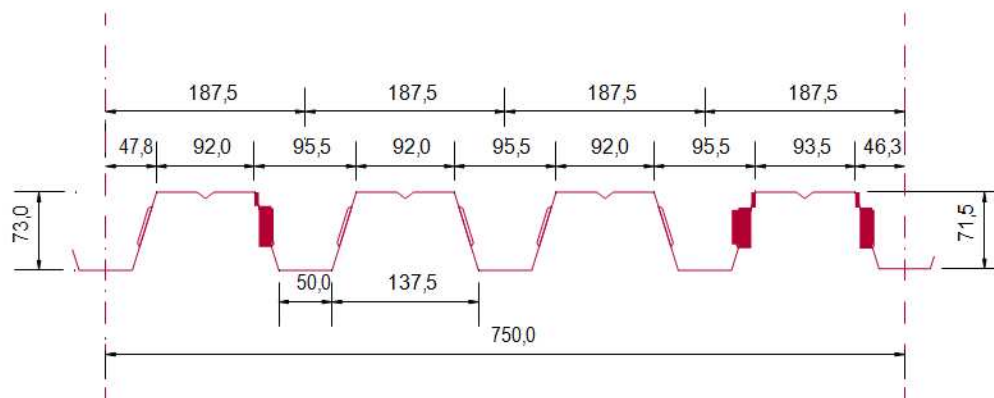
<b>Πάχος</b>	<b>t (mm)</b>	<b>0,75</b>	<b>0,80</b>	<b>1,00</b>	<b>1,25</b>
Βάρος	G (kg/m)	7,36	7,85	9,81	12,27
Επιφάνεια	A (cm <sup>2</sup> )	9,57	10,15	12,72	15,98
Ροπή αδράνειας	L <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	82,51	88,00	110,42	138,32
Ροπή αντίστασης	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	20,68	22,11	27,74	34,67

Πίνακας 2.1: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

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

Πίνακας 2.2: Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73 ανά μέτρο πλάτους διατομής

Με μπλε χρώμα είναι σημειωμένο το πάχος του χαλυβδόφυλλου στο εν λόγω κτίριο.



Σχήμα 2.3: Γεωμετρία του τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου SYMDECK 73

### 2.3.3 Σχεδιασμός σύμμικτων πλακών

Η μελέτη και ο σχεδιασμός των σύμμικτων πλακών σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 4 περιλαμβάνει δύο στάδια, τη «φάση κατασκευής» και τη «φάση λειτουργίας». Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το ναπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Μετά την πήξη του σκυροδέματος, ο σχεδιασμός αφορά τη φάση λειτουργίας, όπου χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα δρουν σύμμικτα ως ενιαία πλάκα. Η ένταση που προκαλούν τα φορτία που επιβάλλονται στην πλάκα κατά την διάρκεια ζωής του έργου παραλαμβάνονται σ' αυτή τη φάση από τη σύμμικτη δράση των δύο υλικών.

#### Φάση κατασκευής

Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις

διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης (Τμήμα 1.3). Στην περίπτωση που για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον Ευρωκώδικα 4.

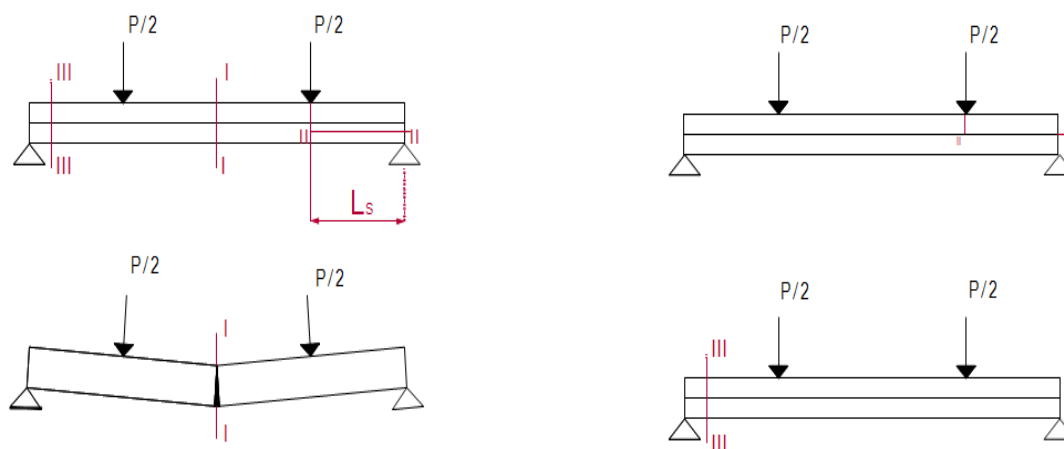
### Φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας διεξάγονται έλεγχοι που αφορούν στην ικανότητα παραλαβής της έντασης της πλάκας έναντι αρνητικής και θετικής ροπής κάμψης καθώς και έναντι κατακόρυφης και διαμήκουσ διάτμησης. Επίσης ελέγχονται οι παραμορφώσεις της σύμμικτης πλάκας οι οποίες θα πρέπει να είναι συμβατές με προκαθορισμένα όρια. Ο παραπάνω σχεδιασμός έναντι των οριακών καταστάσεων αστοχίας έχει ως σκοπό την αποτροπή των μορφών αστοχίας που περιγράφονται στην επόμενη παράγραφο.

### 2.3.4 Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες δύναται να αστοχήσουν με μία από τις παρακάτω μορφές αστοχίας:

- Καμπτική Αστοχία (κρίσιμη διατομή I)
- Διαμήκης Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή II)
- Κατακόρυφη Διατμητική Αστοχία (κρίσιμη διατομή III)



Σχήμα 2. 4: Μορφές αστοχίας σύμμικτων πλακών

### **Καμπτική αστοχία**

Η καμπτική μορφή αστοχίας επιτυγχάνεται μόνο όταν είναι εξασφαλισμένη η πλήρης διατμητική σύνδεση μεταξύ του χαλυβδόφυλλου και του σκυροδέματος. Σ' αυτή την περίπτωση κρίσιμη είναι η διατομή στο άνοιγμα (διατομή I) καθ' ύψος της οποίας εκδηλώνονται κατακόρυφες ρωγμές.

### **Αστοχία σε διαμήκη διάτμηση**

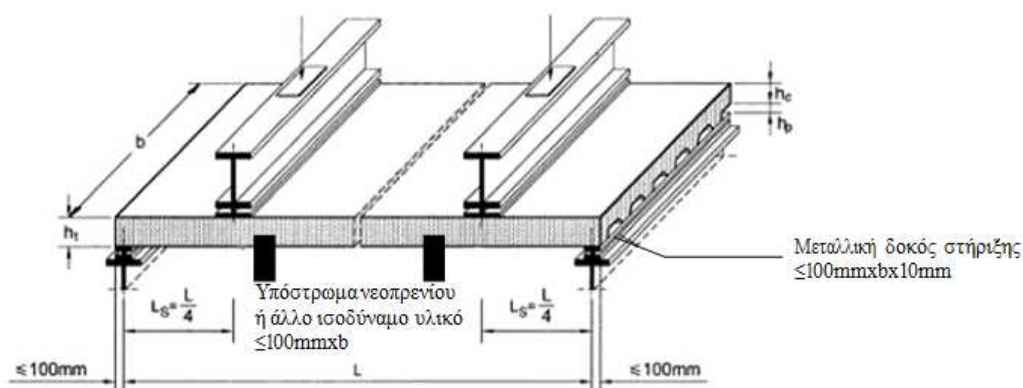
Όταν οι δυνάμεις διαμήκους διάτμησης που εμφανίζονται στη διεπιφάνεια σκυροδέματος - χαλυβδόφυλλου, δεν παραλαμβάνονται επαρκώς, τότε η διατομή στο άνοιγμα της πλάκας (διατομή I) παύει να είναι κρίσιμη. Αντιθέτως κρίσιμη είναι η οριζόντια διατομή κατά μήκος του διατμητικού μήκους  $L_s$  σε μια από δύο τις στηρίξεις (διατομή II) στην οποία εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Προφανώς η αστοχία σ' αυτή την περίπτωση επέρχεται για φορτίο μικρότερο αυτού για το οποίο επέρχεται καμπτική αστοχία.

### **Αστοχία σε κατακόρυφη διάτμηση (τέμνουσα)**

Η κατακόρυφη διατμητική αστοχία είναι καθοριστική σε σύμμικτες πλάκες με μεγάλο ύψος, μικρό άνοιγμα και σχετικά μεγάλα φορτία. Κρίσιμη διατομή είναι η διατομή III.

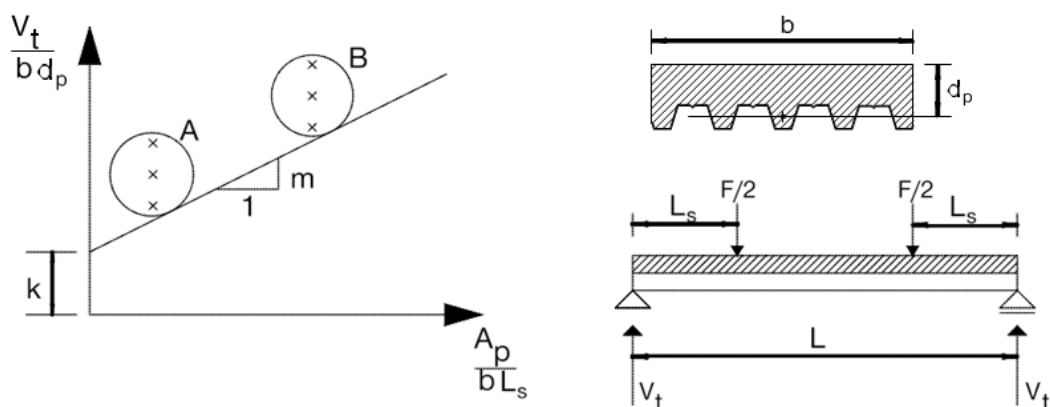
Σημαντικό ρόλο στις σύμμικτες πλάκες όσον αφορά στη συμπεριφορά τους και στις μορφές αστοχίας κατέχει το χαλυβδόφυλλο, διότι είναι αυτό το οποίο καθορίζει το είδος της διατμητικής σύνδεσης με το σκυρόδεμα. Ο προσδιορισμός της αντοχής της σύμμικτης πλάκας έναντι διαμήκους διάτμησης σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4 εξαρτάται από τις χαρακτηριστικές παραμέτρους  $m$ ,  $k$ , οι οποίες καθορίζονται μετά από κατάλληλη πειραματική διαδικασία.

Η πειραματική διαδικασία είναι συγκεκριμένη και περιγράφεται αναλυτικά στον Ευρωκώδικα 4. Τα δοκίμια είναι σύμμικτες πλάκες με διαστάσεις που προκύπτουν από το Σχήμα 2.5.



Σχήμα 2.5: Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών  $m$ ,

Η αμφιέρειστη πλάκα φορτίζεται με δύο συγκεντρωμένα φορτία σε ίση απόσταση από τις στηρίξεις ούτως ώστε το διατμητικό άνοιγμα του φορέα να είναι  $L_s=L/4$ . Διεξάγονται δύο σειρές πειραμάτων (A, B), κάθε μία από τις οποίες περιλαμβάνει τρία δοκίμια. Στη σειρά A τα δοκίμια έχουν μεγάλο διατμητικό άνοιγμα ενώ στη σειρά B μικρό διατμητικό άνοιγμα. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζεται η ευθεία του Σχήματος 2.6 από την οποία υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές παράμετροι και  $m$  και  $k$ .



Σχήμα 2. 6: Πειραματική διάταξη για τον υπολογισμό των συντελεστών  $m$ ,  $k$

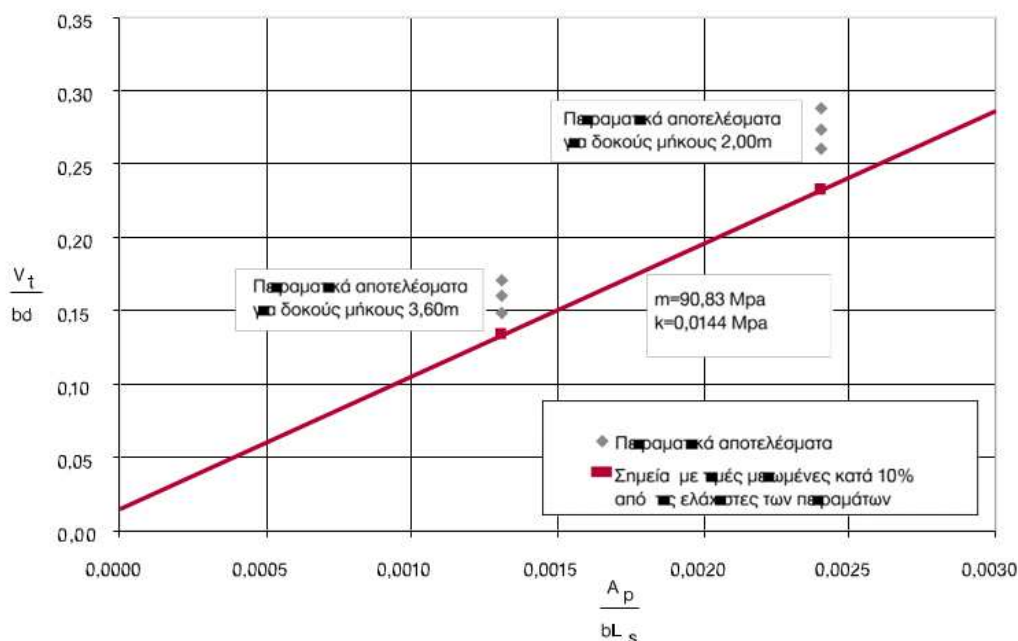
Οι τιμές υπολογίστηκαν από το διάγραμμα του Σχήματος 2.7.

Οι συντελεστές αυτοί ισχύουν:

1. Για πάχη πλάκας ίσα ή μικρότερα από αυτά των δοκιμών ( $d \leq 20\text{cm}$ ).
2. Για πάχη χαλυβδόφυλλων ίσα ή μεγαλύτερα από αυτά των δοκιμών ( $t \geq 0,75\text{mm}$ ).

3. Για σκυροδέματα με  $f_{ck} \geq 20$  Mpa (C20/25 και άνω).

4. Για χαλυβδόφυλλα με  $f_y \geq 293$  Mpa (πρακτικά Fe320G και άνω).



Σχήμα 2..7: Υπολογισμός των συντελεστών από τα πειραματικά αποτελέσματα

## 2.4 Ανέγερση Κατασκευής

Η ανέγερση πρέπει να περιγράφεται αναλυτικά σε όλες τις φάσεις από τα αντίστοιχα χρονοδιαγράμματα, σε σχέση με τα διάφορα αναλυτικά σχέδια. Ο συνδυασμός των απαραίτητων μηχανημάτων στο εργοτάξιο (όπως γερανοί αυτοφερόμενοι ή κυλιόμενοι σε ράγες) με τα απαιτούμενα ικριώματα, θα πρέπει εξ' αρχής να έχει μελετηθεί ώστε η ανέγερση να γίνει απρόσκοπτα, ενώ τα κατασκευαστικά σχέδια θα πρέπει να δίνουν στον κατασκευαστή πλήρεις πληροφορίες των προδιαγραφών για συνήθειες συνδέσεις, ελέγχους ποιότητας κλπ.

Στα σχέδια συναρμολόγησης περιλαμβάνονται:

- Κατόψεις όπου παρουσιάζεται ο κάναβος εγκατάστασης των βάσεων και του μεταλλικού φορέα.
- Τομές στις οποίες παρουσιάζονται οι στάθμες της θεμελίωσης, των βάσεων και των σταθμών των δαπέδων.
- Λεπτομέρειες τυχόν προσωρινών κατασκευών σταθεροποίησης, τις απαιτήσεις των αρμών, άλλων διάκενων κλπ.
- Οι προς ανύψωση προσυναρμολογημένες ενότητες βάρους μεγαλύτερου των 5t.



Ο μελετητής ο οποίος σε πολλές περιπτώσεις είναι ο επιβλέπων, πρέπει να ελέγχει την πιστή εφαρμογή αυτών που περιγράφονται στα σχέδια, την εφαρμογή του προγράμματος ανέγερσης και την επάρκεια του κατασκευαστή σε προσωπικό και μηχανήματα. Πρόκειται δηλαδή για μία διαδικασία που απαιτεί μελέτη και έμπειρο εργατικό δυναμικό. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την ανέγερση, διαφέρουν ανάλογα με τον τύπο και το μέγεθος της κατασκευής, τις επί τόπου συνθήκες, τη δυνατότητα ανεφοδιασμού, την προτίμηση του κατασκευαστή κλπ.

Στην εν λόγω κατασκευή προτείνεται η ανέγερση με τη βοήθεια γερανών, που κινούνται σε όλο το μήκος του κτιρίου, ανυψώνοντας ένα ένα τα τεμάχια ή και ομάδα συνδεδεμένων τεμαχίων, τα οποία θα συνδέονται στην τελική τους θέση. Παράλληλα θα ανυψώνονται και θα συνδέονται και οι σύνδεσμοι, προκειμένου να εξασφαλιστεί η ευστάθεια της κατασκευής στο χώρο. Αρχικά θα πραγματοποιηθεί η ανέγερση των υποστλωμάτων και στη συνέχεια των δοκών.

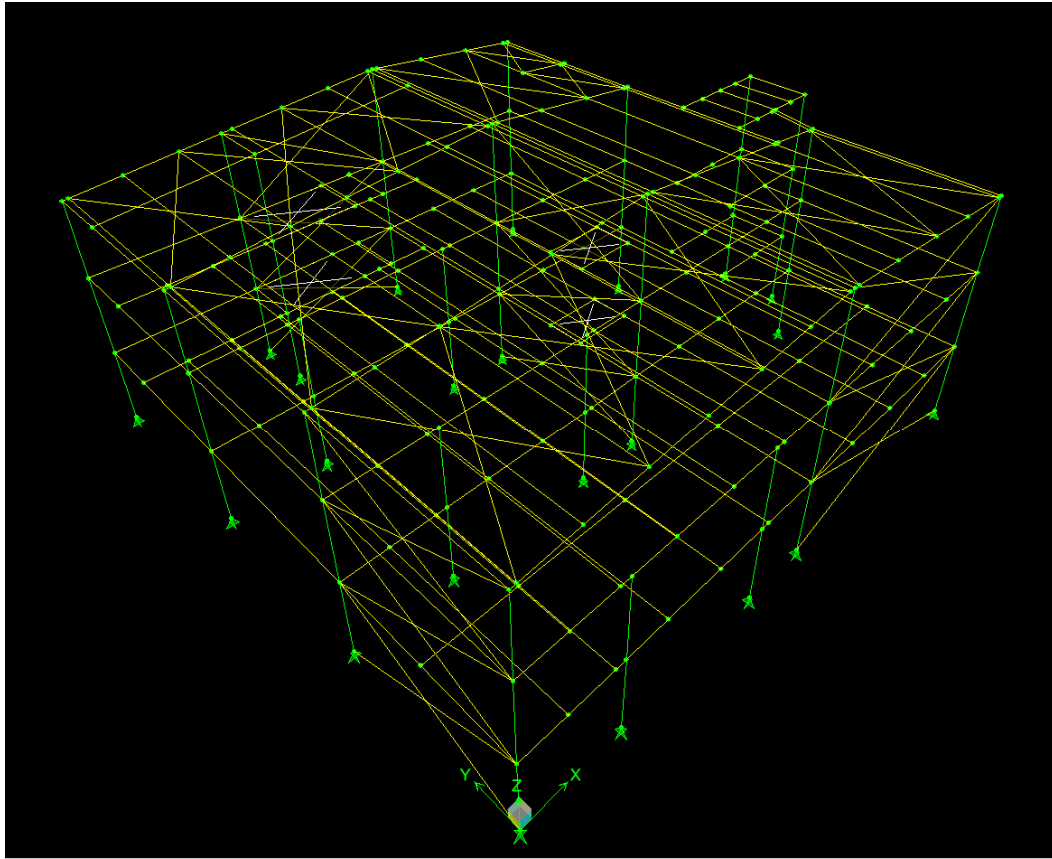
### **2.5 Πρόγραμμα ανάλυσης του κτιρίου**

Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του κτιρίου είναι το ETABS στην έκδοση 9.7. Το ETABS αποτελεί ένα λογισμικό πρόγραμμα που δίνει ιδιαίτερη έμφαση στην ανάλυση κτιριακών κατασκευών. Είναι ένα ευέλικτο πρόγραμμα επίλυσης που παρέχει σε κάθε χρήστη τη δυνατότητα εύρεσης μιας γρήγορης και αποτελεσματικής λύσης για δεδομένη κατασκευή.

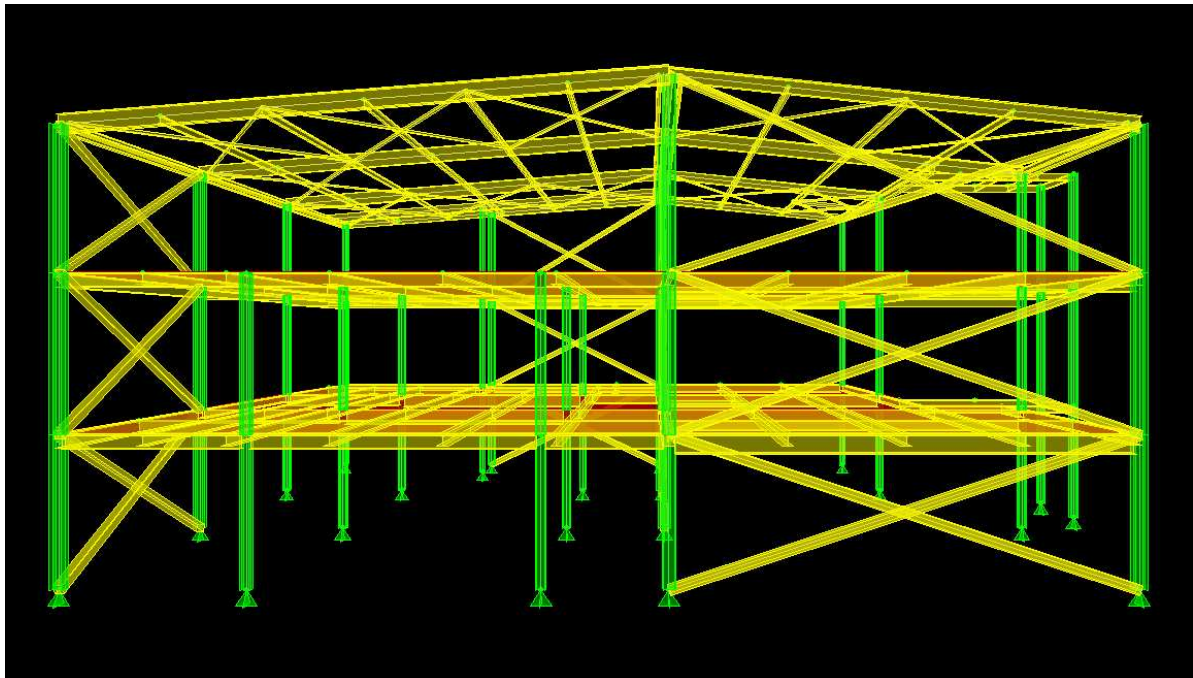
Αρχικά έγινε η εισαγωγή των δεδομένων που αφορούν στα υλικά και τα είδη των διατομών της κατασκευής. Ορίστηκε η γεωμετρία του φορέα και στη συνέχεια εισήχθησαν οι φορτίσεις και οι συνδυασμοί των φορτίσεων που καταπονούν το φορέα. Τέλος, ελέγχθηκε η επάρκεια όλων των μελών του φορέα στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας και στην Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας.

Επίσης, για τον έλεγχο επάρκειας των σύμμικτων πλακών χρησιμοποιήθηκε το SYMDECK Designer.

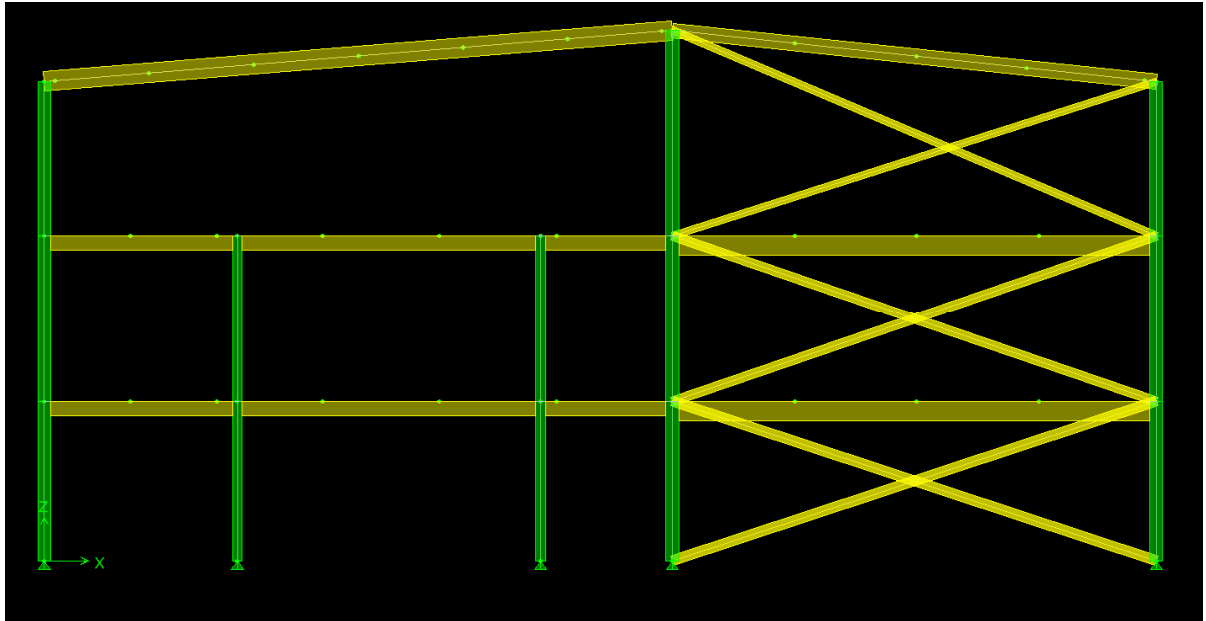
Στις επόμενες εικόνες φαίνεται το μοντέλο του φορέα στο περιβάλλον του ETABS.



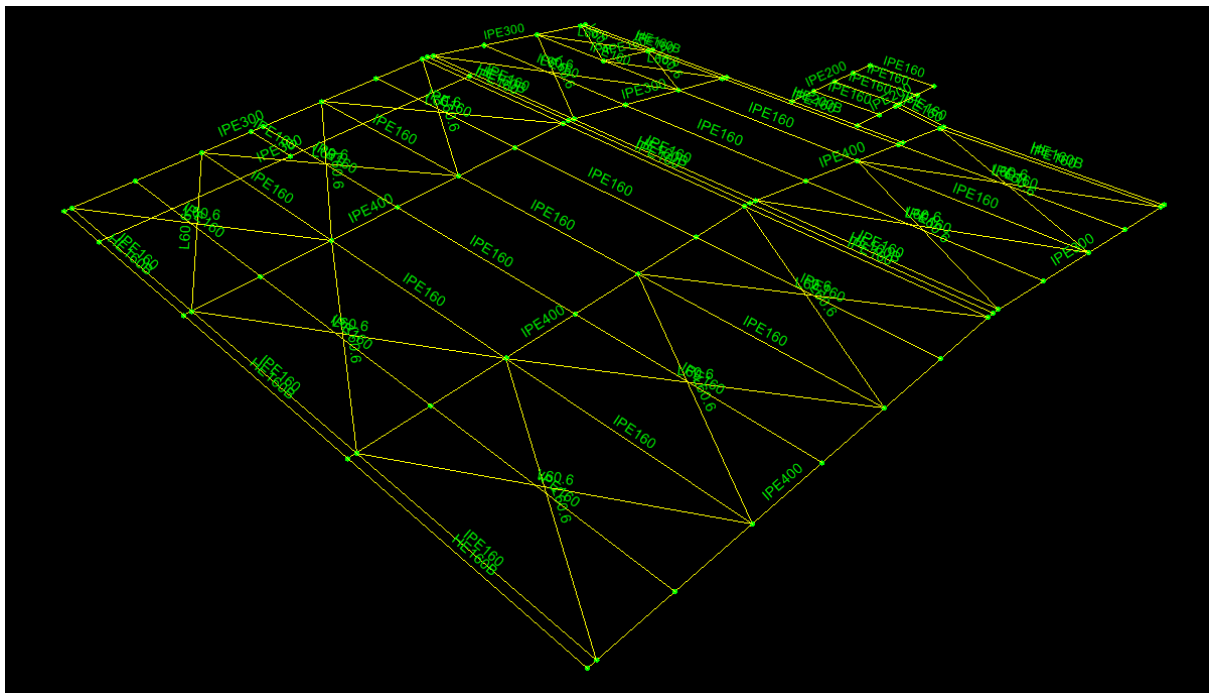
Εικ. 2.4: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου



Εικ. 2.5: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου



Εικ. 2.6: Πλαίσιο άξονα 1



Εικ. 2.7: Στέγη κτιρίου

### 3. ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

#### 3.1 Γενικά

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες επενεργούν επ' αυτής.

Στον Ελλαδικό χώρο ως προς τις δράσεις επί των κατασκευών εφαρμόζεται ευρέως ο Ευρωκώδικας 1, ο οποίος παρέχει για κάθε χώρα μέσω των Παραρτημάτων είτε μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων πληροφορίες ως προς τις αναπτυσσόμενες δράσεις (πχ. χιόνι, άνεμος κλπ).

Προκειμένου να ελεγχθεί η κατασκευή έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας γίνεται χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά τη φάση της ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού, ταξινομούνται ως εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας, που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, πχ κατά τη φάση ανέγερσης ή κατασκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις, που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες, πχ σε πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία.
- Καταστάσεις σεισμού, που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

#### 3.2 Οριακές καταστάσεις – Δράσεις

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας, που αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχίας λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής και σχετίζονται με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης ή ταλαντώσεις ενοχλητικές για τους ενοίκους.

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών για τις προαναφερθείσες καταστάσεις σχεδιασμού, διακρίνονται σε:

- Άμεσες, π.χ. συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία
- Έμμεσες, π.χ. επιβαλλόμενη παραμόρφωση λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, ή επιβαλλόμενη επιτάχυνση λόγω σεισμού

Οι δράσεις αυτές ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες, π.χ. ίδια βάρη της κατασκευής
- Μεταβλητές, π.χ. επιβαλλόμενα φορτία σε πατώματα κτιρίων, δοκούς ή στέγες, φορτία χιονιού ή ανέμου

Ως προς τη θέση τους οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Καθορισμένες, πχ ίδιο βάρος
- Ελεύθερες, πχ κινητά επιβαλλόμενα φορτία γερανογεφυρών

Ως προς τη φύση τους ταξινομούνται σε:

- Στατικές
- Δυναμικές

### 3.3 Μόνιμα Φορτία

Τα μόνιμα ή νεκρά φορτία είναι φορτία που λαμβάνονται πάντοτε υπόψη στις κατασκευές και επιβάλλουν στατική φόρτιση δηλαδή πρόκειται για φορτία σταθερής θέσης και διεύθυνσης. Σε αυτά περιλαμβάνονται το σύνολο του ίδιου βάρους της κατασκευής και τα μόνιμα προσαρτημένα στοιχεία (όπως υλικό στέγασης, επικαλύψεις και επενδύσεις, ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός, υδραυλικές εγκαταστάσεις κλπ). Τα μόνιμα που κατά μέγεθος είναι μεγαλύτερα και αποτελούν το κύριο ποσοστό των φορτία διακρίνονται σε κύρια και σε δευτερεύοντα. Ως κύρια ορίζονται εκείνα που κατά μέγεθος είναι μεγαλύτερα και αποτελούν το κύριο

ποσοστό των μονίμων. Ως δευτερεύοντα χαρακτηρίζονται τα μικρότερης τάξης μεγέθους μόνιμα φορτία.

Στα μόνιμα φορτία της κατασκευής περιλαμβάνονται το ίδιο βάρος του φορέα, η επικάλυψη των δαπέδων και της στέγης καθώς επίσης και τα φορτία των μηχανολογικών εγκαταστάσεων της στέγης.

### 3.3.1 Ίδιο Βάρος στοιχείων του φορέα

Στην ανάλυση εκτιμήθηκε ίδιο βάρος δομικού χάλυβα  $78,5 \text{ kN/m}^3$  και ίδιο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 3.3.2 Επικάλυψη δαπέδων

Το φορτίο επικάλυψης των δαπέδων θεωρήθηκε ίσο με  $2,0 \text{ kN/m}^2$  και υπολογίστηκε ως επιφανειακό πάνω στη σύμμικτη πλάκα των επιπέδων ένα και δύο.

### 3.3.3 Επικάλυψη μεταλλικού σκελετού στέγης

Το φορτίο επικάλυψης στέγης λήφθηκε ίσο με  $0,12 \text{ kN/m}^2$  και το φορτίο της ψευδοροφής ίσο με  $0,15 \text{ kN/m}^2$  και υπολογίστηκαν ως γραμμικά φορτία στις τεγίδες.

Στην δυτική πλευρά της στέγης

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $2,06 \text{ m} \times 0,27 \text{ kN/m}^2 = 0,56 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $1,03 \text{ m} \times 0,27 \text{ kN/m}^2 = 0,28 \text{ kN/m}$

και στην ανατολική πλευρά της στέγης

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $2,36 \text{ m} \times 0,27 \text{ kN/m}^2 = 0,64 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $1,18 \text{ m} \times 0,27 \text{ kN/m}^2 = 0,32 \text{ kN/m}$

### 3.3.4 Φορτία μηχανολογικών εγκαταστάσεων στέγης

Το μηχανολογικό φορτίο στέγης θεωρήθηκε ίσο με  $0,20 \text{ kN/m}^2$  και υπολογίστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες.

Στην δυτική πλευρά της στέγης

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $2,06 \text{ m} \times 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,41 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $1,03 \text{ m} \times 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,21 \text{ kN/m}$

και στην ανατολική πλευρά της στέγης

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $2,36 \text{ m} \times 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,47 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $1,18 \text{ m} \times 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,24 \text{ kN/m}$

### **3.4 Κινητά Φορτία**

Τα κινητά ή μεταβλητά φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Τα μεταβλητά αυτά φορτία θα πρέπει να τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτεται η δυσμενέστερη επιρροή τους.

Στα κινητά φορτία της κατασκευής περιλαμβάνονται το κινητό φορτίο των δαπέδων και της στέγης, η μεταβολή της θερμοκρασίας, το φορτίο χιονιού και ο άνεμος.

#### **3.4.1 Κινητό φορτίο δαπέδων**

Το κινητό φορτίο των δαπέδων θεωρήθηκε ίσο με  $5,0 \text{ kN/m}^2$  και υπολογίστηκε ως επιφανειακό πάνω στη σύμμικτη πλάκα των επιπέδων ένα και δύο.

#### **3.4.2 Κινητό φορτίο στέγης**

Το κινητό φορτίο της μη βατής στέγης θεωρήθηκε ίσο με  $0,75 \text{ kN/m}^2$  και υπολογίστηκε ως γραμμικό στις τεγίδες. Το κινητό φορτίο της στέγης δεν επηρεάζεται στον ίδιο συνδυασμό δράσεων με το χιόνι αλλά ούτε και στους σεισμικούς συνδυασμούς δράσης.

#### **3.4.3 Μεταβολή της θερμοκρασίας**

Μία κατασκευή υποβάλλεται στη διάρκεια της ζωής της σε θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο (πχ γέφυρες) από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία (πχ κτίρια).

Επειδή οι θερμοκρασιακές μεταβολές έχουν μικρή διάρκεια, τα εντατικά μεγέθη λόγω των επιρροών τους δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 1, Μέρος 1.5, οι δράσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών είναι έμμεσες και κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και

πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού που προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 1. Για ομοιόμορφη μεταβολή θερμοκρασίας, που οφείλεται στην ολική μεταβολή θερμοκρασίας περιβάλλοντος (πχ χειμώνας – καλοκαίρι) υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές μέγιστης διακύμανσης της αρνητικής και της θετικής ενεργού θερμοκρασίας.

Η διαφορά θερμοκρασίας (ομοιόμορφη αύξηση ή μείωση της θερμοκρασίας ολόκληρου του σκελετού σε σχέση με τη θερμοκρασία συναρμολόγησής του) μπορεί να ληφθεί στην περίπτωσή μας ίση με 20° C.

#### 3.4.4 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία του χιονιού υπολογίζονται σύμφωνα με το Μέρος 1.3 του Ευρωκώδικα 1, που παρέχει οδηγίες για τα φορτία λόγω χιονόπτωσης, η οποία έλαβε χώρα υπό συνθήκες νηνεμίας ή με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων. Τα φορτία αυτά αναφέρονται σε κτίρια ή σε έργα πολιτικού μηχανικού γενικά, για υψόμετρα κάτω των 1500m. Έχουν προκύψει με την παραδοχή φυσικής απόθεσης και δε λαμβάνουν υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση.

Το φορτίο του χιονιού θεωρείται ότι επιδρά κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης, ενώ κατατάσσεται στις ελεύθερες μεταβλητές δράσεις. Σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταγραφές της χιονόπτωσης δίνουν ακραίες τιμές, μπορεί να εντάσσεται στις τυχηματικές δράσεις.

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

#### Προσδιορισμός φορτίου χιονιού (s) σε στέγες

Το φορτίο χιονιού σε μία στέγη προσδιορίζεται από τη σχέση:

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

Όπου:

- $\mu_i$  ο συντελεστής μορφής χιονιού
- $C_e=1$ , ο συντελεστής έκθεσης, για κανονικές συνθήκες



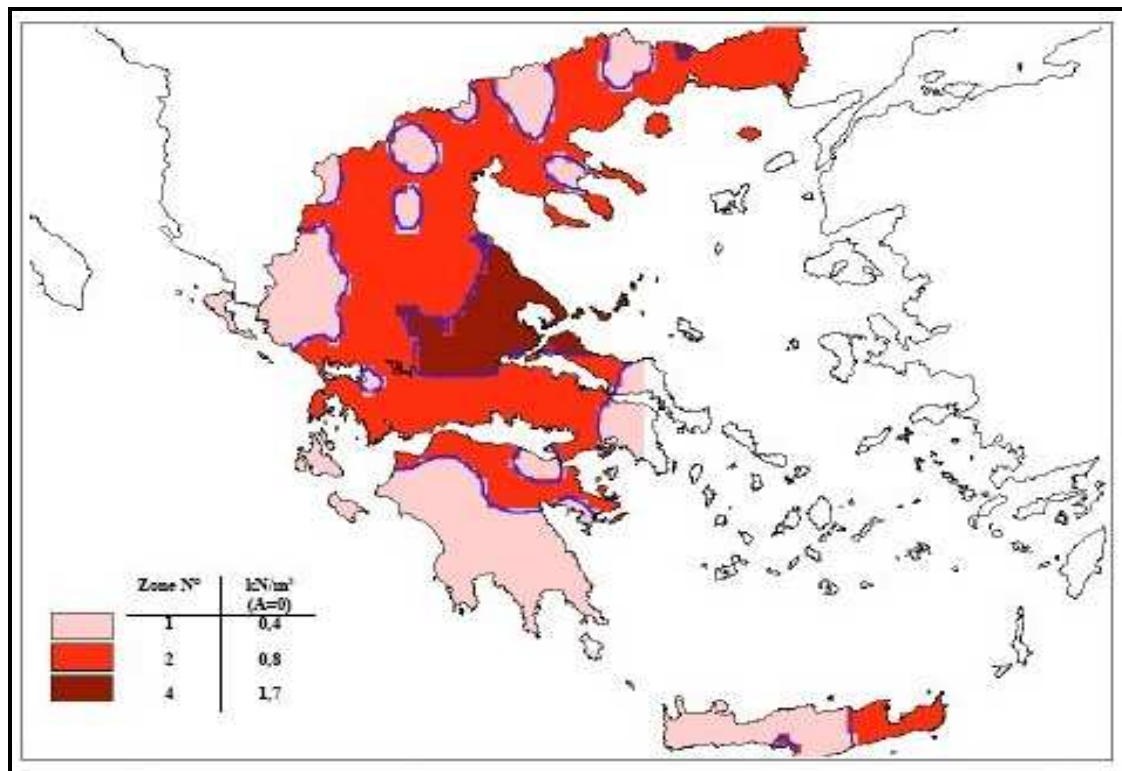
- $C_t = 1$ , ο θερμικός συντελεστής, για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης
- $s_k$  είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

**Προσδιορισμός χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού ( $s_k$ ) επί του εδάφους**

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του  $s_k$  δίνονται στο παράρτημα C του EN 1991- Μέρος 1.3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται οι παρακάτω τρεις ζώνες χιονιού, με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές  $s_{k,0}$  των φορτίων για έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας.

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

Πίνακας 3.1: Τιμές του  $s_{k,0}$  ανάλογα με το νομό



Εικόνα 3.1: Χάρτης απεικόνισης ζωνών χιονιού

Το εν λόγω κτίριο βρίσκεται στο νομό Αττικής επομένως ανήκει στη Ζώνη II με  $s_{k,0}=0,8 \text{ kN/m}^2$ .

Η χαρακτηριστική τιμή  $s_k$  του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε  $\text{kN/m}^2$  συναρτήσεται της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου (A), για μία συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση:

$$s_k = s_{k,0} [1 + (A/917)^2]$$

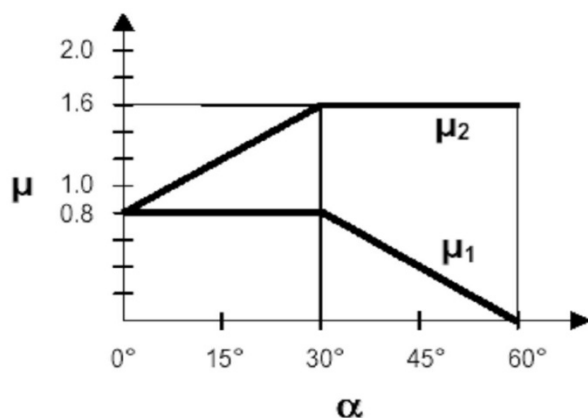
Όπου:

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

Επομένως για την περιοχή των Άνω Λιοσίων που βρίσκεται στην Ανατολική Στερεά και για υψόμετρο περίπου 200m προκύπτει  $s_k = 0.8 * (1 + (200/917)^2) = 0.84 \text{ kN/m}^2$ .

### Προσδιορισμός του συντελεστή μορφής φορτίου χιονιού ( $\mu_i$ )

Ο συντελεστής μορφής φορτίου εξαρτάται από τη μορφή και τη γεωμετρία της στέγης. Για τις δικλινείς στέγες, δίνεται στο παρακάτω σχήμα και πίνακα για διάφορες τιμές της γωνίας  $\alpha$  της στέγης, με την προϋπόθεση ότι η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται.

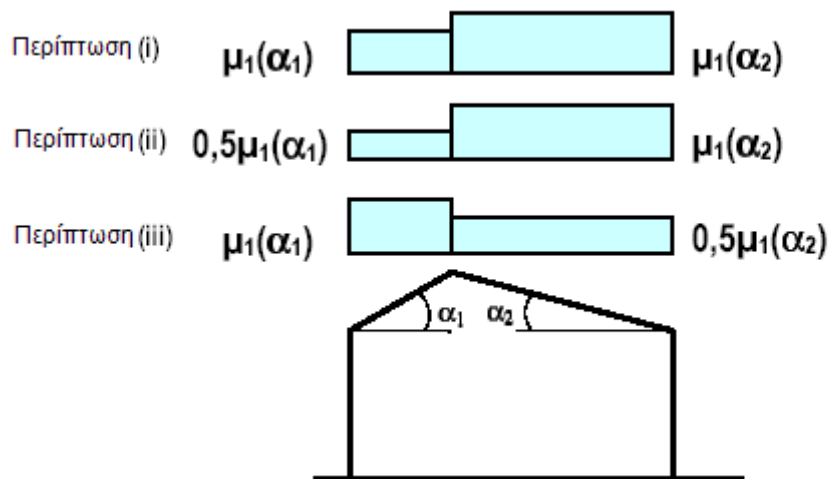


Σχήμα 3.1: Συντελεστής μορφής χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	-

Πίνακας 3.2: Πινακοποιημένη απεικόνιση συντελεστών μορφής χιονιού

Για στέγη με  $\alpha \approx 6^\circ$  προκύπτει συντελεστής μορφής  $\mu_i = 0,8$ .



Σχήμα 3.2: Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού – δικλινής στέγη

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα λαμβάνονται υπόψη τρεις περιπτώσεις για το φορτίο του χιονιού ανάλογα αν είναι παρασυρμένο ή όχι.

Από τη σχέση (3.1):

$$- s = 0.80 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.84 = 0.67 \text{ kN/m}^2$$

και για παρασυρμένο χιόνι

$$- s = 0.8 \cdot 0.5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.41 = 0.34 \text{ kN/m}^2$$

Το φορτίο χιονιού υπολογίστηκε ως γραμμικό φορτίο στις τεγίδες των πλαισίων.

Για μη παρασυρμένο χιόνι:

Στην δυτική πλευρά της στέγης

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $2,06 \text{ m} \times 0,67 \text{ kN/m}^2 = 1,38 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $1,03 \text{ m} \times 0,67 \text{ kN/m}^2 = 0,69 \text{ kN/m}$

και στην ανατολική πλευρά της στέγης

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $2,36 \text{ m} \times 0,67 \text{ kN/m}^2 = 1,58 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $1,18 \text{ m} \times 0,67 \text{ kN/m}^2 = 0,79 \text{ kN/m}$

Για παρασυρμένο χιόνι:

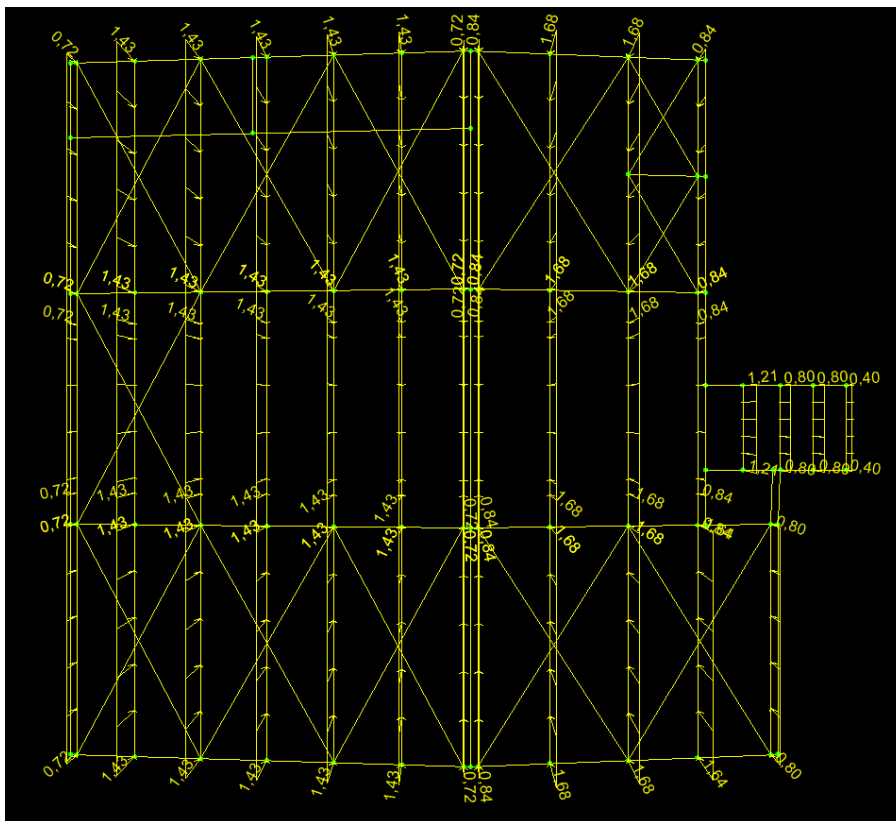
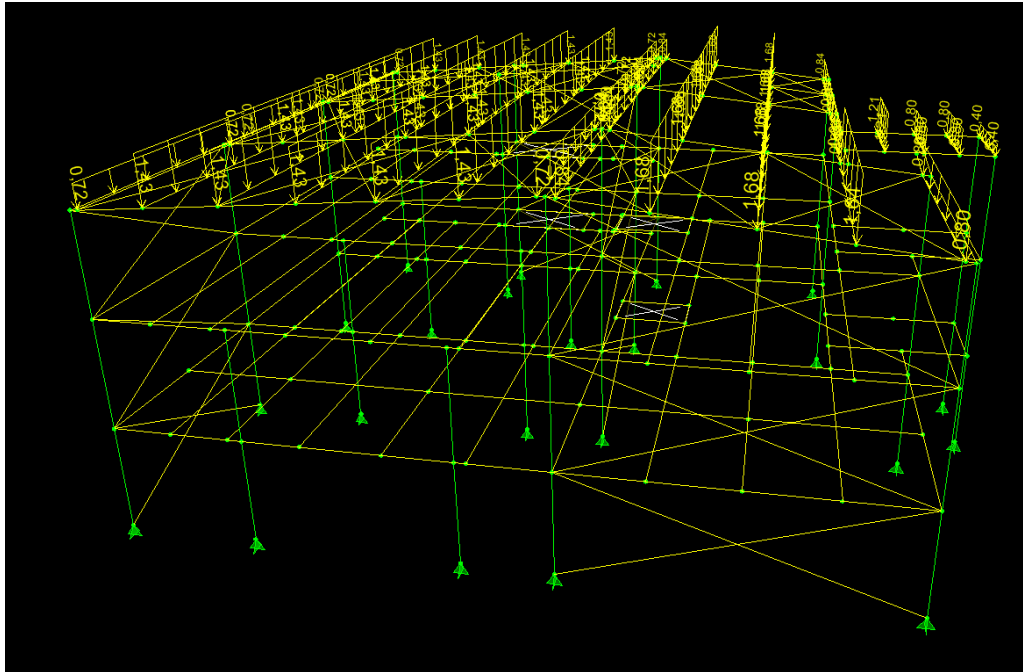
Στην δυτική πλευρά της στέγης

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $2,06 \text{ m} \times 0,34 \text{ kN/m}^2 = 0,70 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $1,03 \text{ m} \times 0,34 \text{ kN/m}^2 = 0,35 \text{ kN/m}$

και στην ανατολική πλευρά της στέγης

- Ενδιάμεσες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $2,36 \text{ m} \times 0,34 \text{ kN/m}^2 = 0,80 \text{ kN/m}$
- Ακραίες τεγίδες: ζώνη επιρροής  $1,18 \text{ m} \times 0,34 \text{ kN/m}^2 = 0,40 \text{ kN/m}$

Στις παρακάτω εικόνες φαίνεται το φορτίο του χιονιού στο περιβάλλον του ETABS.



### 3.4.5 Δράσεις Ανέμου

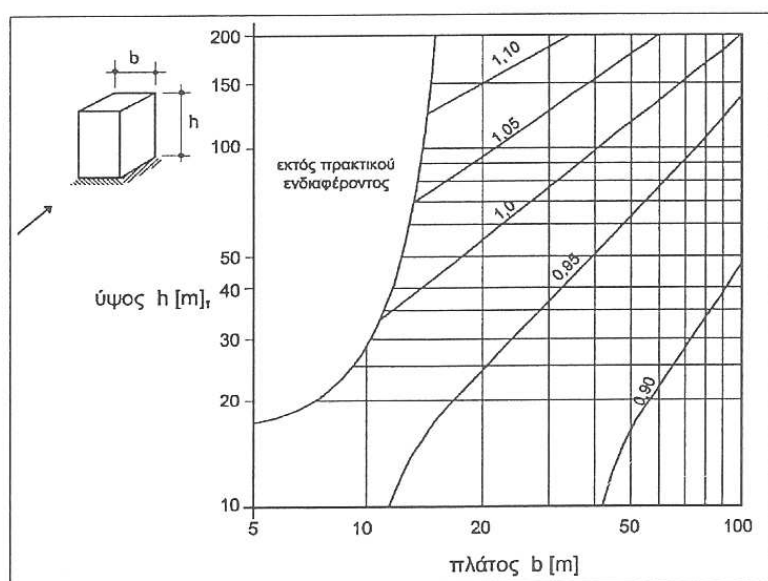
Ο υπολογισμός των δράσεων του ανέμου επί της κατασκευής έγινε με βάση το Μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1, το οποίο παρέχει κανόνες και μεθόδους υπολογισμού των φορτίων ανέμου επί των κτιριακών κατασκευών και των επιμέρους στοιχείων και προσαρτημάτων τους για ύψη μέχρι 200m που είναι και η εν λόγω κατασκευή.

Η απόκριση μιας κατασκευής και των επιμέρους στοιχείων της στη δράση του ανέμου μπορεί να προσομοιαστεί ως επαλληλία μιας βασικής και μιας συντονιστικής συνιστώσας. Η βασική συνιστώσα είναι στατική ενώ η συντονιστική αποτελεί δυναμική απόκριση. Για το μεγαλύτερο μέρος των κατασκευών η συντονιστική συνιστώσα είναι μικρή και μπορεί να αγνοηθεί. Αντίθετα, στις εύκαμπτες κατασκευές, λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό και παραμορφώσεις από δυναμικές φορτίσεις λόγω εγκάρσιων ταλαντώσεων.

Ο Ευρωκώδικας 1 δίνει δύο μεθόδους υπολογισμού των φορτίων του ανέμου, την απλή και τη λεπτομερή.

Η απλή μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες δεν είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση. Μπορεί να βρει εφαρμογή σε κτίρια με ύψος μικρότερο από 200m, καθώς και σε οδικές και σιδηροδρομικές γέφυρες με άνοιγμα μικρότερο από 200m, με την προϋπόθεση ότι ο δυναμικός συντελεστής  $c_d$  είναι μικρότερος του 1,2.

Η λεπτομερής μέθοδος εφαρμόζεται σε κατασκευές οι οποίες είναι ευαίσθητες σε δυναμική διέγερση και ο δυναμικός συντελεστής είναι μεγαλύτερος του 1,2.



Σχήμα 3.3: Τιμές του  $c_d$  για κτίρια από χάλυβα

Η μεθοδολογία που αναπτύσσεται στο μέρος 1-4 του Ευρωκώδικα 1 αφορά σε επιφάνειες οι οποίες είναι επαρκώς δύσκαμπτες ώστε να αμελούνται οι δυναμικές ταλαντώσεις που προκαλούνται από τον άνεμο.

Η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό των δράσεων ανέμου είναι η ταχύτητα του ανέμου. Οι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **Γεωγραφική θέση:** Οι ταχύτητες ανέμου είναι στατιστικώς μεγαλύτερες σε ορισμένες περιοχές από κάποιες άλλες
- **Φυσική θέση:** Ριπές ανέμου με υψηλές τιμές απαντώνται σε εκτεθειμένες περιοχές παρά σε πιο προστατευμένες όπως αποτελούν τα κέντρα πόλεων. Αυτό αποδίδεται στην τραχύτητα των επιφανειών, που συνεπάγεται μείωση της ταχύτητας του ανέμου στο επίπεδο του εδάφους. Αυτή η μείωση λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή τραχύτητας, ο οποίος αναφέρεται στη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και λόγω της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου.
- **Τοπογραφία:** Τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά της περιοχής λαμβάνονται υπόψη μέσω ενός συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης (ή ανάγλυφου) που εκτιμά την αύξηση της μέσης ταχύτητας ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς ανάλογα με την προσήνεμη κλίση  $\Phi=H/L_u$  κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
- **Διαστάσεις κτιρίου:** Το ύψος του μελετώμενου κτιρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτιρίου, την τραχύτητα του εδάφους και τα τοπογραφικά χαρακτηριστικά.
- **Σχήμα κατασκευής:** Τα φορτία είναι το αποτέλεσμα μιας σύνθετης κατανομής πιέσεων στις όψεις της κατασκευής, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από αυτή. Γενικά αναπτύσσονται θετικές και αρνητικές πιέσεις στις διάφορες όψεις της κατασκευής. Ωστόσο η κατανομή είναι περίπλοκη εξαιτίας της ύπαρξης και γειτονικών κατασκευών καθώς και φυσικών

εμποδίων. Γενικά θεωρούμε πως πιέσεις αναπτύσσονται στις προσήνεμες όψεις και υποπίεσεις στις υπήνεμες.

- **Κλίση στέγης:** Παράμετρος η οποία επηρεάζει το είδος των πιέσεων που αναπτύσσονται επί της κατασκευής.
- **Διεύθυνση ανέμου:** Η διεύθυνση του ανέμου επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων.

Μέσω διατιθέμενων πινάκων λαμβάνονται υπόψη οι ως άνω παράμετροι .

### 3.4.5.1 Πίεση ανέμου στις επιφάνειες της κατασκευής

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. Στην παρούσα διπλωματική εργασία, η υποπίεση θα αμεληθεί, λόγω των περιορισμένων ανοιγμάτων του κτιρίου.

#### *Εξωτερική πίεση $w_e$*

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα στις εξωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής, δίνεται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (3.2)$$

όπου:

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

#### *Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z_e)$*

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

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho(z) \cdot v_m^2 = c_e(z) \cdot q_b \quad (3.3)$$

όπου:

- $\rho$  είναι η πυκνότητα του αέρα, ίση με  $1,25 \text{kg/m}^3$

- $I_v$  είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος  $z$
- $c_e(z_e)$  είναι ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από τη σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.4)$$

- $q_b$  είναι η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.5)$$

όπου:

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

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.6)$$

στη σχέση αυτή είναι:

- $c_{dir}$  ο συντελεστής διεύθυνσης (ίσος με 1,0)
- $c_{season}$  ο συντελεστής εποχής (ίσος με 1,0)
- $v_{b,0}$  η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος  $z$  πάνω από το έδαφος, εξαρτάται από την τραχύτητα του εδάφους και την τοπογραφική διαμόρφωση, προσδιορίζεται δε από τη σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (3.7)$$

όπου:

- $c_r(z)$  είναι ο συντελεστής τραχύτητας
- $c_o(z)$  είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1,0)

Η ένταση στροβιλισμού  $I_v(z)$  σε ύψος  $z$  υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$I_v(z) = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3.8)$$

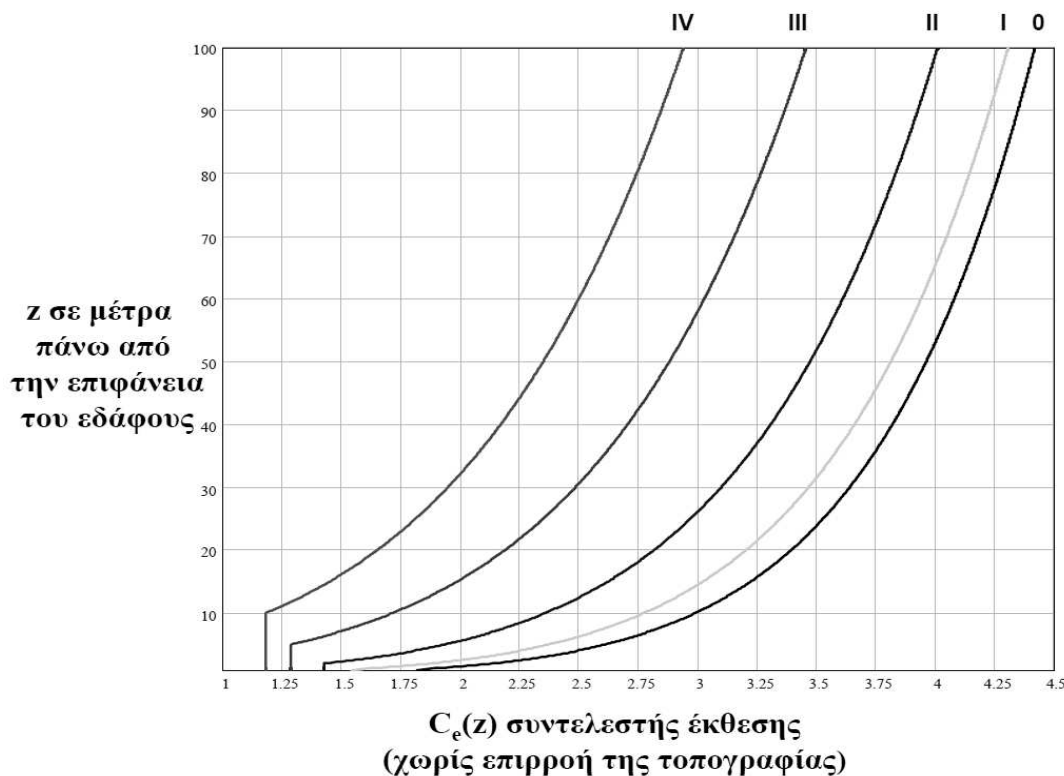
$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{για } z < z_{\min}$$

όπου:

$k_l$  είναι ο συντελεστής στροβιλισμού (ίσος με 1,0)



για επίπεδο έδαφος όπου  $c_0(z) = 1$ , ο συντελεστής έκθεσης  $c_e(z_e)$  δίνεται σε διάγραμμα στο ακόλουθο σχήμα ως συνάρτηση του ύψους  $z$  πάνω από το έδαφος και της κατηγορίας εδάφους.



Σχήμα 3.4: Διάγραμμα συντελεστή έκθεσης  $c_e(z)$  για  $c_0=1.0$  και  $k_1=1.0$

### Συντελεστής τραχύτητας $c_r(z)$

Υπολογίζεται συναρτήσει του ύψους από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\text{Για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.9)$$

$$\text{Για } z < z_{\min} \quad c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)$$

όπου:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_o}{z_{0,II}}\right)^{0.07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους}) \quad (3.10)$$

Στις σχέσεις αυτές:

$z_0$  είναι το μήκος τραχύτητας σε m, βλ. πίνακα 3.3

$z_{0, II} = 0,05\text{m}$  (κατηγορία εδάφους II, πίνακας 3.3)

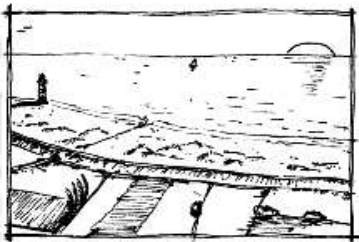
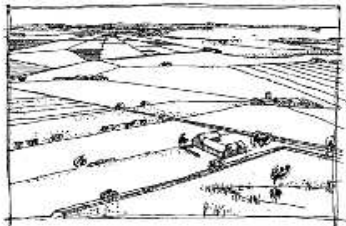
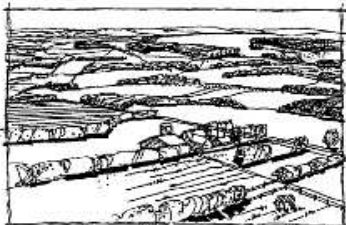
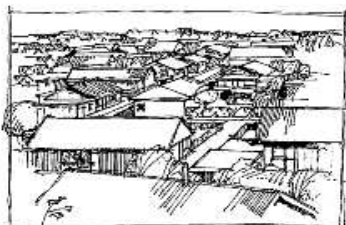

$z_{\min}$  είναι το ελάχιστο ύψος που ορίζεται στον πίνακα 3.3

$z_{\max}$  λαμβάνεται ίσο προς 200m

Η κατηγορία εδάφους και οι παράμετροι  $z_0$  και  $z_{\min}$  δίνονται από τα παρακάτω σχήματα:

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

**Πίνακας 3.3: Κατηγορίες εδάφους και παράμετροι εδάφους**

Απεικονίσεις της ανώτερης τραχύτητας κάθε κατηγορίας εδάφους	
<p><b>Κατηγορία εδάφους 0</b> Θάλασσα, παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους I</b> Λίμνες ή περιοχή με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους II</b> Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους III</b> Περιοχή με κανονική κάλυψη από βλάστηση ή από κτίρια ή από μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)</p>	
<p><b>Κατηγορία εδάφους IV</b> Περιοχή στην οποία τουλάχιστον το 15 % της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15 m</p>	

Πίνακας 3.4 : κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

### Συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_f(z)$

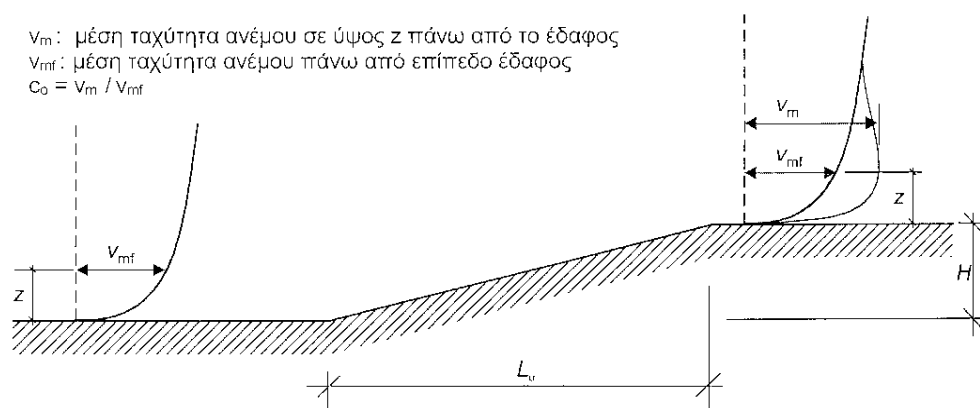
Μέσω του συντελεστή τοπογραφικής διαμόρφωσης εκτιμάται η αύξηση της μέσης ταχύτητας του ανέμου πάνω από μεμονωμένους λόφους και εξάρσεις ή γκρεμούς, ανάλογα με την προσήνεμη κλίση  $\Phi=H/L_u$  κατά τη διεύθυνση του ανέμου.

Η μεγαλύτερη αύξηση των ταχυτήτων του ανέμου συμβαίνει κοντά στην κορυφή της πλαγιάς και εκφράζεται μέσω του συντελεστή αυτού, ο οποίος είναι ίσος με:

$$c_0(z) = v_m / v_{mf}$$

Προσδιορίζεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\begin{aligned} c_t &= 1 && \text{για } \Phi < 0,05 \\ c_t &= 1 + 2 s \Phi && \text{για } 0,05 < \Phi < 0,3 \\ c_t &= 1 + 0,6 s && \text{για } \Phi > 0,3 \end{aligned} \quad (3.11)$$



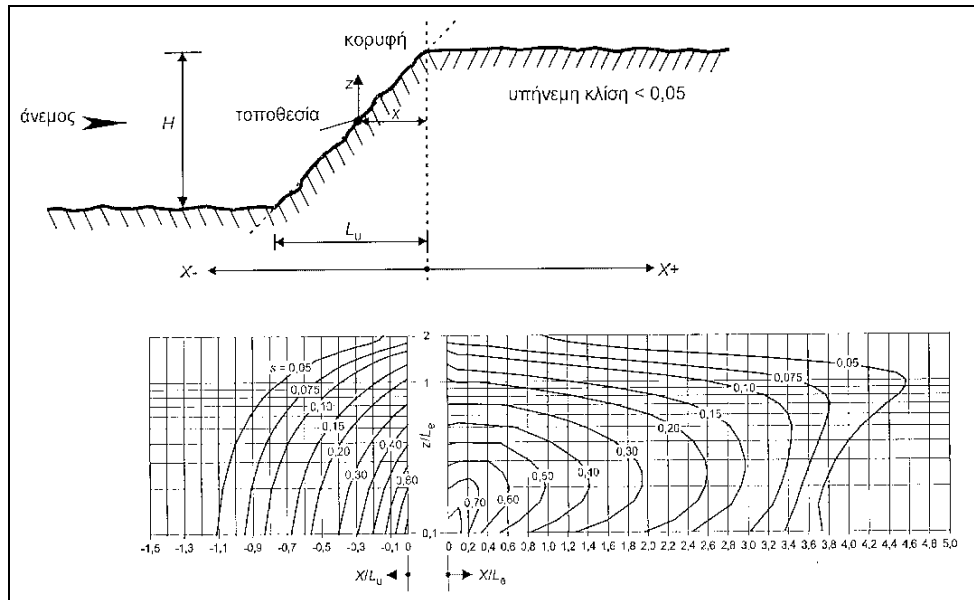
**Σχήμα 3.5:** Απεικόνιση της αύξησης των ταχυτήτων του ανέμου λόγω τοπογραφικής διαμόρφωσης

όπου:

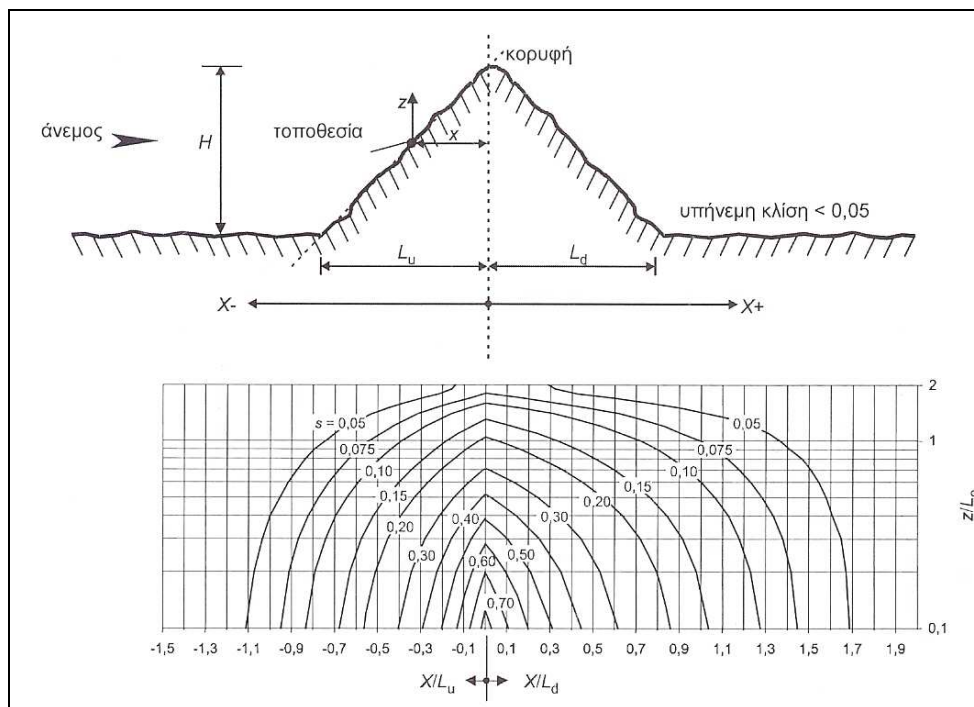
- $s$  είναι συντελεστής τοπογραφικής θέσης, που προκύπτει από τα Σχ. 3.6 και 3.7 συναρτήσει των  $x/Le$ ,  $x/Lu$ ,  $x/Ld$  και  $z/Le$ . αναλυτικές εκφράσεις δίνονται στο παράρτημα Α του prEN 1991-1-4.
- $\Phi = H/Lu$ : είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά
- $Le$  είναι το ενεργό μήκος προς την προσήνεμη πλαγιά, προσδιοριζόμενο από τον Πίνακα 3.5
- $L_u$  είναι το πραγματικό ύψος της προσήνεμης πλαγιάς
- $H$  είναι το ενεργό ύψος της εδαφικής ανωμαλίας
- $x$  είναι η οριζόντια απόσταση της τοποθεσίας από την κορυφή του λόφου
- $z$  είναι η κατακόρυφη απόσταση της τοποθεσίας από την επιφάνεια του εδάφους

<b>Κλίση (<math>\Phi = H / L_u</math>)</b>	
Ελαφρά ( $0,05 < \Phi < 0,3$ )	Απότομη ( $\Phi > 0,3$ )
$L_e = L_u$	$L_e = H / 0,3$

Πίνακας 3.5: Τιμές του ενεργού μήκους  $L_e$



Σχήμα 3.6 : Συντελεστής  $s$  για γκρεμούς και εξάρσεις



Σχήμα 3.7: Συντελεστής  $s$  για λόφους και κορυφές

### Αεροδυναμικοί συντελεστές πίεσης

Οι αεροδυναμικοί συντελεστές είναι οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  και οι συντελεστές εσωτερικής πίεσης  $c_{pi}$ .

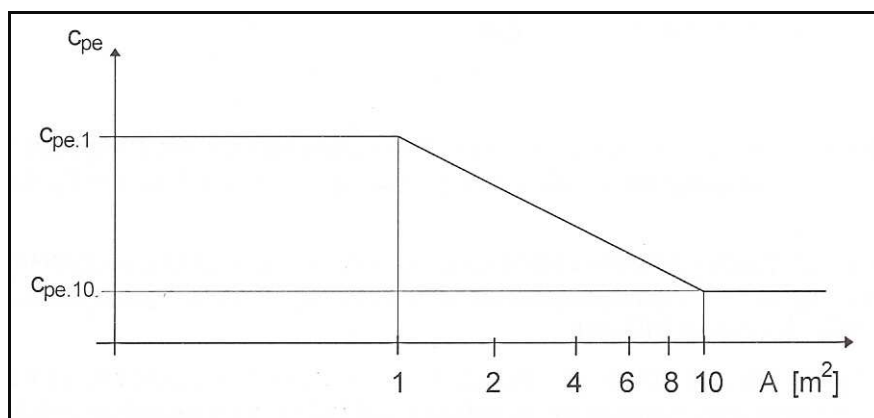
Στα επόμενα θα δοθεί ο τρόπος προσδιορισμού του συντελεστή εξωτερικής πίεσης για την περίπτωση κατακόρυφων τοίχων και για την περίπτωση στέγης.

### Συντελεστής εξωτερικής πίεσης $c_{pe}$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  που εφαρμόζονται στα κτίρια εξαρτώνται από τις διαστάσεις της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$ . Στο σχήμα 3.8 φαίνεται η γραφική απεικόνιση της μεταβολής της πίεσης συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας.

Όπως προκύπτει από το σχήμα αυτό:

- για  $A \leq 1 \text{ m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,1}$
- για  $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,1} + (c_{pe,10} - c_{pe,1}) \log_{10} A$
- για  $A \geq 10 \text{ m}^2$  είναι  $c_{pe} = c_{pe,10}$

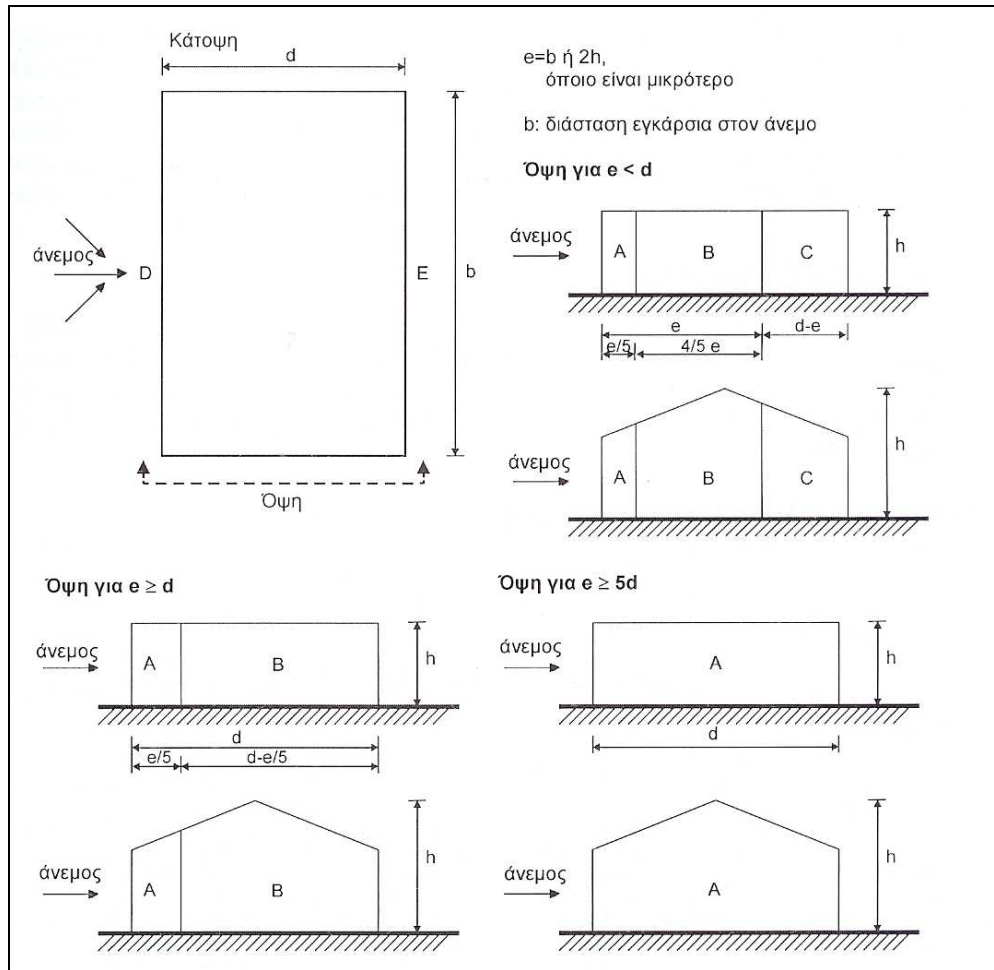


Σχήμα 3.8: Μεταβολή του συντελεστή εξωτερικής πίεσης σε κτίρια, συναρτήσει της φορτιζόμενης επιφάνειας  $A$

Ως φορτιζόμενη, θεωρείται η επιφάνεια, η οποία μεταφέρει στο εξεταζόμενο στοιχείο της κατασκευής τη δράση της ανεμοπίεσης και προκαλεί την αντίστοιχη καταπόνησή του.

Οι τιμές των συντελεστών  $c_{pe,1}$  και  $c_{pe,10}$  δίνονται από σχετικούς πίνακες για διάφορες κατευθύνσεις του ανέμου.

**A) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους κτιρίων με ορθογωνική κάτοψη**



**Σχήμα 3.9: Συμβολισμοί για κατακόρυφους τοίχους**

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης για τις ζώνες A, B, C, D, και E του σχήματος 3.9, δίνονται στον παρακάτω πίνακα ως συνάρτηση του λόγου  $h/d$

όπου:

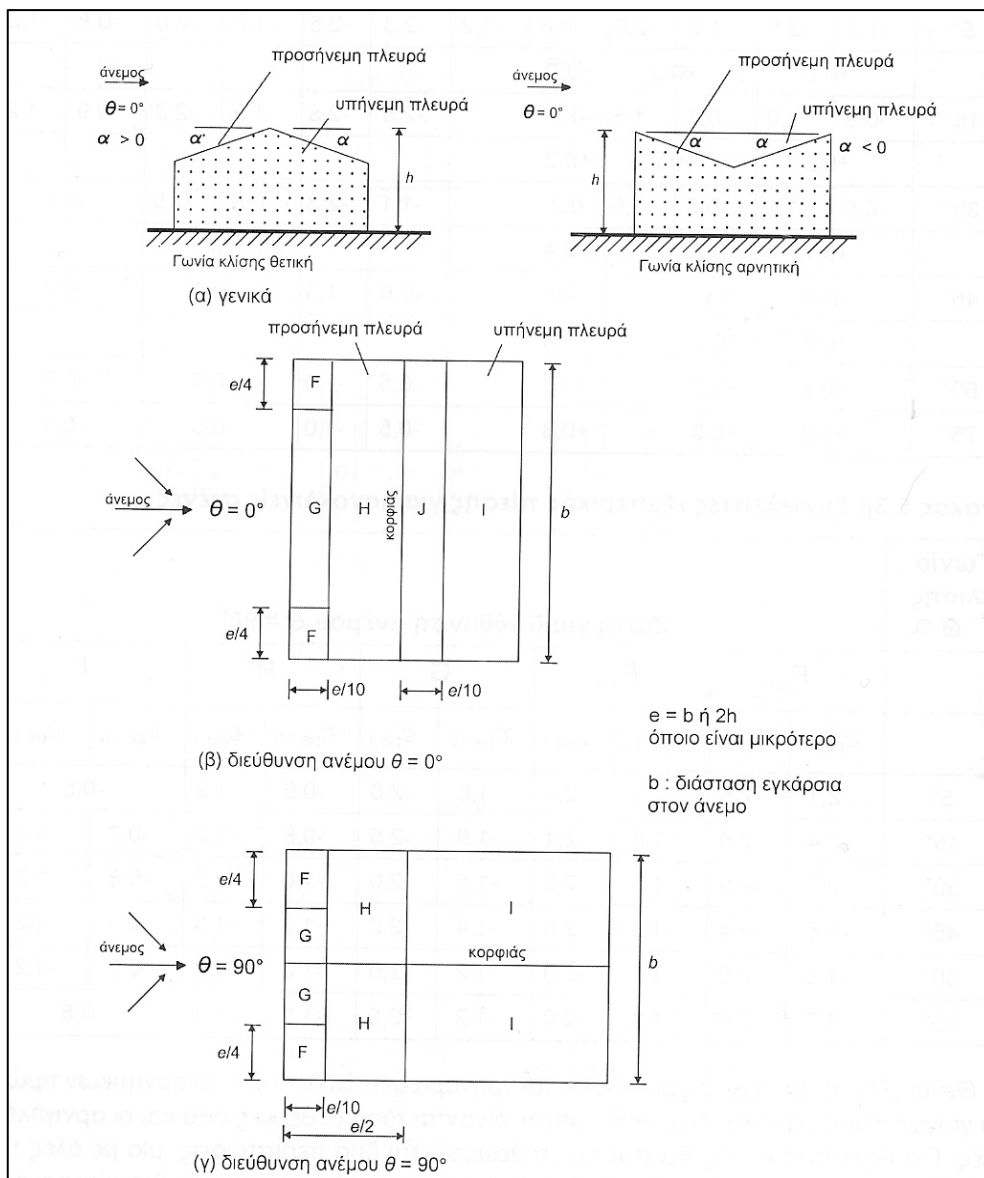
- $h$  είναι το ύψος του κτιρίου και
- $d$  είναι το μήκος της πλευράς του κτιρίου, η διεύθυνση της οποίας είναι παράλληλη με τη διεύθυνση πνοής του ανέμου.

Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να προκύψουν με γραμμική παρεμβολή.

Πίνακας 3.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

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

**B) Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες**



Σχήμα 3.10: Συμβολισμοί για δικλινείς στέγες

- Επειδή για διεύθυνση ανέμου  $\theta=0^\circ$  , οι συντελεστές πίεσης εναλλάσσονται μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών για κλίσεις στέγης από  $\alpha=+15^\circ$  έως και



### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

$\alpha=+30^\circ$  στην προσήνεμη πλευρά, δίνονται θετικές και αρνητικές τιμές στους ακόλουθους πίνακες.

- Γραμμική παρεμβολή μπορεί να γίνει μόνο μεταξύ των συντελεστών με το ίδιο πρόσημο. Για γωνίες μεταξύ  $\alpha=-5^\circ$  και  $\alpha=+5^\circ$  δεν γίνεται γραμμική παρεμβολή αλλά χρήση συντελεστών για επίπεδες στέγες.

Πίνακας 3.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δικλινείς στέγες

Γωνία Κλίσης $\alpha$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta=0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$-45^\circ$	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
$-30^\circ$	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
$-15^\circ$	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
$-5^\circ$	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
$5^\circ$	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
$15^\circ$	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
$30^\circ$	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
$45^\circ$	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
$60^\circ$	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
$75^\circ$	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Γωνία Κλίσης $\alpha$	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου $\Theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$-45^\circ$	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
$-30^\circ$	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
$-15^\circ$	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
$-5^\circ$	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
$5^\circ$	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
$15^\circ$	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
$30^\circ$	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	+0,5	
$45^\circ$	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	+1,5	
$60^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	+2,5	
$75^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	+3,5	

### 3.4.5.2 Υπολογισμός των φορτίων ανέμου στο έργο της παρούσας εργασίας

Γενικά στοιχεία που θα χρησιμοποιηθούν στους παρακάτω υπολογισμούς:

Για το εν λόγω κτίριο και για την περιοχή που βρίσκεται (Ανω Λιόσια) ισχύουν τα εξής:

- Βασική τιμή ταχύτητας αναφοράς του ανέμου,  $v_{ref,0}=27\text{m/sec}$
- Κατηγορία εδάφους: **II**
- Για ελαφρά κλίση ( $\Phi>0,05$ ) από τις σχέσεις (2.11) προκύπτει  $c_t=1$
- $\rho=1,25\text{ kg/m}^3$
- Συντελεστής αιχμής  $g=3.5$
- Για κατηγορία εδάφους II, από τον πίνακα 3.3 και τη σχέση (3.10) προκύπτουν: συντελεστής εδάφους  $k_T=0.19$ , μήκος τραχύτητας  $z_0=0.05\text{m}$  και ελάχιστο ύψος  $z_{min}=2\text{m}$ .
- Από το σχήμα 3.3, για ύψος κατασκευής  $h=10.84\text{m}$  και πλάτος  $b_{min}=22.2\text{m}$  προκύπτει ο δυναμικός συντελεστής  $c_d\approx 0.95$ . Επειδή  $c_d < 1,2$  τα φορτία ανέμου θα υπολογιστούν με την απλή μέθοδο.

Ο υπολογισμός των τελικών πιέσεων που ασκούνται στην οροφή και στους τοίχους του έργου θα γίνει θεωρώντας διεύθυνση πνοής ανέμου  $\theta=0^\circ$ ,  $\theta=90^\circ$ ,  $\theta=-90^\circ$  και  $\theta=180^\circ$ .

#### 3.4.5.2.1 Υπολογισμός εξωτερικής πίεσης ( $w_e$ ) οροφής

##### *Προσδιορισμός ταχύτητας αναφοράς $v_b$ και πίεσης αναφοράς $q_b$*

Σύμφωνα με τη σχέση (3.6) η ταχύτητα αναφοράς θα είναι:

$$V_b=1 \cdot 1 \cdot 27\text{m/sec}=27\text{m/sec}$$

και σύμφωνα με τη σχέση (3.5), η πίεση αναφοράς είναι:

$$q_b=(1/2) \cdot (1.25\text{kg/m}^3) \cdot (27\text{m/sec})=0.456\text{kN/m}^2$$

##### *Προσδιορισμός της πίεσης ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$*

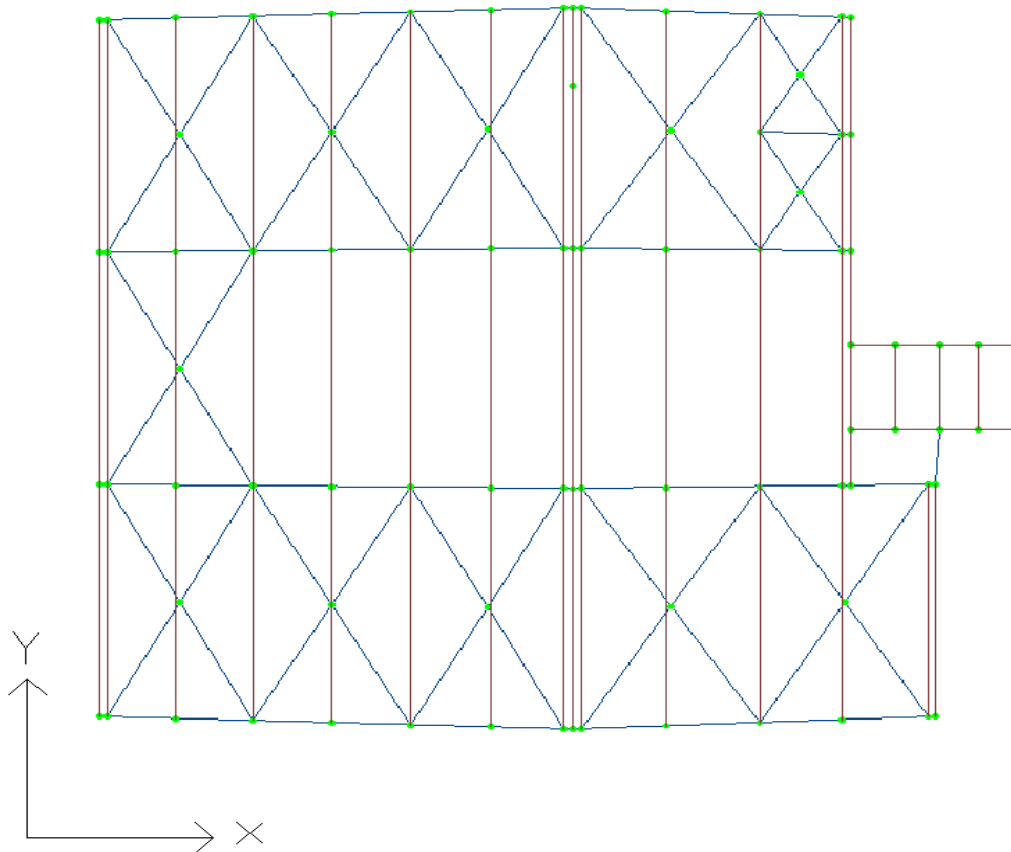
Με βάση τις σχέσεις (3.9), (3.8), (3.7) και (3.3) υπολογίζονται αντίστοιχα ο συντελεστής τραχύτητας ( $c_T$ ), η ένταση των στροβιλισμών ( $I_v$ ), η μέση ταχύτητα του ανέμου  $V_m(z)$  και η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z)$  για ύψος  $z=10.84\text{m}$ . Οι τιμές που προέκυψαν από τους υπολογισμούς συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.8: Τιμές  $q_p(z)$  για ύψος  $z=10.84\text{m}$

$z$ (m)	$c_r$	$I_v$	$V_m(z)$	$q_p(z)$ ( $\text{kN/m}^2$ )
10.84	1.02	0.186	27.54	1.09

**Προσδιορισμός του συντελεστή εξωτερικής πίεσης ( $c_{pe}$ )**

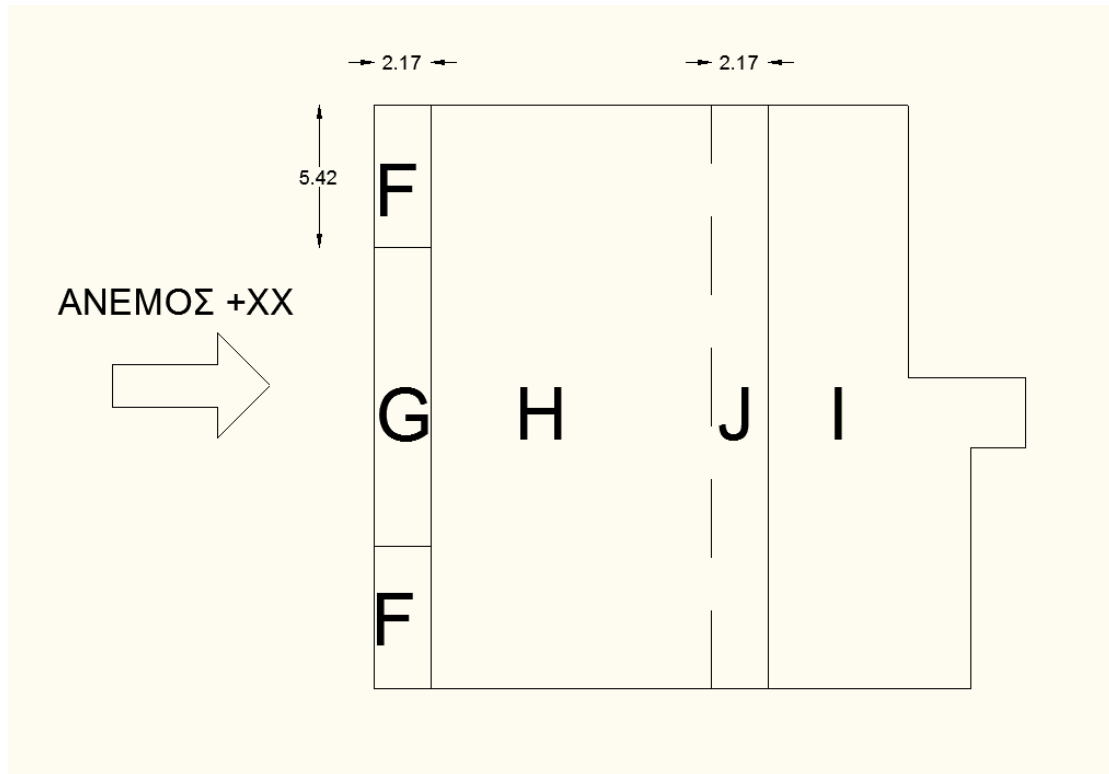
Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης και κατ' επέκταση η πίεση του ανέμου θα υπολογιστούν ξεχωριστά για τις τέσσερις κατευθύνσεις πνοής του ανέμου (κατά +xx, -xx, +yy, -yy).



Σχήμα 3.11: Κάτοψη κτιρίου

**1<sup>η</sup> περίπτωση: Άνεμος κατά +xx**

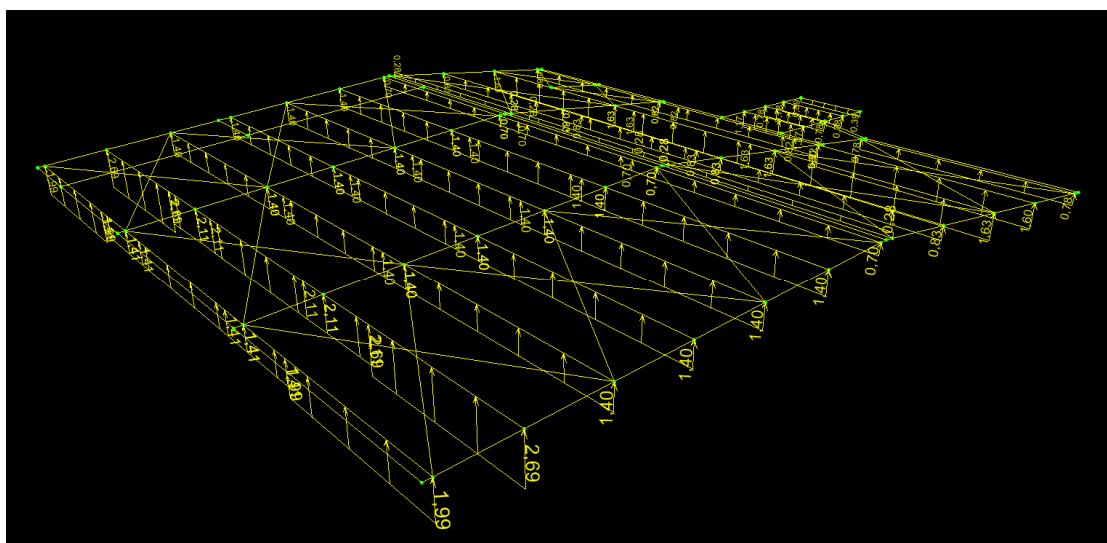
Για τον άνεμο κατά τη διεύθυνση x θεωρήθηκε στέγη δικλινής και χρησιμοποιήθηκε το σχήμα 3.10 για  $\theta=0^\circ$ ,  $\alpha \approx 5^\circ$  και  $e=\min\{b,2h\}=\min\{22.2, 21.68\}=21.68\text{m}$ .



Οι διαστάσεις των επιφανειών που διαμορφώθηκαν φαίνονται στο παραπάνω σχήμα.

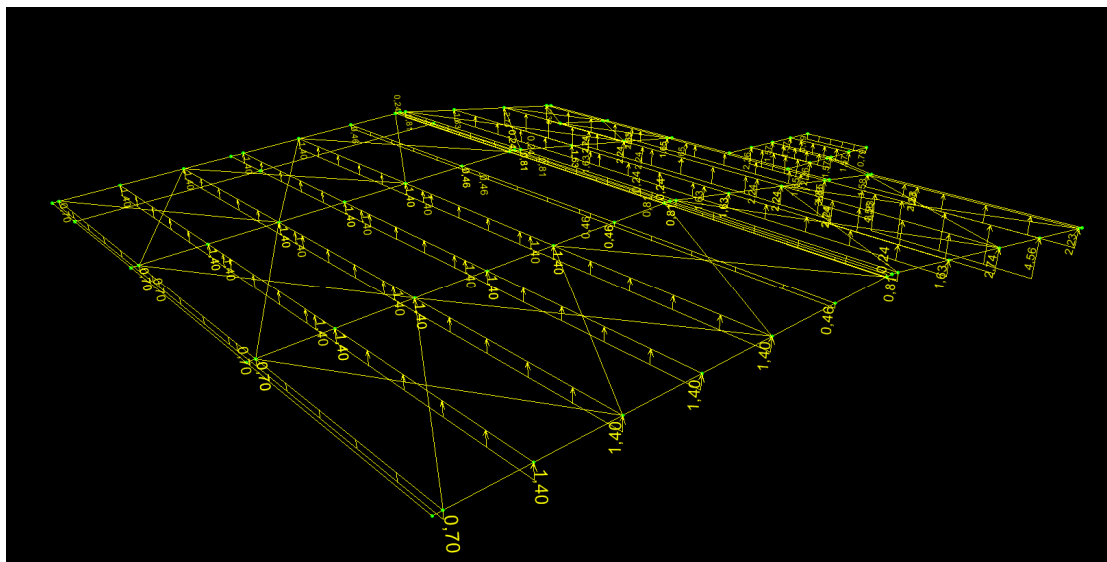
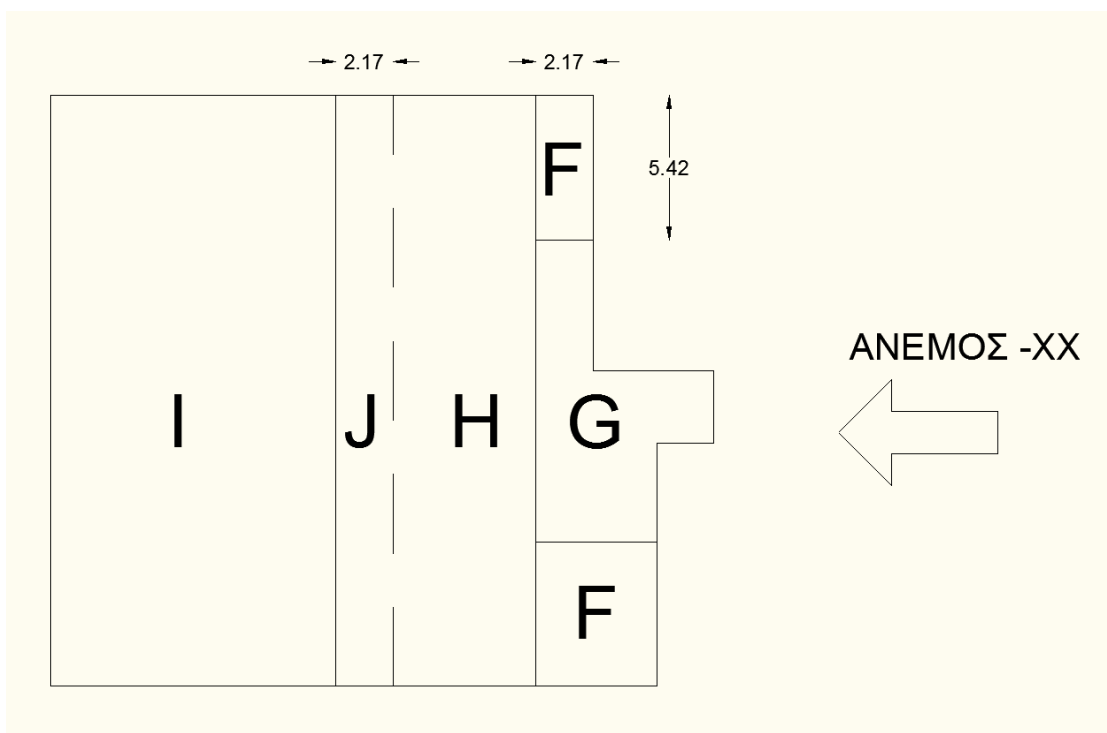
Για τις τιμές του  $C_{pe}$  και  $W_e$  βλέπε παρακάτω στον συγκεντρωτικό πίνακα.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται τα φορτία του ανέμου επί της στέγης για άνεμο με διεύθυνση +xx.



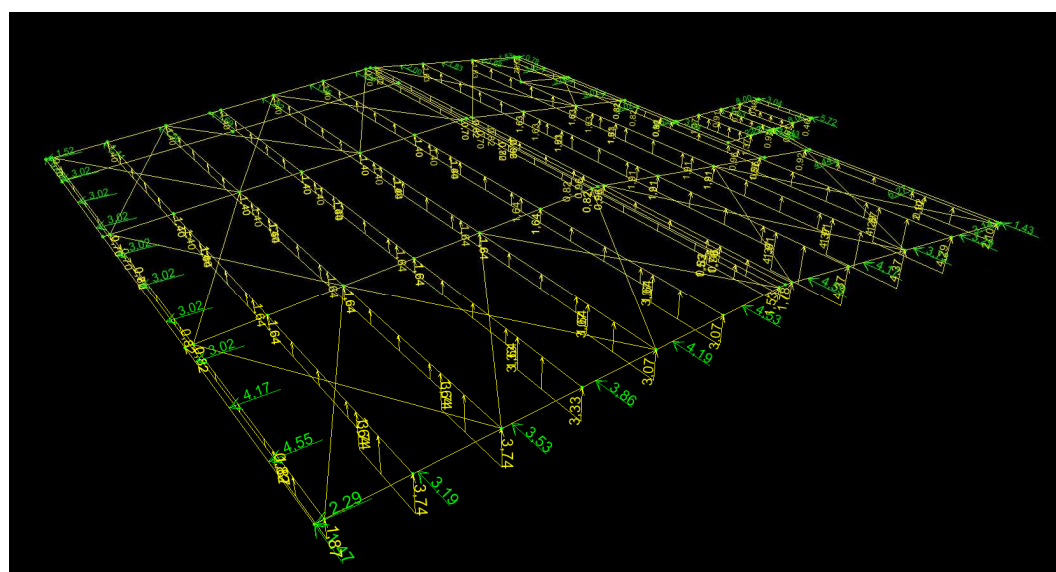
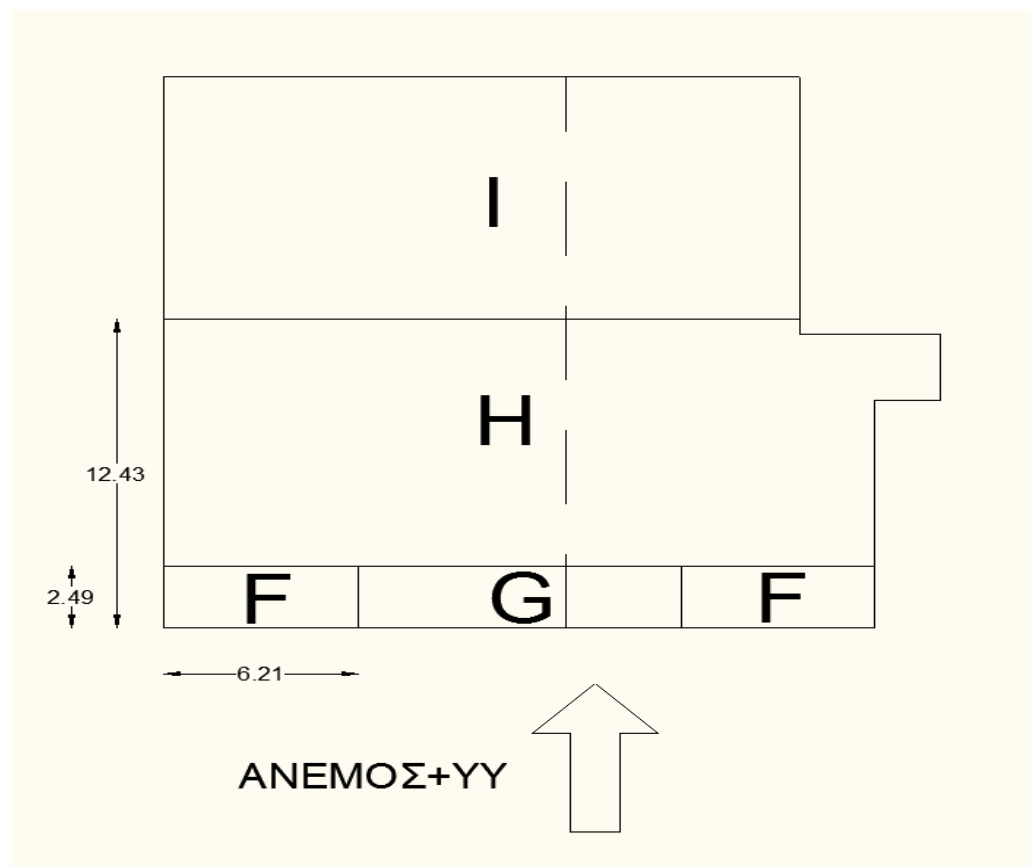
**2<sup>η</sup> περίπτωση : Άνεμος κατά -xx**

Όμοια με την 1<sup>η</sup> περίπτωση. Φαίνεται στα παρακάτω σχήματα πώς διαμορφώθηκαν οι αντίστοιχες επιφάνειες και οι αντίστοιχες δράσεις του ανέμου στο περιβάλλον του ETABS.



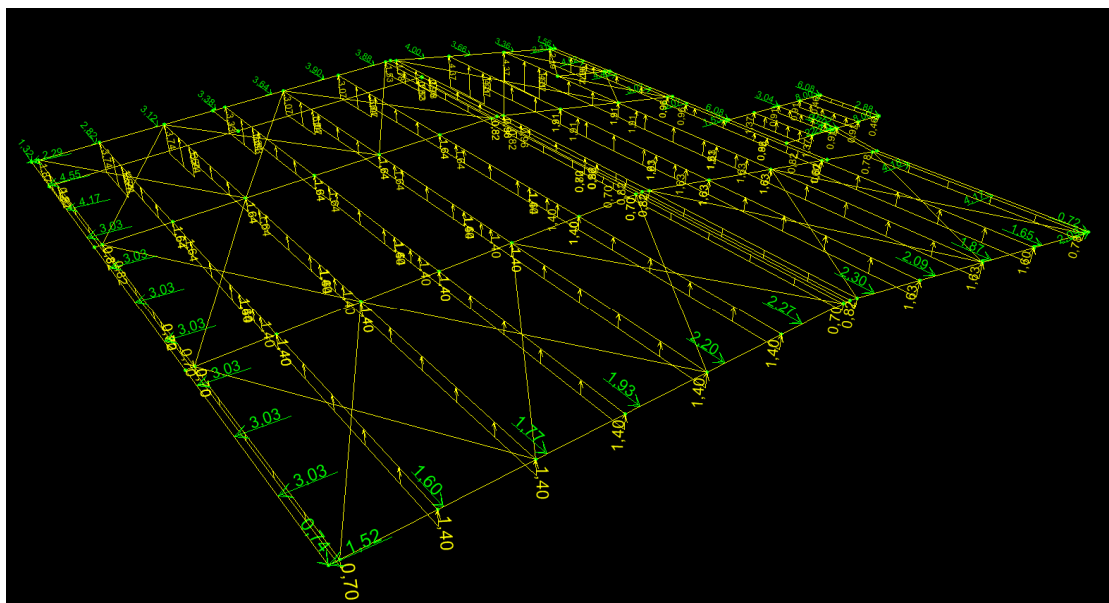
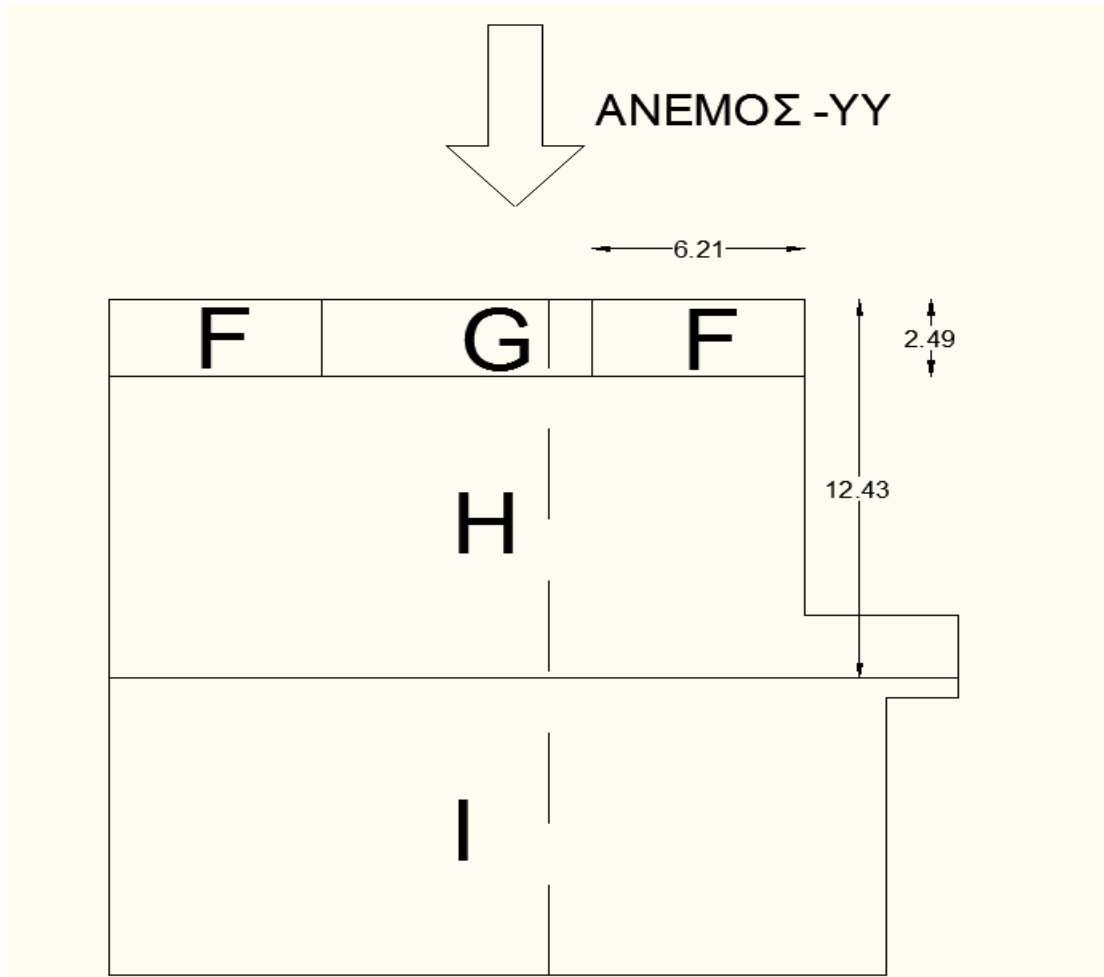
**3<sup>η</sup> περίπτωση: Άνεμος κατά +yy**

Για τον άνεμο κατά τη διεύθυνση y θεωρήθηκε στέγη δικλινής και χρησιμοποιήθηκε το σχήμα 3.10 για  $\theta=90^\circ$ ,  $\alpha \approx 5^\circ$  και  $e=\min\{b,2h\}=\min\{24.85, 21.68\}=21.68\text{m}$ . Φαίνεται στο παρακάτω σχήμα πώς διαμορφώθηκαν οι αντίστοιχες επιφάνειες. Για τις τιμές του  $C_{pe}$  και  $W_e$  βλέπε παρακάτω στον συγκεντρωτικό πίνακα.



*4<sup>η</sup> περίπτωση: Άνεμος κατά -yy*

Όμοια με την 3<sup>η</sup> περίπτωση. Οι αντίστοιχες επιφάνειες διαμορφώθηκαν όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



**Συγκεντρωτικά**

Ο προσδιορισμός του συντελεστή  $C_{pe}$  έγινε με βάση των πίνακα 3.7 για κλίση στέγης  $\alpha \approx 5^\circ$ .

Για την περίπτωση που ο άνεμος πνέει κατά τη διεύθυνση x θεωρούνται τέσσερις περιπτώσεις όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F, G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J, ώστε να προκύψει η δυσμενέστερη περίπτωση. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

	Ζώνη	F	G	H	I	J
<b>+XX και -XX</b>	$C_{pe}$	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	+0,20
		+0,00	+0,00	+0,00	-0,60	-0,60
	$W_e$ (kPa)	-1,85	-1,31	-0,65	-0,65	+0,22
		+0,00	+0,00	+0,00	-0,65	-0,65
<b>+YY και -YY</b>	$C_{pe}$	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60	
	$W_e$ (kPa)	-1,74	-1,42	-0,76	-0,65	

Πίνακας 3.9: Τιμές εξωτερική πίεσης  $w_e$  οροφής

Τα φορτία του ανέμου στη στέγη ανήχθησαν ως γραμμικά στις τεγίδες ανάλογα με τη ζώνη επιρροής και την επιφάνεια στην οποία ανήκει η κάθε τεγίδα στην κάθε περίπτωση.

**3.4.5.2.2 Υπολογισμός εξωτερικών πιέσεων ( $w_e$ ) κατακόρυφων τοίχων**

Η ταχύτητα αναφοράς, η πίεση αναφοράς, ο συντελεστής έκθεσης και η πίεση ταχύτητας αιχμής  $q_p(z_e)$  λαμβάνονται από τις παραγράφους 3.4.5.2 και 3.4.5.2.1.



*Προσδιορισμός του συντελεστή εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$*

*1<sup>η</sup> περίπτωση: Άνεμος κατά +xx*

Με βάση το σχήμα 3.9 είναι:

$$b = 22,2 \text{ m}$$

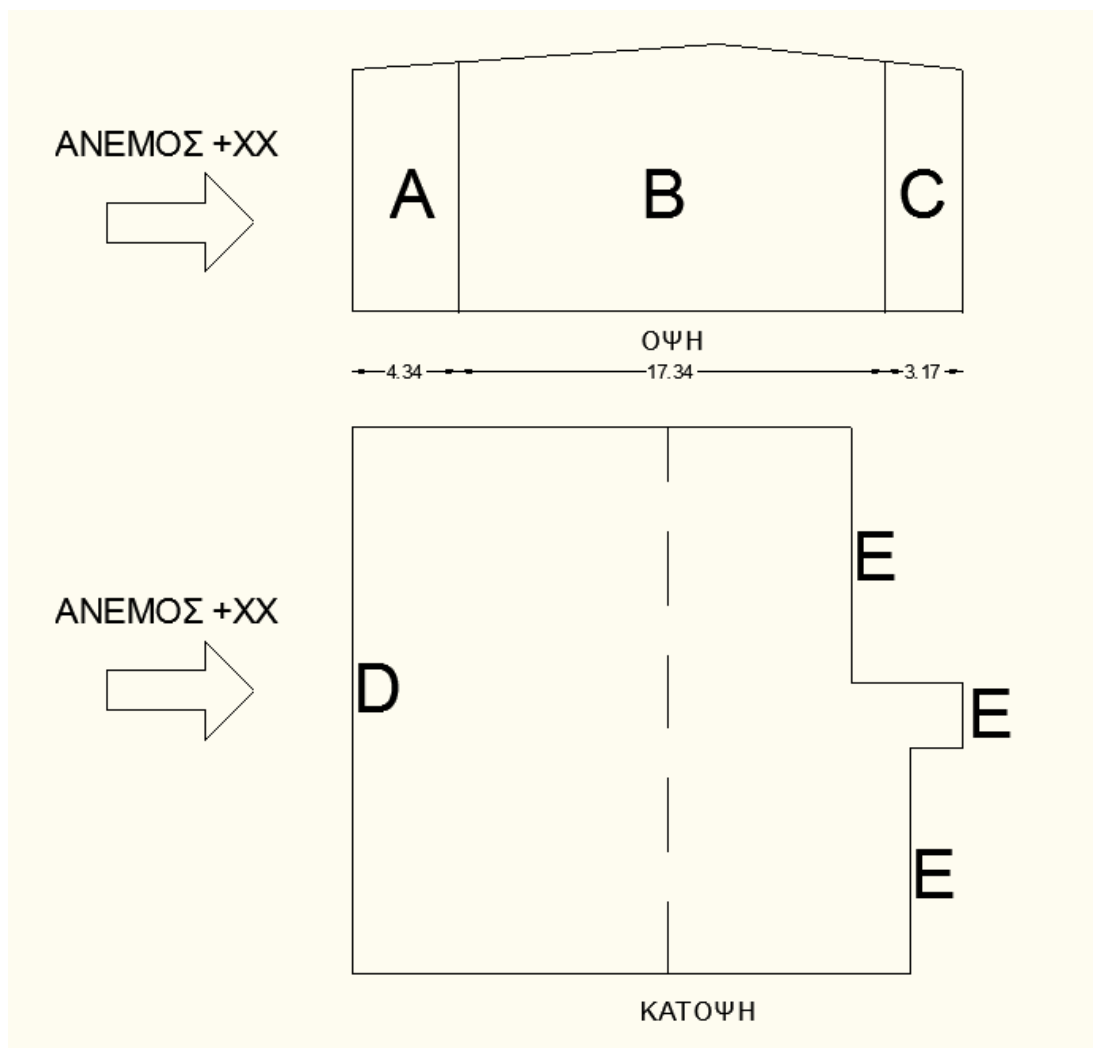
$$e = \min\{b, 2h\} = \min(22,2, 21,68) = 21,68 \text{ m}$$

$$e/5 = 4,34 \text{ m}$$

$$4 \cdot e/5 = 17,36 \text{ m}$$

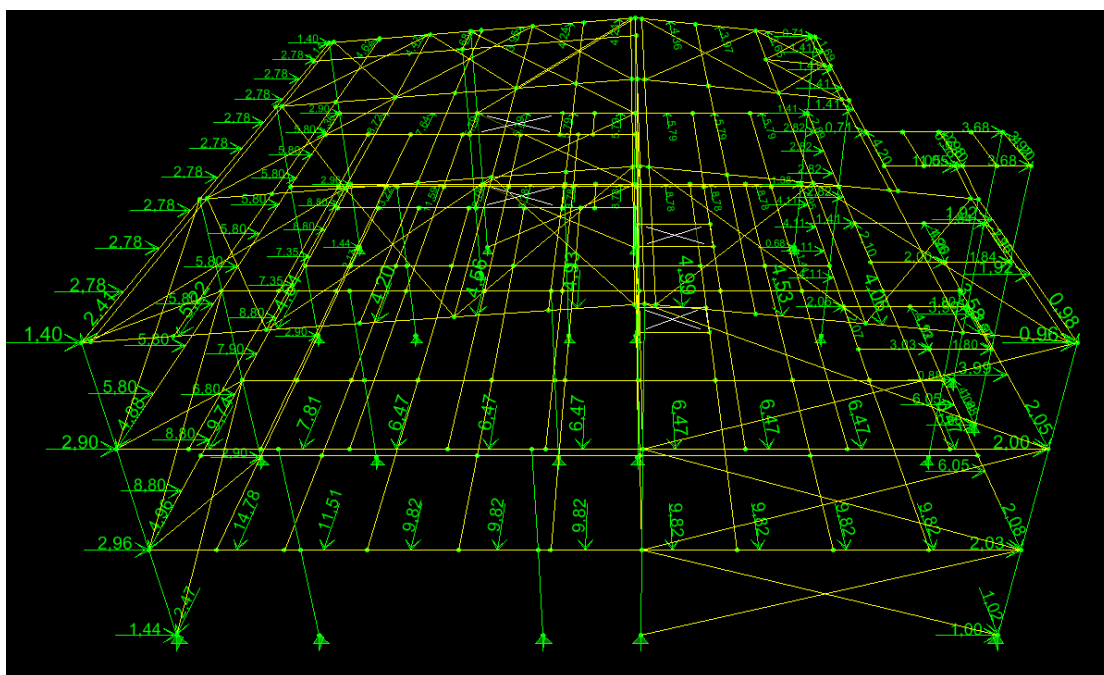
$$d = 22,75 \text{ m} > e$$

Επομένως  $d > e$



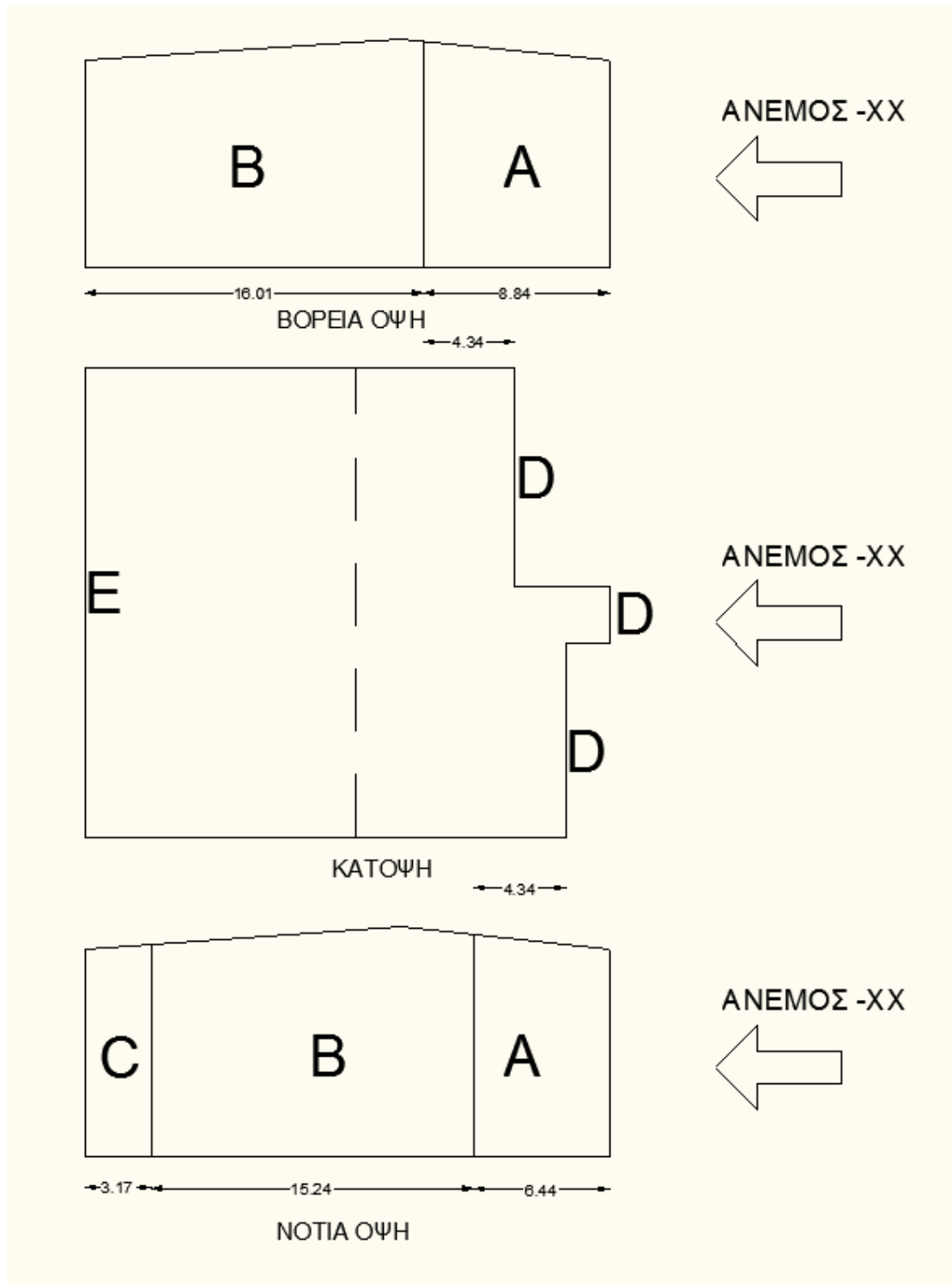
Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προσδιορίστηκαν από τον πίν. 3.6 για  $h/d=10.84/22.75=0.48$  με γραμμική παρεμβολή.

- Ζώνη A:  $C_{pe}^A=-1.2$
- Ζώνη B:  $C_{pe}^B=-0.8$
- Ζώνη C:  $C_{pe}^C=-0.5$
- Ζώνη D:  $C_{pe}^D=+0.733$
- Ζώνη E:  $C_{pe}^E=-0.367$

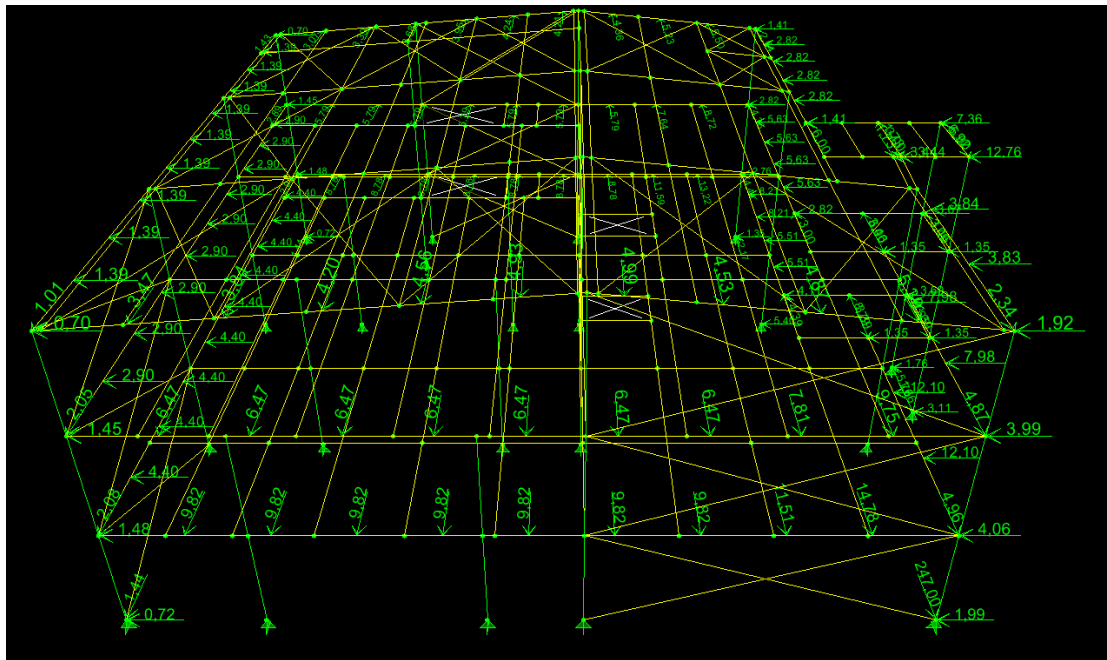


### 2<sup>η</sup> περίπτωση: Άνεμος κατά -xx

Όμοια με την 1η περίπτωση. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προκύπτουν ίσοι με την πρώτη περίπτωση καθώς δεν διαφοροποιείται κανένα στοιχείο.



Όπως φαίνεται και στο σχήμα παραπάνω, η επιφάνεια A, με πλάτος 4.34m, θεωρήθηκε ότι ξεκινάει από το σημείο που ξεκινάει ο κύριος όγκος του κτιρίου, μη λαμβάνοντας υπόψη την προεξοχή που δημιουργείται κατά τη διεύθυνση x. Η πιο πάνω παραδοχή αποτελεί μια συντηρητική προσέγγιση του τρόπου επιβολής των δράσεων του ανέμου.



**3<sup>η</sup> περίπτωση: Άνεμος κατά +yy**

Με βάση το σχήμα 3.9 είναι:

$$b = 22,75 \text{ m}$$

$$e = \min\{b, 2h\} = \min(22.75, 21.68) = 21.68 \text{ m}$$

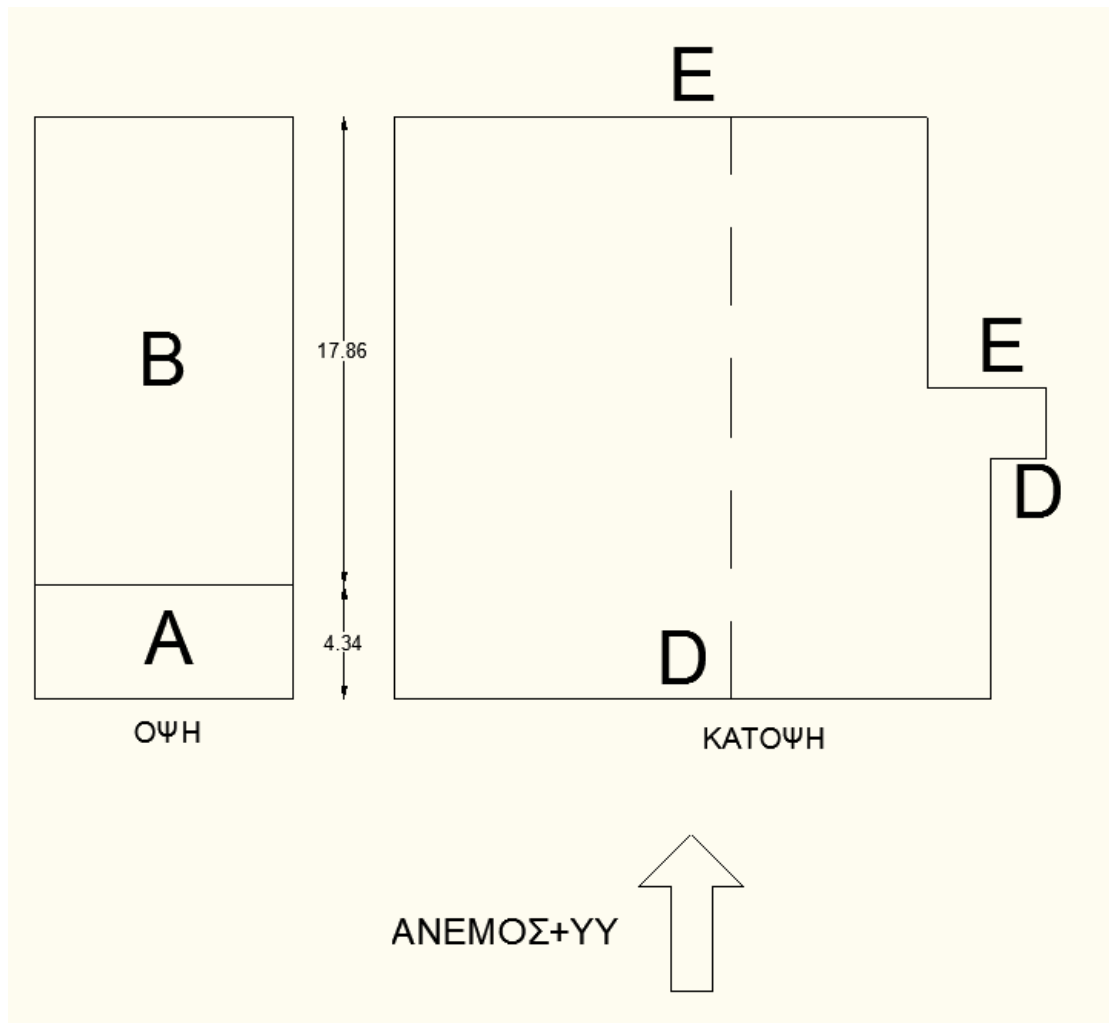
$$e/5 = 4.34 \text{ m}$$

$$4 \cdot e/5 = 17.36 \text{ m}$$

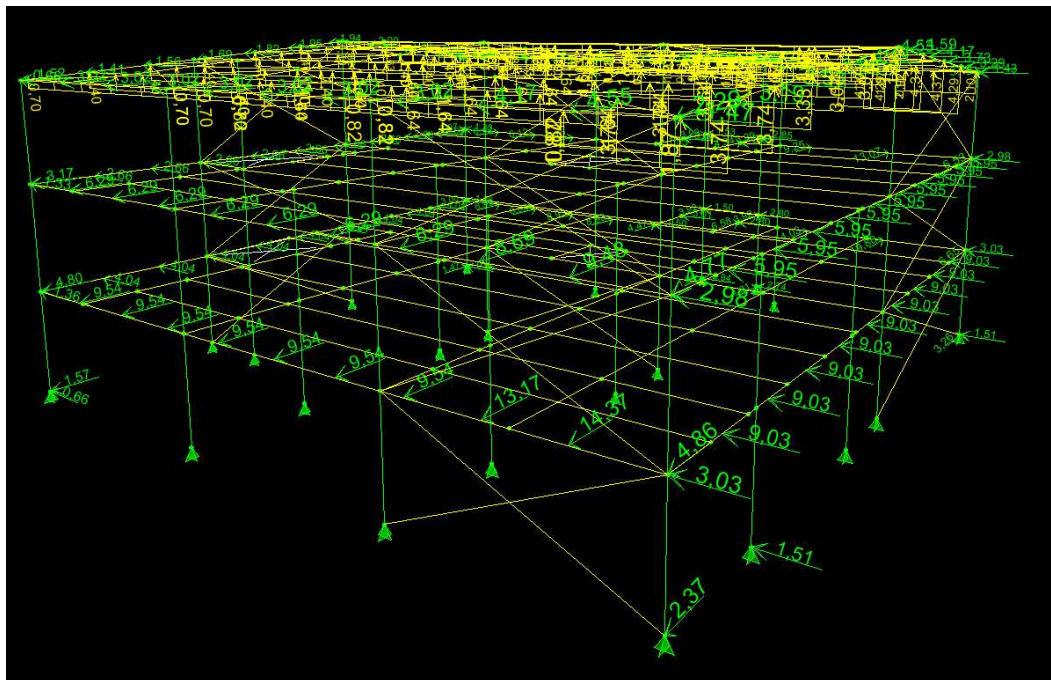
$$d = 22.2 \text{ m} > e$$

Επομένως  $d > e$

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προσδιορίστηκαν από τον πίν. 3.6 για  $h/d = 10.84/22.2 = 0.49$  με γραμμική παρεμβολή. Όμοια με την 1η περίπτωση.

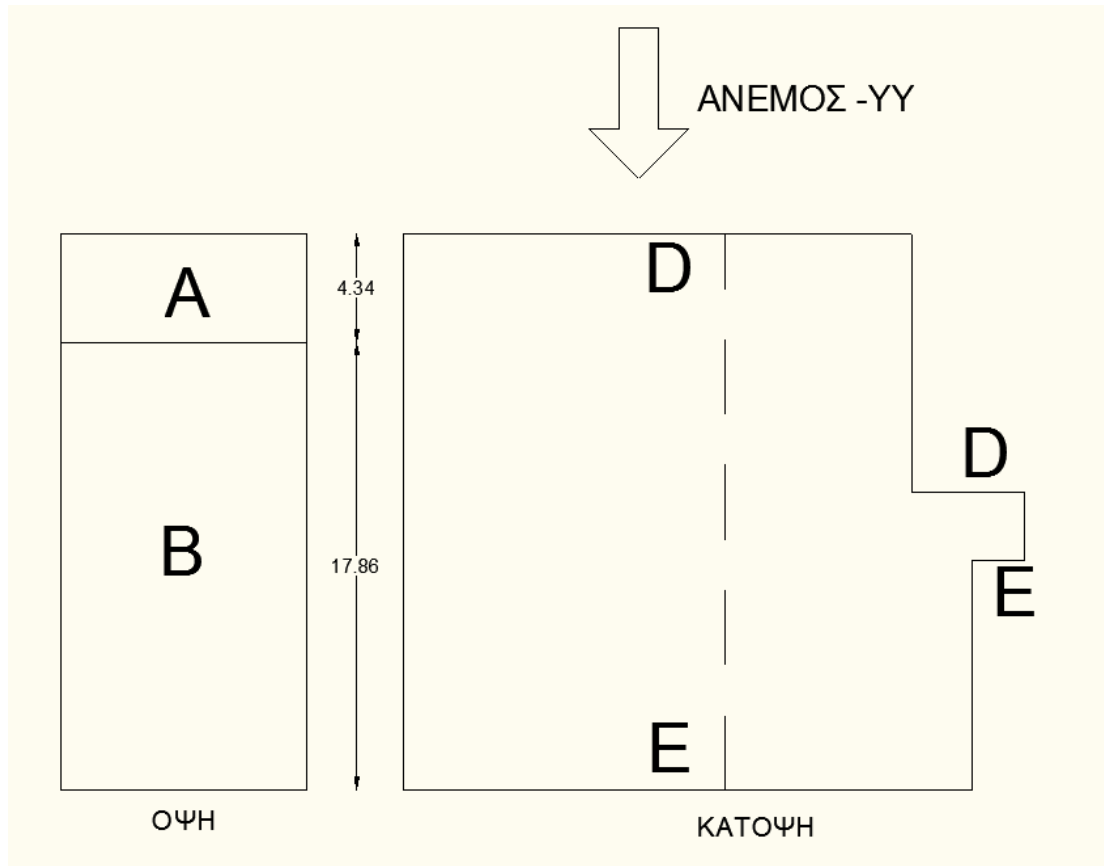


Οι επιφάνειες διαμορφώθηκαν όπως φαίνεται παραπάνω. Η επιφάνεια C βρέθηκε 0,52m και αγνοήθηκε.

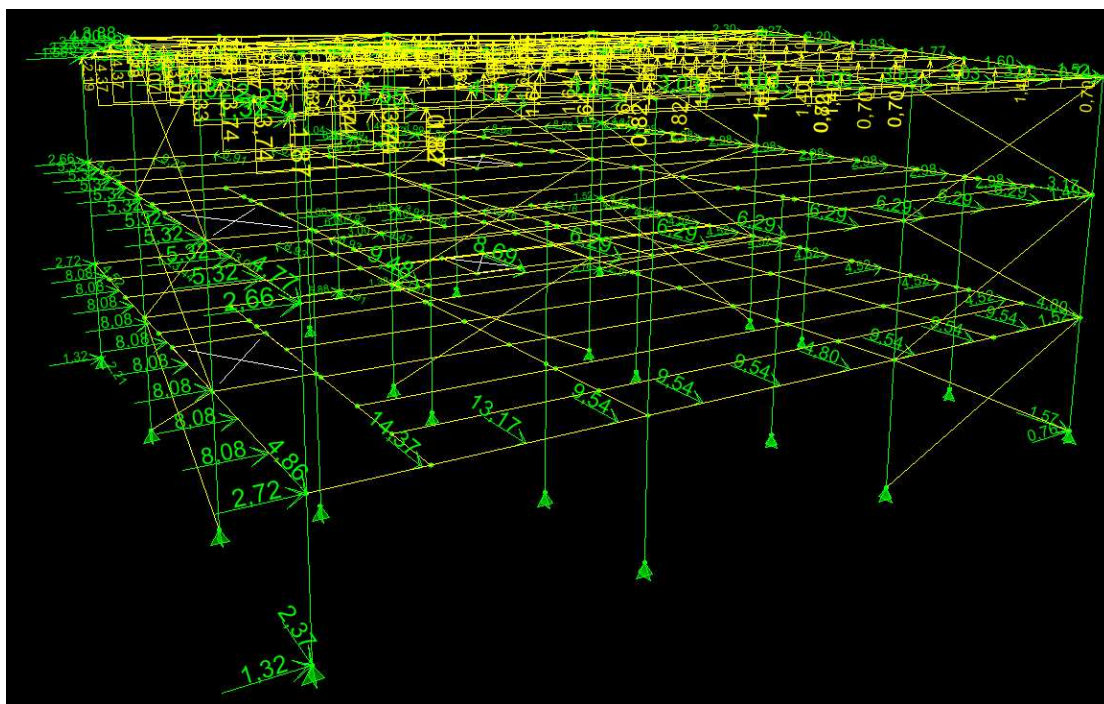


**4<sup>η</sup> περίπτωση: Άνεμος κατά -yy**

Όμοια με την 3η περίπτωση. Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προκύπτουν ίσοι με την 3η περίπτωση καθώς δεν διαφοροποιείται κανένα στοιχείο.



Οι επιφάνειες διαμορφώθηκαν όπως φαίνεται παραπάνω. Η επιφάνεια C βρέθηκε 0,52m και αγνοήθηκε.



### Συγκεντρωτικά

Και στις τέσσερις περιπτώσεις πνοής του ανέμου οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προκύπτουν ίσοι για την κάθε ζώνη. Στον παρακάτω πίνακα φαίνεται η εξωτερική πίεση ( $w_e$ ) που ασκείται στους κατακόρυφους τοίχους ανάλογα με τη ζώνη.

Πίνακας 3.10: Τιμές εξωτερικής πίεσης  $w_e$  στους κατακόρυφους τοίχους

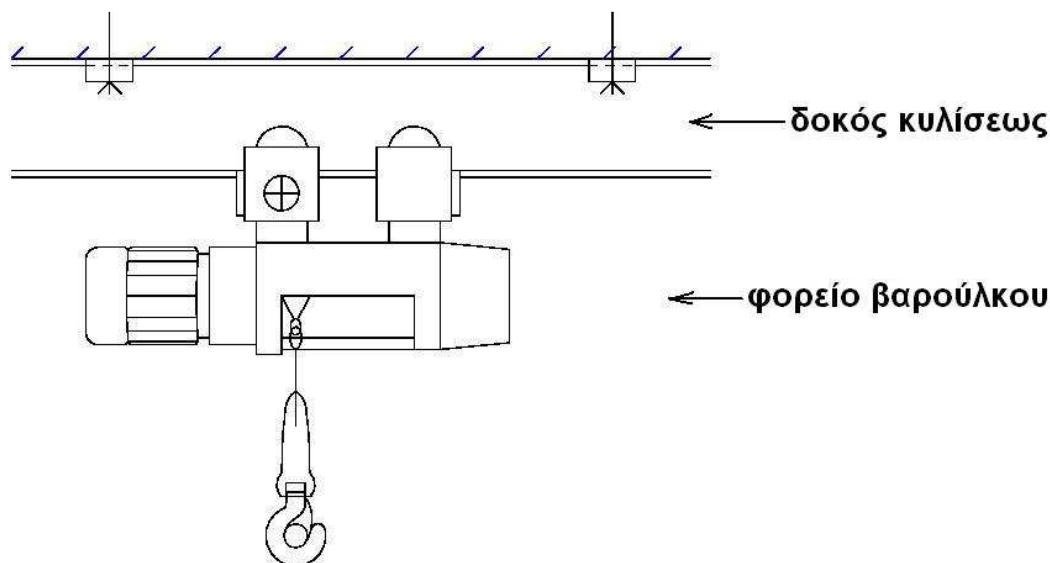
Ζώνη	A	B	C	D	E
$C_{pe}$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,73	-0,37
$q_p$	1,09	1,09	1,09	1,09	1,09
<b><math>w_e</math> (kPa)</b>	<b>-1,31</b>	<b>-0,87</b>	<b>-0,55</b>	<b>+0,80</b>	<b>-0,40</b>

Τα φορτία του ανέμου ανήχθησαν σε σημειακά και εφαρμόστηκαν στα δοκάρια των πλαισίων καθώς θεωρήθηκαν κατακόρυφες μηκίδες. Στο πλαίσιο άξονα 1 θεωρήθηκε ότι υπάρχουν 11 κατακόρυφες μηκίδες ανά 2,275m, στο πλαίσιο άξονα 4, επίσης 11 μηκίδες ανά 2,035m, στον άξονα C, 11 μηκίδες ανά 2,22m, στον άξονα F, 6 μηκίδες ανά 2,07m και τέλος στον άξονα G, 4 μηκίδες ανά 3,05m.

### 3.4.6 Δράσεις επί της δοκού κυλίσεως

#### 3.4.6.1 Εισαγωγή

Στην παράγραφο αυτή γίνεται αναφορά στις δράσεις που αναπτύσσονται στη δοκό κυλίσεως από την παρουσία και τη λειτουργία φορείου βαρούλκου μονής τροχιάς, όπως φαίνεται στην σχήμα.



Σχήμα 3.12: Δοκός κυλίσεως με φορείο βαρούλκου

Οι δράσεις αυτές συμβάλλουν σημαντικά στην ολική φόρτιση των μεταλλικών κτιρίων και δεν πρέπει να αμελούνται. Οι δράσεις που αναπτύσσονται επί της δοκού κυλίσεως είναι:

- κατακόρυφες (ίδιο βάρος φορείου, ωφέλιμο φορτίο)
- οριζόντιες λόγω επιτάχυνσης - επιβράδυνσης του φορείου
- τυχηματικές λόγω σύγκρουσης του φορείου με τους ανασχετήρες ή σύγκρουσης της ανυψωτικής διάταξης με κάποιο εμπόδιο

Τα φορτία που αναπτύσσονται στην δοκό κυλίσεως προσ αυξάνονται με κατάλληλους δυναμικούς συντελεστές για να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία.

Στις επόμενες παραγράφους δίνεται αναλυτικά ο τρόπος που υπολογίζεται ο κάθε δυναμικός συντελεστής, όπως επίσης και ο τρόπος που συνδυάζονται τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία για τη δημιουργία ομάδων φόρτισης, οι οποίες λειτουργούν ως μια χαρακτηριστική δράση επί της δοκού κυλίσεως.



Στην παρούσα μελέτη χρησιμοποιήθηκε φορείο ανυψωτικής ικανότητας 15kN, ίδιου βάρους 7kN, κατατάσσεται δε στην κατηγορία ανύψωσης HC2. Η ταχύτητα ανύψωσης το αναρτημένου φορτίου είναι 8m/min.

### 3.4.6.2 Κατάταξη δράσεων

Οι δράσεις που οφείλονται στους γερανούς κατατάσσονται σε μεταβλητές και τυχηματικές δράσεις που αντιπροσωπεύονται από διάφορα προσομοιώματα.

#### *Μεταβλητές δράσεις*

Υπό κανονικές συνθήκες λειτουργίας προκύπτουν διάφορες μεταβλητές δράσεις λόγω γερανών εξ αιτίας της κίνησης και της μεταβολής θέσης. Αυτές περιλαμβάνουν τα φορτία βαρύτητας συμπεριλαμβανομένων των φορτίων βαρούλκων, δυνάμεις αδράνειας προκαλούμενες από επιτάχυνση - επιβράδυνση και από λοξότητα και άλλες δυναμικές επιδράσεις.

Οι μεταβλητές δράσεις γερανών πρέπει να χωριστούν σε μεταβλητές κατακόρυφες δράσεις γερανών προκαλούμενες από το ίδιο βάρος του γερανού και το φορτίο βαρούλκου και σε μεταβλητές οριζόντιες δράσεις γερανών που προκαλούνται από την επιτάχυνση ή την επιβράδυνση ή την λοξότητα ή άλλες δυναμικές επιδράσεις.

Οι διάφορες αντιπροσωπευτικές τιμές των μεταβλητών δράσεων των γερανών είναι χαρακτηριστικές τιμές αποτελούμενες από μια στατική και μια δυναμική συνιστώσα.

Οι συνιστώσες των δυναμικών δράσεων λόγω ταλάντωσης που οφείλονται σε αδρανειακές δυνάμεις και δυνάμεις απόσβεσης λαμβάνονται γενικά υπόψη μέσω δυναμικών συντελεστών  $\varphi$  που εφαρμόζονται στις αντίστοιχες στατικές δράσεις.

$$F_{\varphi,k} = \varphi_i \times F_k$$

όπου:

$F_{\varphi,k}$	η χαρακτηριστική τιμή δράσης γερανού
$\varphi_i$	ο δυναμικός συντελεστής, βλ. Πίνακα 3.11
$F_k$	η χαρακτηριστική στατική συνιστώσα δράσης γερανού

### *Τυχηματικές δράσεις*

Τυχηματικές είναι οι δράσεις που δημιουργούνται από τυχαία γεγονότα, όπως για παράδειγμα σύγκρουση της γερανογέφυρας με τα εμπόδια που σταματούν την κίνησή της στο τέρμα των ραγών (beffers ή stops) ή σύγκρουση της ανυψωτικής διάταξης με κάποιο εμπόδιο. Αυτές οι δράσεις θα πρέπει να υπολογίζονται κατά το σχεδιασμό της κατασκευής όταν η απαραίτητη προστασία δεν προβλέπεται. Κατά τον υπολογισμό και αυτών των δράσεων χρησιμοποιούνται δυναμικοί μεγεθυντικοί συντελεστές  $\varphi_i$ .

#### **3.4.6.3 Δυναμικοί συντελεστές**

Οι παραπάνω αναφερόμενοι δυναμικοί συντελεστές είναι οι  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4, \varphi_5, \varphi_6, \varphi_7$  και ορίζονται οι ίδιοι αλλά και η εφαρμογή τους στα διάφορα φορτία σύμφωνα με τον παρακάτω πίνακα.

<b>Δυναμικοί συντελεστές</b>	<b>Επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη</b>	<b>Εφαρμόζονται στο</b>
$\varphi_1$	-διέγερση του φορέα του γερανού λόγω ανύψωσης του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος	ίδιο βάρος του γερανού
$\varphi_2$ ή $\varphi_3$	-δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου βαρούλκου από το έδαφος στο γερανό  -δυναμικές επιδράσεις λόγω απότομης απελευθέρωσης του ανηρτημένου φορτίου εάν για παράδειγμα χρησιμοποιούνται δαγκάνες ή μαγνητικοί έλκτες	φορτίο βαρούλκου
$\varphi_4$	-δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του γερανού σε τροχιές ή δοκούς κυλίσεως	ίδιο βάρος του γερανού και του φορτίου βαρούλκου
$\varphi_5$	-δυναμικές επιδράσεις λόγω δυνάμεων οδήγησης	δράσεις οδήγησης

$\varphi_6$	-δυναμικές επιδράσεις λόγω κίνησης του φορτίου δοκιμής σε οδηγούς κατά τον τρόπο που χρησιμοποιείται ο γερανός	φορτίο δοκιμής
$\varphi_7$	-δυναμικές ελαστικές επιδράσεις λόγω πρόσκρουσης στα προστατευτικά άκρων	φορτία πρόσκρουσης

Πίνακας 3.11: Δυναμικοί συντελεστές  $\varphi_i$

### Δυναμικός συντελεστής $\varphi_1$

Ο συντελεστής  $\varphi_1$  εφαρμόζεται μόνο στο ίδιο βάρος του φορείου βαρούλκου και λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική διέγερση κατά την ανύψωση του φορτίου από το έδαφος. Είναι:

$$0,9 < \varphi_1 < 1,1$$

Στην κατασκευή μας έχουμε δυσμενέστερη φόρτιση για

$$\varphi_1 = 1,1$$

### Δυναμικός συντελεστής $\varphi_2$

Ο συντελεστής  $\varphi_2$  εφαρμόζεται στο ανυψούμενο φορτίο και λαμβάνει υπ' όψη του τη δυναμική επιρροή όταν το φορτίο αυτό μεταφέρεται από το έδαφος στο βαρούλκο. Είναι:

$$\varphi_2 = \varphi_{2,\min} + \beta_2 \cdot v_h$$

Οι τιμές των  $\varphi_{2,\min}$  και  $\beta_2$  εξαρτώνται από την κατηγορία ανύψωσης (hoisting class) στην οποία κατατάσσεται η κατασκευή. Αυτές οι τιμές υπολογίζονται από τον πίνακα που ακολουθεί. Το  $v_h$  είναι η σταθερή ταχύτητα ανύψωσης της γερανογέφυρας.

Κατηγορία βαρούλκου που εφαρμόζεται	$\beta_2$	$\varphi_{2,\min}$
HC1	0,17	1,05
HC2	0,34	1,10
HC3	0,51	1,15
HC4	0,68	1,20

ΣΗΜΕΙΩΣΗ: Οι γερανοί κατατάσσονται σε κατηγορίες βαρούλκων HC1 έως HC4 ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι δυναμικές επιδράσεις λόγω μεταφοράς του φορτίου από το έδαφος στον γερανό. Η επιλογή κατηγορίας εξαρτάται από το συγκεκριμένο τύπο του γερανού.

Πίνακας 3.12: Τιμές των  $\beta_2$  και  $\varphi_{2,\min}$

Στην περίπτωση μας είναι κατηγορία HC2, άρα  $\beta_2=0,34$  και  $\varphi_{2,\min}=1,10$ .

Οπότε  $\varphi_2=1,145$

#### *Δυναμικός συντελεστής $\varphi_3$*

Ο συντελεστής  $\varphi_3$  εφαρμόζεται στο ανυψούμενο φορτίο όταν ξαφνικά ελευθερώνεται όλο ή μέρος του και λαμβάνεται υπ' όψη όταν για την ανάρτησή του χρησιμοποιούνται αρπαγές ή μαγνήτες. Ο συντελεστής  $\varphi_3$  δίνεται από τη σχέση:

$$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m}(1 + \beta_3)$$

Στην περίπτωση μας θεωρήθηκε ότι δεν υπάρχει δυνατότητα ξαφνικής απελευθέρωσης του συνόλου ή μέρους του αναρτημένου φορτίου. Επομένως, η μάζα του ενδεχόμενου απελευθερούμενου φορτίου  $\Delta m$  είναι μηδενική ( $\Delta m=0$ ), οπότε:

$\varphi_3=1,0$

#### *Δυναμικός συντελεστής $\varphi_4$*

Ο συντελεστής  $\varphi_4$  εφαρμόζεται τόσο στο ίδιο βάρος της γερανογέφυρας όσο και στο ανυψούμενο φορτίο. Υπό την προϋπόθεση ότι τηρούνται οι ανοχές για τις τροχιές κυλίσεως που καθορίζονται στο EN 1993-6, μπορεί να θεωρηθεί ότι :

$\varphi_4=1,0$

#### *Δυναμικός συντελεστής $\varphi_5$*

Ο συντελεστής  $\varphi_5$  λαμβάνει υπ' όψη τη δυναμική επιρροή της δύναμης προώθησης και εφαρμόζεται επί των οριζόντιων δυνάμεων που αναπτύσσονται στις τροχιές κατά την επιτάχυνση ή επιβράδυνση του φορείου. Εάν ο δυναμικός συντελεστής  $\varphi_5$  δεν συμπεριλαμβάνεται στα έγγραφα προδιαγραφών του γερανού, μπορεί να υπολογιστεί από τον παρακάτω πίνακα.

Τιμές για το δυναμικό συντελεστή $\varphi_5$	Ειδική χρήση
$\varphi_5 = 1,0$	για φυγόκεντρες δυνάμεις
$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$	για περιπτώσεις ομαλής μεταβολής δυνάμεων
$1,5 \leq \varphi_5 \leq 2,0$	για περιπτώσεις όπου μπορεί να συμβούν απότομες μεταβολές
$\varphi_5 = 3,0$	για οδηγούς με σημαντική εκτίναξη

Πίνακας 3.13: Δυναμικός συντελεστής  $\varphi_5$

Στην περίπτωσή μας θεωρήθηκε ότι οι δυνάμεις μεταβάλλονται ομαλά, οπότε:

$$1,0 \leq \varphi_5 \leq 1,5$$

Η πιο δυσμενής φόρτιση για την περίπτωσή μας είναι:

$$\varphi_5=1,5$$

#### *Δυναμικός συντελεστής $\varphi_6$*

Μετά την ανέγερση της κατασκευής γίνονται κάποιες δοκιμαστικές φορτίσεις για να ελεγχθεί η αντοχή της κατασκευής και να γίνει η παραλαβή της από τον κύριο του έργου. Πρέπει λοιπόν η κατασκευή να έχει σχεδιαστεί ώστε να αντέχει αυτά τα δοκιμαστικά φορτία. Ο δυναμικός συντελεστής  $\varphi_6$  χρησιμοποιείται για την ενίσχυση αυτού του δοκιμαστικού φορτίου.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή  $\varphi_6$  πρέπει να διακρίνουμε δυο περιπτώσεις:

1) Δυναμικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο, οπότε:

$$\varphi_6 = 0,5 \cdot (1,0 + \varphi_2) = 0,5 \cdot (1,0 + 1,145)$$

$$\varphi_6=1,0725$$

2) Στατικά επιβαλλόμενο δοκιμαστικό φορτίο, οπότε:

$$\varphi_6=1,0$$

#### *Δυναμικός συντελεστής $\varphi_7$*

Ο δυναμικός συντελεστής  $\varphi_7$  λαμβάνει υπ' όψη του την ελαστική επιρροή της δύναμης στα άκρα των τροχών, που προκαλείται όταν το φορείο συναντά εμπόδιο. Εφαρμόζεται στην περίπτωση της σύγκρουσης του φορείου με τα εμπόδια που τοποθετούνται στα άκρα των ραγών για να εμποδιστεί η περαιτέρω κίνησή του

(buffers). Οι δυνάμεις που προκαλούνται από τη σύγκρουση (buffer forces) πολλαπλασιάζονται με το δυναμικό συντελεστή  $\varphi_7$  έτσι ώστε να μετατραπούν σε ισοδύναμα στατικά φορτία. Η δυσμενέστερη τιμή για τον συντελεστή  $\varphi_7$  είναι  $\varphi_7=1,6$ .

### **3.4.6.4 Ομάδες φορτίων**

Οι δυναμικοί συντελεστές συμβάλλουν στον υπολογισμό των φορτίων, κατακόρυφων και οριζόντιων. Η ταυτόχρονη δράση των παραπάνω δυναμικών φορτίων μπορεί να ληφθεί υπ' όψη κατατάσσοντάς τα σε ομάδες φορτίων. Κάθε μία από αυτές τις ομάδες φορτίων ορίζει μια χαρακτηριστική δράση επί της δοκού κυλίσεως που θα χρησιμοποιηθεί για τη δημιουργία ενός συνδυασμού φορτίων με εκείνες τις φορτίσεις που δεν προκαλούνται από το φορείο. Τα φορτία επί της δοκού κυλίσεως θα ομαδοποιηθούν όπως ορίζει ο παρακάτω πίνακας.

		Σύμβολο	Ομάδες φορτίων									
			ULS							Φορτίο δοκιμής	Τυχηματικό	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Ίδιο βάρος γερανού	$Q_c$	$\varphi_1$	$\varphi_1$	1	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	1	$\varphi_1$	1	1
2	Φορτίο βαρούλκου	$Q_h$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	-	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\eta$	-	1	1
3	Επιτάχυνση γερανογέφυρας	$H_L, H_T$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	-	-	-	$\varphi_5$	-	-
4	Λοξότητα γερανογέφυρας	$H_S$	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Επιτάχυνση ή πέδηση του φορείου ή του φορείου βαρούλκου	$H_{T3}$	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	Ανεμοπίεση κατά τη λειτουργία	$F_W$	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Φορτίο δοκιμής	$Q_T$	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_6$	-	-
8	Δύναμη πρόσκρουσης	$H_B$	-	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_7$	-
9	Δύναμη πλάγιας πρόσκρουσης	$H_{TA}$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

Πίνακας 3.14: Ομάδες φορτίων και δυναμικοί συντελεστές που θα λαμβάνονται ως μια χαρακτηριστική δράση γερανού

### ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στον παραπάνω πίνακα "η" είναι ο λόγος του φορτίου βαρούλκου που παραμένει προς το φορτίο ανάρτησης όταν αυτό αφαιρείται, το οποίο όμως δεν περιλαμβάνεται στο ίδιο βάρος του γερανού.

Παρακάτω παρουσιάζεται ο ίδιος πίνακας συμπληρωμένος με τις τιμές των δυναμικών συντελεστών της περίπτωσης μας.

	Σύμβολο	Ομάδες φορτίων										
		ULS							Φορτίο δοκιμής	Τυχηματικό		
		1	2	3	4	5	6	7				8
1	Ίδιο βάρος γερανού	$Q_c$	1,1	1,1	1	1	1	1	1	1,1	1	1
2	Φορτίο βαρούλκου	$Q_h$	1,145	1	-	1	1	1	1	-	1	1
5	Επιτάχυνση ή πέδηση του φορείου ή του φορείου βαρούλκου	$H_{T3}$	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
7	Φορτίο δοκιμής	$Q_T$	-	-	-	-	-	-	-	1,0725	-	-
8	Δύναμη πρόσκρουσης	$H_B$	-	-	-	-	-	-	-	-	1,6	-

**Πίνακας 3.15: Ομάδες φορτίων και τιμές δυναμικών συντελεστών του συγκεκριμένου παραδείγματος**

Οι δράσεις λόγω ανεμοπίεσης μπορούν να αμελούνται όταν η δοκός κυλίσεως βρίσκεται μέσα σε κτίρια, όπως συμβαίνει στην εν λόγω περίπτωση. Επίσης, τα φορτία λόγω λοξότητας γερανογέφυρας και πλάγιας σύγκρουσης δεν εφαρμόζονται σε φορείο βαρούλκου μονής τροχιάς.



### **Υπολογισμός φορτίων**

Το ίδιο βάρος του φορείου βαρούλκου είναι  $Q_c=7.0\text{kN}$ .

Το φορτίο βαρούλκου είναι  $Q_h=15.0\text{kN}$ .

Οι διαμήκεις οριζόντιες δυνάμεις, στην περίπτωση σταθερών δοκών κυλίσεως για ανηρημένα φορεία μονής τροχιάς, πρέπει να λαμβάνονται ως το 5% του μέγιστου κατακόρυφου φορτίου τροχού, αμελώντας το δυναμικό συντελεστή.

$$H_{T3}=(7+15)\cdot 0,05\cdot 0,5 \text{ άρα } H_{T3}=0.55\text{kN}$$

Το φορτίο δοκιμής είναι  $Q_T=15.0\text{kN}$ .

Η οριζόντια δύναμη  $H_B$  που αντιπροσωπεύει τις δυνάμεις πρόσκρουσης σχετικές με την κίνηση του φορείου ή του φορείου βαρούλκου μπορεί να λαμβάνεται ως το 10% του αθροίσματος του ωφέλιμου φορτίου, του φορείου ή του φορείου βαρούλκου, υπό τον όρο ότι το ωφέλιμο φορτίο είναι ελεύθερο να ταλαντεύεται.  $H_B=0,1\cdot (7+15)$  άρα  $H_B=2.2\text{kN}$ .

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει επίσης να ικανοποιούνται υπό τα φορτία δοκιμών, εφαρμοζόμενα στις κατάλληλες θέσεις. Ένας επιμέρους συντελεστής ασφαλείας  $\gamma_{F,\text{test}}$  πρέπει να εφαρμόζεται για αυτά τα φορτία. Επιλέγεται  $\gamma_{F,\text{test}}=1,1$ . Άρα, η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου δοκιμής πολλαπλασιάζεται με  $1.0725\cdot 1.1=1.18$ .

Από τις ομάδες φορτίων, τους δυναμικούς συντελεστές και τις τιμές των φορτίων, είναι προφανές ότι οι δυσμενέστερες ομάδες φορτίων είναι η έκτη ομάδα, η όγδοη και η ένατη.

### **6η ομάδα φορτίσεων $C_1$**

$$\text{Κατακόρυφο φορτίο: } 1,0 \cdot 7,0 + 1,0 \cdot 15 = 22,0\text{kN}$$

$$\text{Οριζόντιο φορτίο: } 1,0 \cdot 0,55 = 0,55\text{kN}$$

### **8η ομάδα φορτίσεων $C_2$**

$$\text{Κατακόρυφο φορτίο: } 1,1 \cdot 7,0 + 1,18 \cdot 15 = 25.4\text{kN}$$

### **9η ομάδα φορτίσεων $C_3$ (τυχηματική δράση)**

$$\text{Κατακόρυφο φορτίο: } 1,0 \cdot 7,0 + 1,0 \cdot 15 = 22,0\text{kN}$$

$$\text{Οριζόντιο φορτίο: } 1,6 \cdot 2,2 = 3,52\text{kN}$$

## 4. ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΔΡΑΣΕΩΝ

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

### 4.1 Οριακές καταστάσεις

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

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας: αντιστοιχούν σε κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες – απώλεια ισορροπίας, μετατροπή σε μηχανισμό, απώλεια ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής ή μέρους της, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας: αντιστοιχούν στην κατάσταση εκείνη πέραν της οποίας δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής λόγω φαινομένων σχετιζόμενα με μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις που προκαλούν βλάβες στα στοιχεία πλήρωσης, ή ταλαντώσεις κλπ.

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

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

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

## 4.2 Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι καταστάσεις σχεδιασμού ενός φορέα για τις οποίες γίνεται έλεγχος επάρκειας σε σχέση με τις προαναφερθείσες οριακές καταστάσεις αστοχίας ή λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθες:

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

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

Μόνιμα φορτία: α) ίδιο βάρος κατασκευής  $G$

β) βάρος επικαλύψεων

γ) μηχανολογικά φορτία

δ) ίδιο βάρος φορείου

Κινητά φορτία: α) φορτία χιονιού  $S$

β) φορτία ανέμου  $W$

γ) θερμοκρασιακά φορτία  $T$

δ) κινητό φορτίο δαπέδων  $Q_1$

ε) κινητό φορτίο στέγης  $Q_s$

στ) κινητό φορτίο γερανοδοκού

Φορτία σεισμού  $E$

## 4.3 Συνδυασμοί Δράσεων

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

**Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας**

- Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

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

- Για τυχηματικές καταστάσεις

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

- Για καταστάσεις σεισμού

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

**Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**

- Χαρακτηριστικός (σπάνιος) συνδυασμός

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

- Συχνός συνδυασμός

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

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

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

Πρέπει να γίνει σαφές, ότι η μορφή των συνδυασμών είναι συμβολική και το σύμβολο του αθροίσματος δεν σημαίνει 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

$Q_{k,1}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης

$Q_{k,i}$  είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών ταυτόχρονων μεταβλητών δράσεων  $i$

$A_d$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης

$A_{Ed}$  είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης

$\gamma_{Gj}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση  $j$

$\gamma_p$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση

$\gamma_{Qi}$  είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση  $i$

$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$  είναι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων (βλ. Πιν. 4.2, 4.3 και 4.4)

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

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

i. Καταστάσεις διαρκείας και παροδικές

- Για μόνιμες δράσεις:

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

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

- Για μεταβλητές δράσεις:

$$\gamma_Q = 1,50 \text{ (ή } 0 \text{ για την περίπτωση ευμενούς επιρροής)}$$

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

Οι αντίστοιχες τιμές των συντελεστών ασφαλείας για τα φορτία επί της δοκού κυλίσεως δίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.1: Συνιστώμενες τιμές συντελεστών  $\gamma$  για δράσεις επί της δοκού κλίσεως

Δράση	Συμβολισμός	Κατάσταση	
		Μόνιμη/Παροδική	Τυχηματική
<b>Μόνιμες δράσεις γερανού</b>			
- δυσμενείς	$\gamma_{G\ sup}$	1,35	1,00
- ευμενείς	$\gamma_{G\ inf}$	1,00	1,00
<b>Μεταβλητές δράσεις γερανού</b>			
- δυσμενείς	$\gamma_{Q\ inf}$	1,35	1,00
- ευμενείς	$\gamma_{Q\ inf}$		
παρόντος του γερανού		1,00	1,00
απόντος του γερανού		0,00	0,00
	$\gamma_Q$		
		1,50	1,00
<b>Λοιπές μεταβλητές δράσεις</b>		0,00	0,00
- δυσμενείς			
- ευμενείς	$\gamma_A$		1,00
<b>Τυχηματικές δράσεις</b>			

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

Οι συντελεστές συνδυασμού  $\psi_i$  των μεταβλητών δράσεων, χρησιμοποιούνται προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέον δυσμενών τιμών των διάφορων ανεξάρτητων δράσεων.

Στον πίνακα 4.2 δίνονται οι τιμές των συντελεστών  $\psi_i$  του EN 1990, στον πίνακα 4.3 δίνονται οι συντελεστές  $\psi_2$  σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 και στον πίνακα 4.4 οι συντελεστές  $\psi_i$  για φορτία γεραμών.

Πίνακας 4.2: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_i$  κατά το EN 1990

Δράσεις	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία A: κατοικίες	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: γραφεία	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία C: αίθουσες συναθροίσεων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία D: καταστήματα	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1,0	0,9	0,8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία G: $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια	0,6	0,2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς)	0,6	0,5	0

Πίνακας 4.3: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$  κατά τον ΕΑΚ 2000

1.	Φορτία χρήσης	
1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0,3
1.2	Χώροι συγχής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ)	0,5
1.3	Χώροι στάθμευσης	0,6
1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, κλπ)	0,8
1.5	Μη βατές στέγες	0,0
2.	Άνεμος	0,0
3.	Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0,3
	Χιόνι (βατές στέγες)	0,0

Πίνακας 4.4: Συντελεστές  $\psi$  για φορτία γερανών

Δράση	Συμβολισμός	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Μεμονωμένος γερανός ή ομάδες φορτίων από γερανούς	$Q_r$	1.0	0.9	$\psi_2$

Όπου  $\psi_2 = \text{λόγος της μόνιμης δράσης του γερανού προς τη συνολική δράση του γερανού. } \psi_2 = 7 / (7 + 15) = 0.3$

*Συνδυασμοί δράσεων στην παρούσα εργασία*

A) Οριακή κατάσταση αστοχίας

• **Καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές**

1.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο των δαπέδων

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_1 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.35 \cdot C$$

2.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο της στέγης

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_1 + 1.5 \cdot Q_S + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T + 1.35 \cdot C$$

3.Επικρατέστερος ο άνεμος

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_1 + 1.5 \cdot W + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.35 \cdot C$$

4.Επικρατέστερο το θερμοκρασιακό φορτίο

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_1 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W + 1.5 \cdot T + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.35 \cdot C$$

5.Επικρατέστερο το χιόνι

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_1 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T + 1.5 \cdot S + 1.35 \cdot C$$

6.Επικρατέστερο το φορτίο επί της δοκού κυλίσεως

$$1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q_1 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W + 1.5 \cdot 0.6 \cdot T + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S + 1.35 \cdot C$$

7.  $1.0 \cdot G + 1.5 \cdot W$

• **Τυχηματικές καταστάσεις**

Όπου πρόκειται να εξεταστεί μια τυχηματική δράση (επί της γερανοδοκού), καμία άλλη τυχηματική δράση ούτε άνεμος ή χιόνι δεν πρέπει να θεωρείται ότι εμφανίζεται ταυτόχρονα.

1.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο των δαπέδων

$$1.00 \cdot G + C_3 + 0.9 \cdot Q_1$$



2.Επικρατέστερο το θερμοκρασιακό φορτίο

$$1.00 \cdot G + C_3 + 0.5 \cdot T + 0.8Q_1$$

Οι σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο.

B) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

1.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο των δαπέδων

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot W + 0.6 \cdot T + 0.5 \cdot S + 1.0 \cdot C$$

2.Επικρατέστερο το κινητό φορτίο της στέγης

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q_1 + 1.0 \cdot Q_s + 0.6 \cdot W + 0.6 \cdot T + 1.0 \cdot C$$

3.Επικρατέστερος ο άνεμος

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q_1 + 1.0 \cdot W + 0.6 \cdot T + 0.5 \cdot S + 1.0 \cdot C$$

4.Επικρατέστερο το θερμοκρασιακό φορτίο

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot W + 1.0 \cdot T + 0.5 \cdot S + 1.0 \cdot C$$

5.Επικρατέστερο το χιόνι

$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot W + 0.6 \cdot T + 1.0 \cdot S + 1.0 \cdot C$$

6.Επικρατέστερο το φορτίο επί της δοκού κυλίσεως

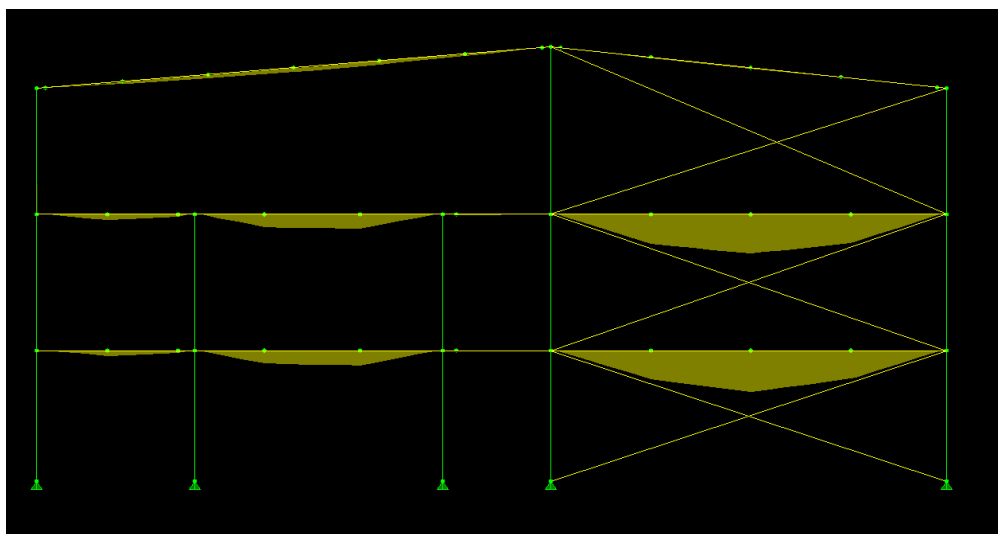
$$1.00 \cdot G + 1.00 \cdot Q_1 + 0.6 \cdot W + 0.6 \cdot T + 0.5 \cdot S + 1.0 \cdot C$$

Στους παραπάνω συνδυασμούς, αστοχίας και λειτουργικότητας, όπου υπεισέρχεται ο άνεμος (W) θεωρήθηκαν τέσσερις υποπεριπτώσεις ανάλογα με την κατεύθυνση πνοής του ανέμου ( $W_{+XX}$ ,  $W_{-XX}$ ,  $W_{+YY}$ ,  $W_{-YY}$ ). Όσον αφορά στις δράσεις του ανέμου στη στέγη, στις περιπτώσεις που ο άνεμος πνέει κατά τη διεύθυνση x ( $W_{+XX}$ ,  $W_{-XX}$ ), κάθετα δηλαδή στον κορφιά, θεωρήθηκαν τέσσερις υποπεριπτώσεις όπως περιγράφεται αναλυτικά στο τέλος της παραγράφου 3.4.5.2.1.

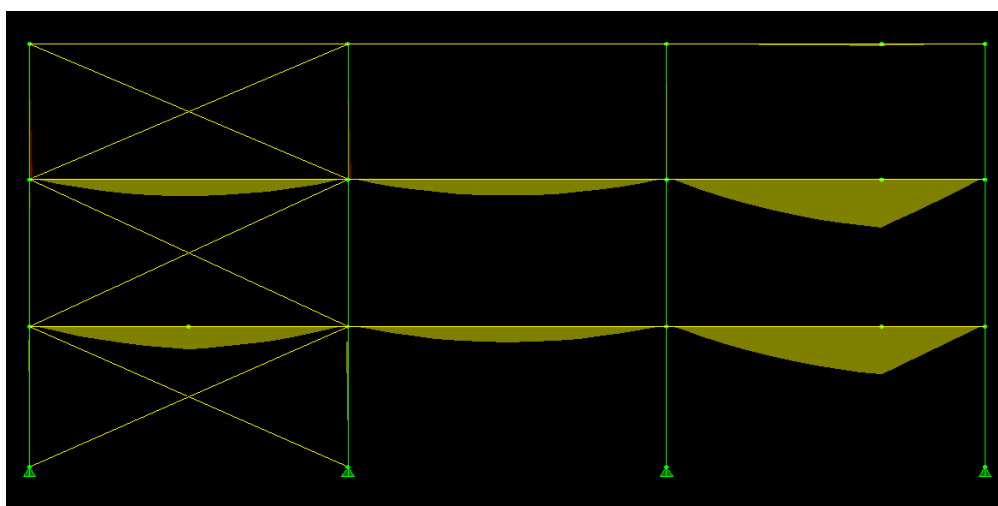
Επίσης, όπου υπεισέρχεται το φορτίο επί της δοκού κυλίσεως (C), θεωρήθηκαν δυο περιπτώσεις, η 6η και η 8η ομάδα φορτίσεων όπως περιγράφεται αναλυτικά στην παράγραφο 3.4.6.4.

Δεν κρίθηκε σκόπιμο να ληφθούν υπόψη οι τρεις περιπτώσεις για το φορτίο του χιονιού ανάλογα αν είναι παρασυρμένο ή όχι και θεωρήθηκε η πρώτη μόνο περίπτωση κατά την οποία το χιόνι δεν είναι παρασυρμένο και λαμβάνει έτσι τη μέγιστη τιμή του.

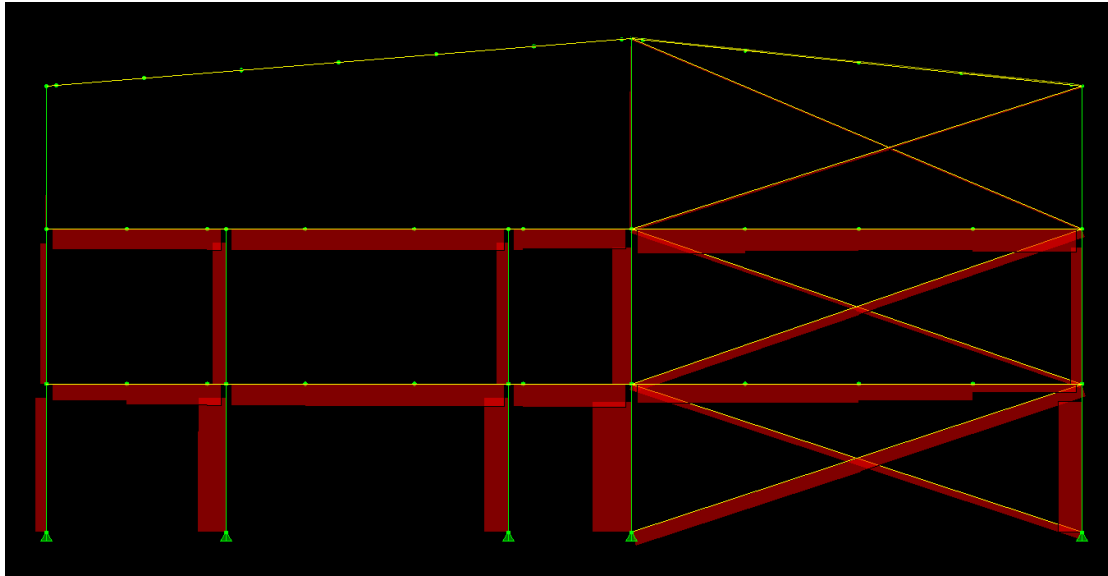
Στις εικόνες που ακολουθούν φαίνονται ενδεικτικά τα εντατικά μεγέθη  $M$  ,  $N$  και  $V$  για τον πρώτο συνδυασμό δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας (επικρατέστερο το κινητό φορτίο των δαπέδων).



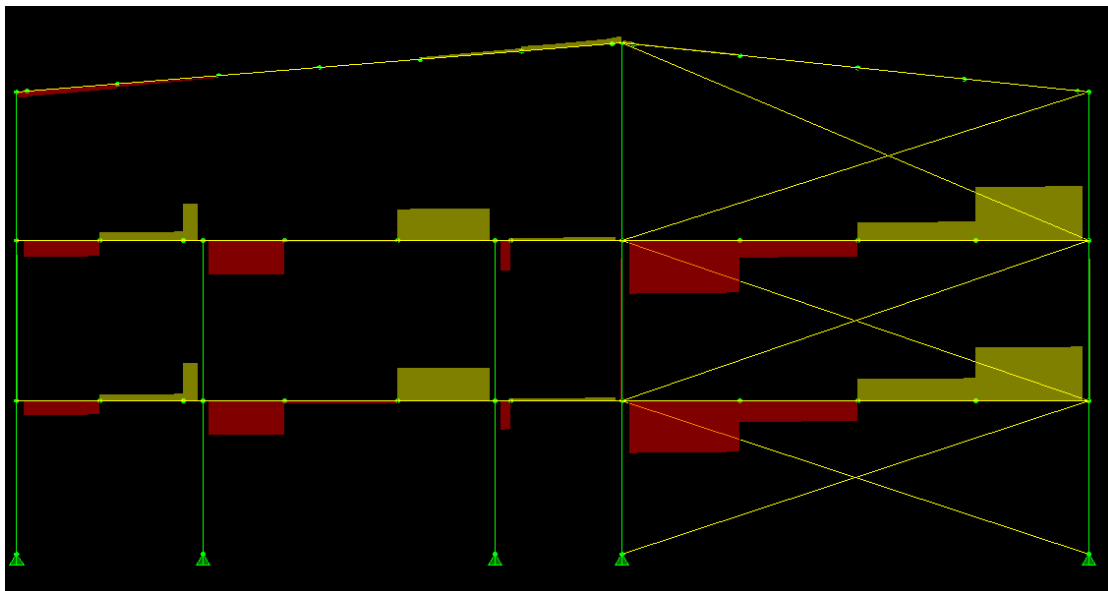
Εικόνα 4.1: Διάγραμμα καμπτικών ροπών στο πλαίσιο άξονα 1



Εικόνα 4.2: Διάγραμμα καμπτικών ροπών στον άξονα C



Εικόνα 4.3: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων πλαίσιο άξονα 1



Εικόνα 4.4: Διάγραμμα τεμνουσών δυνάμεων πλαίσιο άξονα 1

## 5. ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

### 5.1 Εισαγωγή

Ως σεισμός, ορίζεται η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σ' ορισμένο μέρος της στερεάς Γης, από φυσικά αίτια που βρίσκονται στο εσωτερικό της. Σύμφωνα με τη δεσπόζουσα σήμερα επιστημονική αντίληψη, την παροδική διατάραξη αποτελεί η σχετική ολίσθηση των δύο πλευρών του σεισμογόνου ρήγματος και τις εδαφικές δονήσεις αποτελούν τα σεισμικά κύματα που παράγονται στο ρήγμα, διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνουν στην επιφάνεια της όπου γίνονται αισθητά, προκαλούν βλάβες και καταγράφονται από τους σειсмоγράφους.

#### *Αδρανειακές δυνάμεις*

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, το έδαφος και επομένως και η βάση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη επ' αυτού, κινείται με εναλλασσόμενο πρόσημο, περί μιας αρχικής θέσης ηρεμίας. Τα κτίρια αποκρίνονται στις ανακυκλιζόμενες αυτές μετακινήσεις που επιβάλλονται από το έδαφος, αντιστρατεύοντας την ακαμψία τους και τις αντοχές τους σε κάμψη, διάτμηση, θλίψη κλπ. Επομένως ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις πάνω στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις εναλλασσόμενου προσήμου. Οι δυνάμεις που τελικά αναπτύσσονται είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Αναφερόμενοι στις αναπτυσσόμενες αδρανειακές δυνάμεις, εννοούμε ουσιαστικά τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες τείνουν να διατηρήσουν την αρχική κατάσταση της κατασκευής έναντι της εναλλασσόμενης κίνησης του εδάφους στο οποίο εδράζεται αυτή.

#### *Σεισμικές κινήσεις εδάφους*

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους συνίστανται σε δύο οριζόντιες (σεισμός κατά  $x$ , σεισμός κατά  $y$ ), κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες οι οποίες μπορεί να έχουν οποιοδήποτε προσανατολισμό ως προς τη κατασκευή καθώς και μία κατακόρυφη (σεισμός κατά  $z$ ). Οι τρεις αυτές συνιστώσες θεωρείται ότι είναι στατικώς ανεξάρτητες μεταξύ τους.

## 5.2 Μέθοδοι υπολογισμού σεισμικής απόκρισης

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

### *Δυναμική φασματική μέθοδος*

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών που καλύπτει ο ΕΑΚ2000. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Κατά την εφαρμογή της αρκεί η θεώρηση ενός μόνον προσανατολισμού των δύο οριζόντιων (και κάθετων μεταξύ τους) συνιστωσών του σεισμού. Για  $q=1$  χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα  $\Phi_e(T)$  (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$ ), ενώ για  $q>1$  χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού  $\Phi_d(T)$ .

### *Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος)*

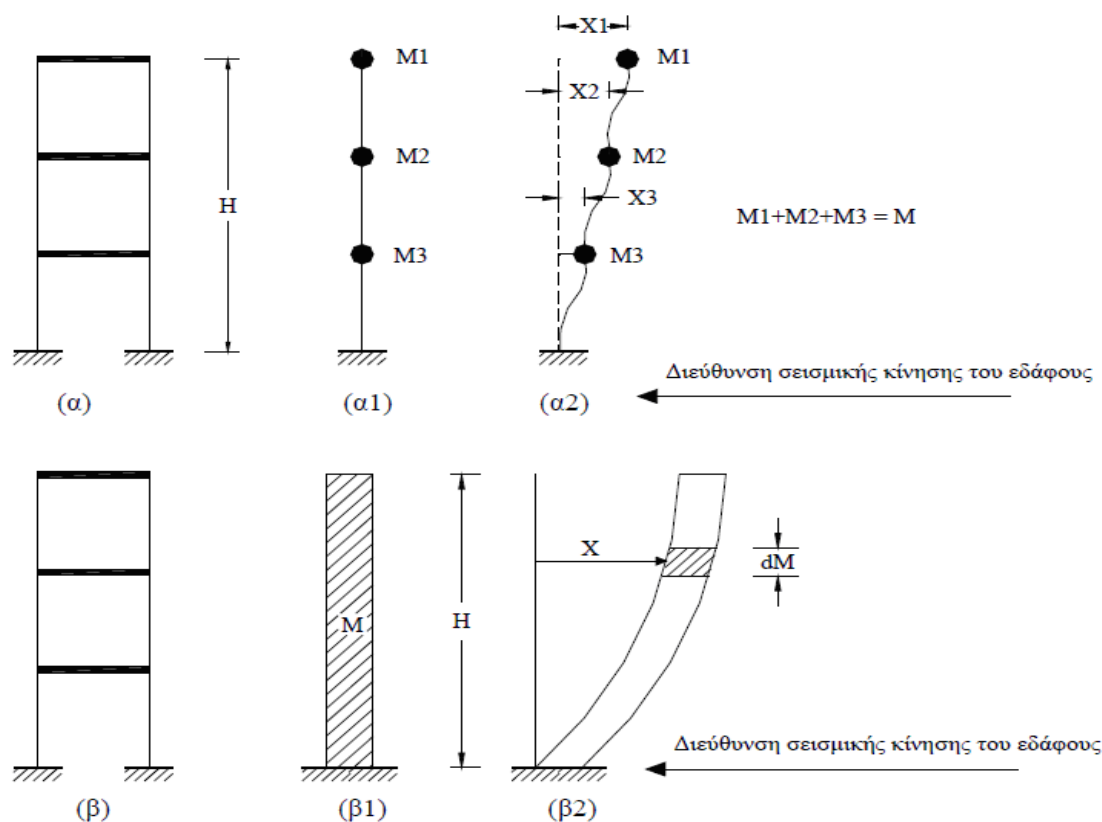
Στηρίζεται σε προσεγγιστική μόνον θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής ταλάντωσης για κάθε διεύθυνση υπολογισμού (μονο-ιδιομορφική μέθοδος), χωρίς να απαιτεί ιδιομορφική ανάλυση. Η απλοποίηση αυτή επιτρέπει τον άμεσο υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης με τη βοήθεια «ισοδύναμων» σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες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

Στην παρούσα εργασία εφαρμόστηκε η Δυναμική Φασματική Μέθοδος.

## 5.3 Προσδιορισμός Δεδομένων Φασματικής Ανάλυσης

Οι δύο προαναφερθείσες μέθοδοι υιοθετούν την παραδοχή συγκεντρωμένων μαζών στα άκρα των δοκών και των υποστυλωμάτων μιας κατασκευής (διακριτά συστήματα). Στην πραγματικότητα όμως, η μάζα κάθε κατασκευής είναι ομοιόμορφα κατανεμημένη κατά μήκος των στοιχείων της (συνεχή συστήματα) και το φαινόμενο του σεισμού έχει δυναμικό χαρακτήρα. Επομένως η θεώρηση συνεχούς συστήματος και η μελέτη μέσω δυναμικής ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη και τις ελαστοπλαστικές

ιδιότητες του υλικού όπου αυτές εμφανίζονται, αποτελεί την πλέον ορθή και ακριβή προσέγγιση αλλά και ταυτόχρονα μια επίπονη διαδικασία που στην πράξη εφαρμόζεται μόνο σε πρωτεύοντα έργα πολιτικού μηχανικού.



Σχήμα 5.1: Διακριτά και συνεχή συστήματα

### Σεισμικός συνδυασμός δράσεων κατά EAK

Ο σεισμός σχεδιασμού αποτελεί τυχηματική δράση, τα εντατικά μεγέθη της οποίας συνδυάζονται με εκείνα των λοιπών δράσεων ως εξής:

$$S_d = G_k + P \pm E + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Στην σχέση αυτή χρησιμοποιείται ο ακόλουθος συμβολισμός εντατικών μεγεθών:

- $G_k$ : μόνιμες δράσεις με την χαρακτηριστική τους τιμή
- $P$ : προένταση μετά τις χρόνιες απώλειες
- $E$ : δράση από τον σεισμό σχεδιασμού
- $Q_{k,i}$ : αποτελεί την χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσεως  $i$
- $\psi_2$ : είναι η τιμή του συντελεστή συνδυασμού για μακροχρόνιες ("οιονεί μόνιμες") μεταβλητές δράσεις

Δράσεις καταναγκασμού, όπως οι προκαλούμενες από μεταβολή και διαφορά θερμοκρασίας, συστολή ξήρανσης του σκυροδέματος και υποχωρήσεις στηρίξεων,

δεν χρειάζεται να συμπεριλαμβάνονται συνδυασμό με σεισμό. Επίσης, ο σεισμός δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις (π.χ. κρούσεις οχημάτων κλπ).

Ο συντελεστής  $\psi_2$  επιλέγεται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 5.1: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων  $\psi_2$

A/A		Φορτία Χρήσης	$\psi_2$
1	1.1	Κατοικίες, γραφεία, καταστήματα, ξενοδοχεία, νοσοκομεία	0.3
	1.2	Χώροι συχνής συνάθροισης προσώπων (σχολεία, θέατρα, στάδια κλπ.)	0.5
	1.3	Χώροι στάθμευσης	0.6
	1.4	Χώροι μακροχρόνιας αποθήκευσης (βιβλιοθήκες, αρχεία, αποθήκες, δεξαμενές, σιλό, υδατόπυργοι κλπ.)	0.8
	1.5	Μη βατές στέγες	0.0
2		Άνεμος	0.0
3		Χιόνι (μόνο σε μη βατές στέγες)	0.3

Στην παρούσα εργασία, οι σεισμικοί συνδυασμοί που επιλέχθηκαν για την επίλυση είναι:

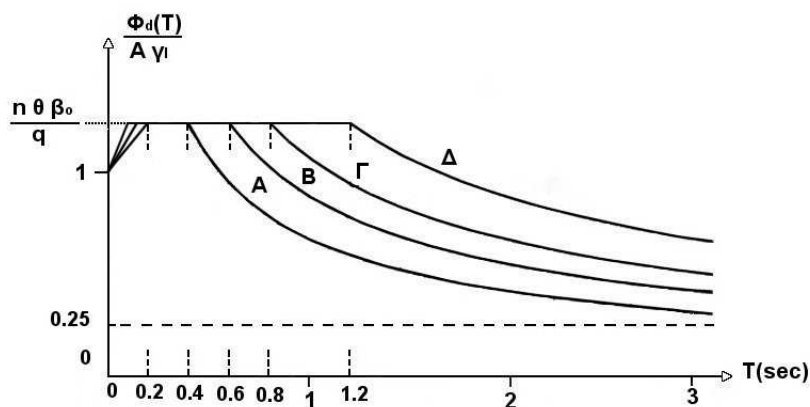
$$\text{Σεισμός κατά } \chi: S_d = G + 0.8 Q + 0.3 S + 0.3 C \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$\text{Σεισμός κατά } y: S_d = G + 0.8 Q + 0.3 S + 0.3 C \pm 0.3 E_x \pm E_y \pm 0.3 E_z$$

### Φάσμα Σχεδιασμού

#### Οριζόντιες Συνιστώσες

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



Σχήμα 5.2: Φάσμα σχεδιασμού:  $\frac{\Phi_d(T)d}{A \cdot \gamma_1}$  [Σχεδίαση για  $\frac{n \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} = 2.5/2.0$ ]

**Περιοχή Περιόδων**

**Εξίσωση**

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

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

$$T_2 < T \quad \Phi_d(T) = A \cdot \gamma_1 \cdot \frac{\eta \cdot \theta \cdot \beta_0}{q} (T_2 / T)^{2/3}$$

όπου:

- $A = a \cdot g$  μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους
- $\gamma_1$  συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- $q$  συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής
- $\eta$  διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης  $\neq 5\%$
- $\theta$  συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης και εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης
- $T_1$  και  $T_2$  χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος. Κατασκευή με  $T < T_1$  η κατασκευή θεωρείται δύσκαμπτη ενώ για  $T > T_2$  θεωρείται εύκαμπτη
- $\beta_0 = 2.5$  συντελεστής φασματικής ενίσχυσης
- $n$  διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης που εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής του ιξώδους στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης είναι διάφορο του 5% και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

### Κατακόρυφες Συνιστώσες

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

- αντί της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης  $A$  χρησιμοποιείται η αντίστοιχη κατακόρυφη συνιστώσα  $A_v = 0.70 \cdot A$ .
- αντί του συντελεστή συμπεριφοράς  $q$  χρησιμοποιείται ο συντελεστής  $q_v = 0.50q \geq 1$ .



- η τιμή του συντελεστή θεμελίωσης  $\theta$  λαμβάνεται πάντοτε ίση με 1.0.

### Κατάταξη εδάφους

Από άποψη σεισμικής επικινδυνότητας τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες Α, Β, Γ, Δ, και Χ που περιγράφονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 5.2: Κατηγορίες Εδάφους

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
Α	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 ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ.
	Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
Β	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.
	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
	Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικά πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
	Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
Χ	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων)
	Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα.
	Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.
	Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλειας αντοχής.
	Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους προκύπτουν οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 5.3: Τιμές Χαρακτηριστικών Περιόδων  $T_1$ ,  $T_2$  (sec)

Κατηγορία εδάφους	Α	Β	Γ	Δ
$T_1$	0.10	0.15	0.20	0.20
$T_2$	0.40	0.60	0.80	1.20

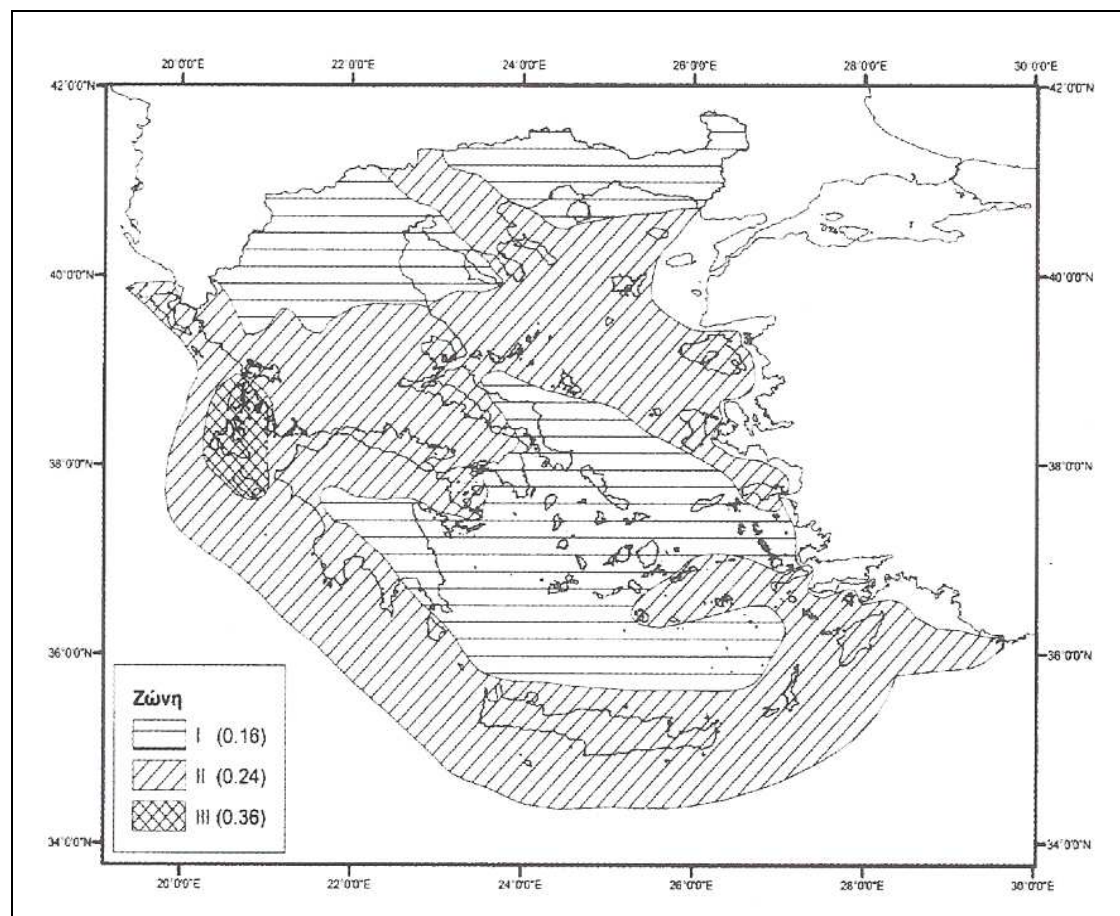
Η κατηγορία εδάφους της περιοχής που βρίσκεται το κτίριο είναι Β, και επομένως οι χαρακτηριστικές περιόδους είναι:  $T_1 = 0.15\text{sec}$  και  $T_2 = 0.60\text{sec}$ .

### **Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας κατά ΕΑΚ**

Η Ελλάδα διαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας σε κάθε μία εκ των οποίων αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους. Ο δήμος Ιλίου ανήκει βάσει ΕΑΚ στη ζώνη ΙΙ, δηλαδή σεισμική επιτάχυνση  $A=0.24g$ .

Πίνακας 5.4: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους:  $A=a \cdot g$  (g: επιτάχυνση βαρύτητας)

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
α	0.16	0.24	0.36



Εικόνα 5.1: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας

### **Κατηγορία Σπουδαιότητας**

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μία τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_1$  σύμφωνα με τον ακόλουθο πίνακα:

**Πίνακας 5.5: Συντελεστές Σπουδαιότητας**

<b>Κατηγορία Σπουδαιότητας</b>		<b><math>\gamma_1</math></b>
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού (π.χ. αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ).	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου.	1.15
	Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών.	1.30
	Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ).	

Το εν λόγω κτίριο ανήκει στην κατηγορία Σ2, επομένως ο συντελεστής σπουδαιότητας είναι  $\gamma_1=1.00$ .

### **Συντελεστής Συμπεριφοράς $q$**

Ο συντελεστής συμπεριφοράς εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Μέγιστες τιμές του  $q$  δίνονται στον πίνακα 5.6 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για το σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά).

Πίνακας 5.6: Μέγιστες Τιμές Συντελεστή Συμπεριφοράς q

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται)	1.00	
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί - Τόξα - Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Το εν λόγω κτίριο με φέροντα οργανισμό από χάλυβα περιλαμβάνει διαγώνιους δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα και στις δυο διευθύνσεις του κτιρίου, άρα η μέγιστη τιμή που μπορεί να πάρει ο συντελεστής συμπεριφοράς είναι  $q=3.0$ . Αν ο συντελεστής συμπεριφοράς που επιλέγεται ξεπερνά τις τιμές 1.5 ή το μισό της μέγιστης τιμής του, απαιτούνται επιπλέον έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού (ικανοτικός σχεδιασμός). Είναι μια διαδικασία που εμπεριέχει μεγαλύτερη ακρίβεια. Αντίθετα, αν ο συντελεστής συμπεριφοράς ληφθεί ίσος με 1.5 ή μικρότερος δεν απαιτούνται πρόσθετοι έλεγχοι, κάτι που μπορεί να οδηγήσει όμως σε υπερδιαστασιολόγηση. Στην παρούσα εργασία έγινε μια πιο συντηρητική θεώρηση για τον συντελεστή συμπεριφοράς και θεωρήθηκε ότι η κατασκευή δεν μπορεί να αναπτύξει πλάστιμη συμπεριφορά.

Ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται  $q=1.50$  και για τις δυο διευθύνσεις του κτιρίου.

### **Συντελεστής Θεμελίωσης $\theta$**

Ο συντελεστής θεμελίωσης  $\theta$  εξαρτάται γενικά από το βάθος και την δυσκαμψία της θεμελίωσης. Εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης όχι μόνο στην μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων διαφορετικών καθιζήσεων λόγω δυναμικής διατμητικής συνίζησης χαλαρών εδαφών, αύξηση της αξιοπιστίας, κλπ. Σε εδάφη κατηγορίας Α ή Β ο συντελεστής  $\theta$  λαμβάνει την τιμή 1.0, επομένως για την μελέτη του κτιρίου θεωρήθηκε  $\theta=1.0$ .

### **Ποσοστό Απόσβεσης $\zeta$**

Οι τιμές του ποσοστού απόσβεσης δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

**Πίνακας 5.7: Τιμές ποσοστού απόσβεσης  $\zeta$ .**

<b>Είδος Κατασκευής</b>		<b><math>\zeta\%</math></b>
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Για μεταλλική κατασκευή με κοχλιώσεις, το ποσοστό απόσβεσης της κατασκευής προκύπτει  $\zeta=4\%$ , ενώ για μεταλλική κατασκευή με συγκολλήσεις  $\zeta=2\%$ . Για τη συγκεκριμένη κατασκευή που έχει κοχλιώσεις και συγκολλήσεις επιλέχθηκε  $\zeta=3\%$ .

Για συντελεστή απόσβεσης  $\zeta=3\%$  προκύπτει ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης:

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+3}} = 1.18$$

Οριζόντιο Φάσμα Σχεδιασμού



Πίνακας 5.8: Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού ( $\Phi_d(T)$  σε  $m/sec^2$ )

$0 \leq T < T_1$	$\Phi_d(T)$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)$	$T > T_2$	$\Phi_d(T)$
0,00	2,35	1,20	2,92	3,40	1,46	5,60	1,05	7,80	0,84
0,01	2,51	1,30	2,77	3,50	1,43	5,70	1,04	7,90	0,83
0,02	2,66	1,40	2,64	3,60	1,41	5,80	1,02	8,00	0,83
0,05	3,12	1,50	2,52	3,70	1,38	5,90	1,01	8,10	0,82
0,10	3,88	1,60	2,41	3,80	1,36	6,00	1,00	8,20	0,81
$T_1 \leq T \leq T_2$	$\Phi_d(T)$	1,70	2,32	3,90	1,33	6,10	0,99	8,30	0,81
0,15	4,64	1,80	2,23	4,00	1,31	6,20	0,98	8,40	0,80
0,20	4,64	1,90	2,15	4,10	1,29	6,30	0,97	8,50	0,79
0,25	4,64	2,00	2,08	4,20	1,27	6,40	0,96	8,60	0,79
0,30	4,64	2,10	2,01	4,30	1,25	6,50	0,95	8,70	0,78
0,35	4,64	2,20	1,95	4,40	1,23	6,60	0,94	8,80	0,77
0,40	4,64	2,30	1,90	4,50	1,21	6,70	0,93	8,90	0,77
0,45	4,64	2,40	1,84	4,60	1,19	6,80	0,92	9,00	0,76
0,50	4,64	2,50	1,79	4,70	1,18	6,90	0,91	9,10	0,76
0,55	4,64	2,60	1,75	4,80	1,16	7,00	0,90	9,20	0,75
0,60	4,64	2,70	1,70	4,90	1,14	7,10	0,89	9,30	0,75
$T > T_2$	$\Phi_d(T)$	2,80	1,66	5,00	1,13	7,20	0,89	9,40	0,74
0,70	4,19	2,90	1,62	5,10	1,11	7,30	0,88	9,50	0,74
0,80	3,83	3,00	1,59	5,20	1,10	7,40	0,87	9,60	0,73
0,90	3,54	3,10	1,55	5,30	1,09	7,50	0,86	9,70	0,73
1,00	3,30	3,20	1,52	5,40	1,07	7,60	0,85	9,80	0,72
1,10	3,10	3,30	1,49	5,50	1,06	7,70	0,85	9,90	0,72

### 5.4 Σεισμικά Φορτία - Ιδιομορφές Φορέα

Στη δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου με αύξουσα σειρά τιμής ιδιοσυχνότητας. Οι ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το μητρώο μάζας [m] και το μητρώο ακαμψίας της κατασκευής [K].

Με βάση τον ΕΑΚ για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών  $\Sigma M_i$  φθάσει στο 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας  $M$  του συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Αν σε ειδικές περιπτώσεις κατασκευών (π.χ. με πολύ μεγάλη ανομοιομορφία δυσκαμψιών) το παραπάνω όριο δεν επιτυγχάνεται μέχρι την ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο  $T=0,03$  sec, τότε η συνεισφορά των υπολοίπων ιδιομορφών λαμβάνεται υπόψη προσεγγιστικά, πολλαπλασιάζοντας τις τελικές τιμές των μεγεθών έντασης και μετακίνησης με τον αυξητικό παράγοντα  $M/\Sigma M_i$ .

Οι ιδιομορφές με ιδιοπερίοδο  $T \geq 0,20$  sec λαμβάνονται πάντοτε υπόψη.

Επειδή η χρήση των φασμάτων δίνει μέγιστες τιμές, οι οποίες προφανώς δεν συμβαίνουν ταυτόχρονα και αφετέρου δεν έχουν κατ' ανάγκη το ίδιο πρόσημο, οι συμμετοχές των ιδιομορφών σε κάποιο μέγεθος  $X$  συνδυάζονται με έναν εκ των παρακάτω τρόπων:

- SRSS: Square Root of the Sum of Squares

$$X = \pm (X_1^2 + X_2^2 + \dots + X_k^2)^{1/2}$$

Όπου:

$k$ : Αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη ( $k \leq n$ )

$X_i$ : Συμμετοχή της  $i$  ιδιομορφής στο μέγεθος  $X$

- CQC: Complete Quadratic Combination

Στη φασματική ανάλυση που έτρεξε το ETABS η σεισμική απόκριση υπολογίστηκε χρησιμοποιώντας τη μέθοδο SRSS.

Στην ανάλυση του κτιρίου ελήφθησαν υπόψη οι πρώτες 12 ιδιομορφές, με συνολικό ποσοστό δρώσας μάζας  $\Sigma M_x = 99,88\%$ ,  $\Sigma M_y = 99,96\%$ .

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)
1	0,362
2	0,346
3	0,236
4	0,158
5	0,149
6	0,145
7	0,134
8	0,118
9	0,104
10	0,101
11	0,093
12	0,081

Πίνακας 5.9: Ιδιοπερίοδοι κτιρίου ανάλογα με την ιδιομορφή

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)	Mx%	My%
1	0,362	69,96	16,06
2	0,346	20,67	62,28
3	0,236	0,44	13,24
4	0,158	0,03	0,03
5	0,149	0,86	0,51
6	0,145	6,93	0,28
7	0,134	0,12	6,34
8	0,118	0,71	0,06
9	0,104	0,01	0,03
10	0,101	0,00	0,08
11	0,093	0,13	0,97
12	0,081	0,01	0,09
<b>Άθροισμα</b>		<b>99,88</b>	<b>99,96</b>

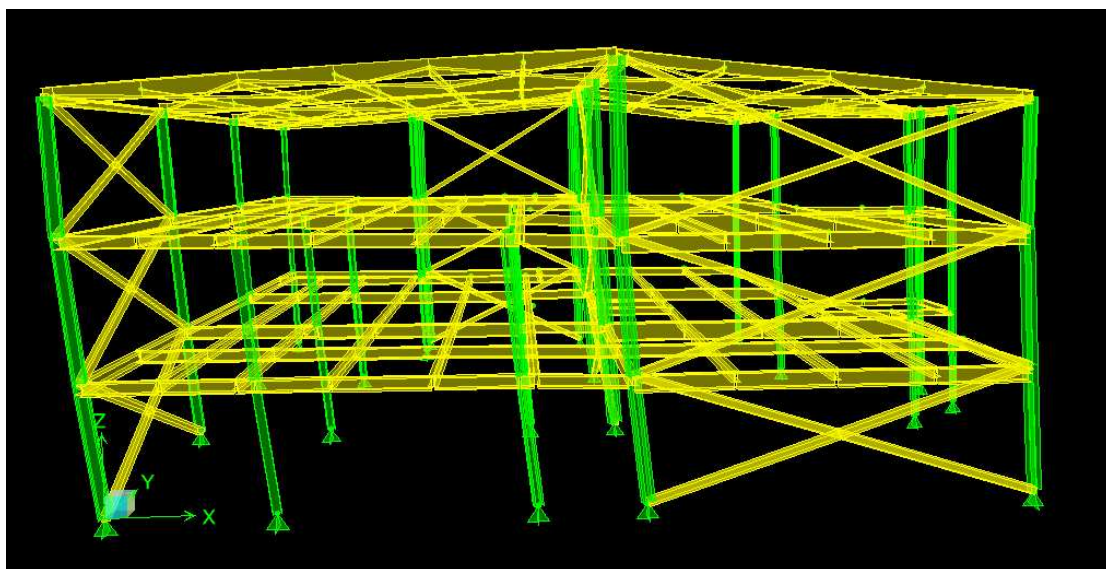
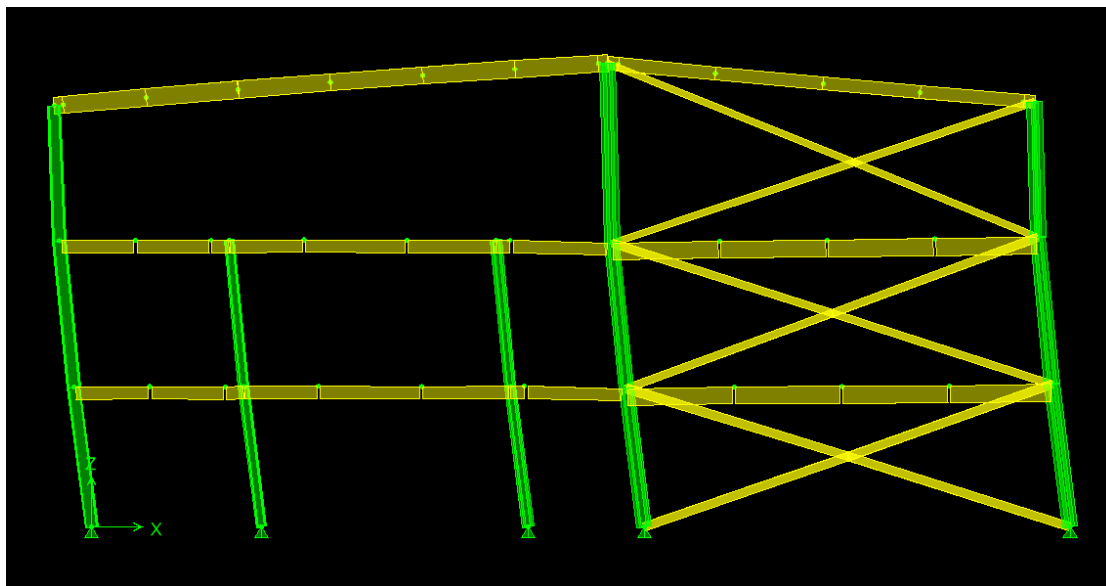
Πίνακας 5.10: Ποσοστό μάζας του κτιρίου που συμμετέχει σε κάθε ιδιομορφή

Από τους παραπάνω πίνακες φαίνεται πως οι ιδιομορφές με τη μεγαλύτερη δρώσα ιδιομορφική μάζα είναι οι 1 και 2 που αντιστοιχούν σε ιδιοπερίόδους  $T=0.362\text{sec}$  και  $T=0.346\text{ sec}$  αντίστοιχα.

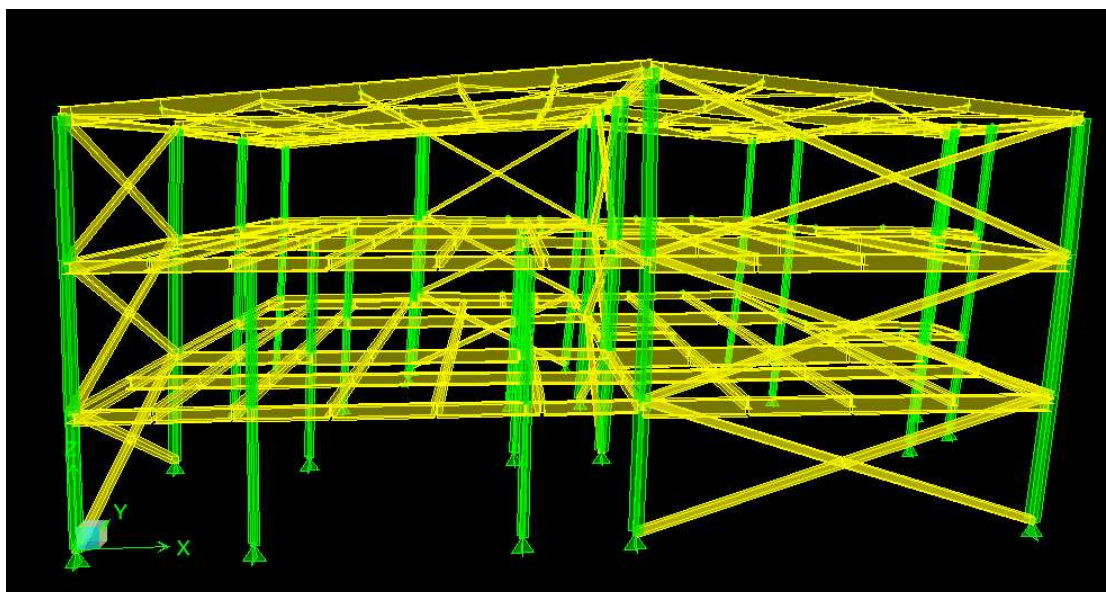
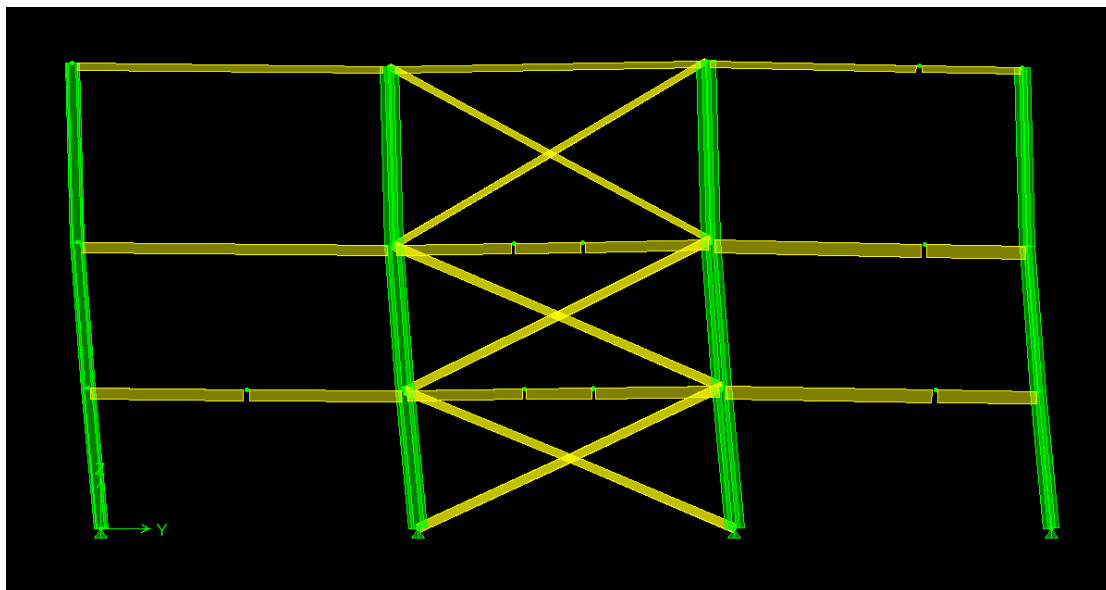
Στις επόμενες εικόνες φαίνονται οι θεμελιώδεις ιδιομορφές της κατασκευής.



*1<sup>η</sup> Ιδιομορφή ( $T=0,362sec$ )*



*2<sup>η</sup> Ιδιομορφή (T=0,346sec)*



## 5.5 Αντισεισμικός Έλεγχος Κτιρίου

### *Κανονισμοί ΕΑΚ*

#### *Κριτήρια*

Κατά την απόκριση ενός δομήματος στον σεισμό σχεδιασμού είναι εν γένει αποδεκτός ο σχηματισμός ενός ελαστοπλαστικού μηχανισμού με αξιόπιστα ασφαλή μετελαστική συμπεριφορά. Μία τέτοια συμπεριφορά θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με τα ακόλουθα κριτήρια:

- Εξασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης αντοχής σε όλα τα φέροντα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης και της θεμελίωσης), που αντιστοιχεί στις σεισμικές δράσεις σχεδιασμού αυξημένες, όπου είναι αναγκαίο, με τις επιρροές 2ας Τάξεως.
- Εξασφάλιση συνολικής πλαστιμότητας, δηλαδή επαρκούς ικανότητας για απελευθέρωση ενέργειας, με μετελαστική παραμόρφωση.
- Ελαχιστοποίηση των παραγόντων που προκαλούν αβεβαιότητες στην εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης.

#### *Εξασφάλιση ικανότητας απελευθέρωσης ενέργειας (πλαστιμότητας) στο σύνολο του δομήματος – Γενικοί κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού*

1. Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα απελευθέρωσης ενέργειας από το δόμημα κατά την απόκριση στην σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς ολική ή μερική κατάρρευση, πρέπει η μετελαστική απόκριση να έχει πλάστιμη μορφή και να κατανέμεται στο μεγαλύτερο δυνατό αριθμό φερόντων στοιχείων, σε περιοχές με περιορισμένο μήκος (πλαστικές αρθρώσεις). Αυτό προϋποθέτει ότι έχει εξασφαλιστεί η αποφυγή όλων των πιθανών ψαθυρών μορφών αστοχίας που είναι δυνατό να προηγηθούν.
2. Σε μέλη με καμπτική λειτουργία η μετελαστική απόκριση πρέπει να περιορίζεται στο σχηματισμό καμπτικών πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των στοιχείων. Σε κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους από χάλυβα, μετελαστική απόκριση μπορεί να προβλέπεται σε εφελκόμενες διαγώνιους ή σε περιορισμένου μήκους διατμητικές ή καμπτικές αρθρώσεις (δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα).

3. Πιθανές ή προβλεπόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει πρόβλεψη ή μεγάλη πιθανότητα εμφάνισης των αρθρώσεων. Ενδεχόμενες θέσεις πλαστικών αρθρώσεων είναι εκείνες στις οποίες υπάρχει μικρότερη πιθανότητα δημιουργίας αρθρώσεων, πρέπει όμως να διαθέτουν αυξημένη πλαστιμότητα επειδή βρίσκονται σε περιοχές ιδιαίτερα κρίσιμες για την ευστάθεια του δομήματος. Τέτοιες θέσεις θεωρούνται όλα τα άκρα των υποστυλωμάτων ακόμα και όταν οι πιθανές θέσεις πλαστικών αρθρώσεων βρίσκονται σε δοκούς.
4. Η εξασφάλιση ενός τέτοιου αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού απόκρισης του δομήματος στις αιχμές της σεισμικής δράσης επιτυγχάνεται με τον ικανοτικό σχεδιασμό δηλαδή με κατάλληλη ιεράρχηση των αντοχών των στοιχείων του φορέα.
5. Σε δομήματα από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα, χάλυβα ή τοιχοποιία οι έλεγχοι για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού δεν απαιτούνται όταν χρησιμοποιείται συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που δεν υπερβαίνει τις τιμές 1,5 ή  $q/2$ , πάντως όχι μικρότερο του 1,0.

Κατά τον προσδιορισμό του φάσματος σχεδιασμού στην παράγραφο 5.3, θεωρήθηκε συντελεστής συμπεριφοράς  $q=1.5$ , επομένως δεν απαιτείται να γίνει ικανοτικός σχεδιασμός στο κτίριο της μελέτης.

Ωστόσο, όσον αφορά στις διαγώνιους, η ανηγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{Af_y/N_{cr}} \leq 1.50$$

όπου:

$A$  είναι το εμβαδόν της διατομής

$f_y$  είναι το όριο διαρροής και

$N_{cr} = \pi^2 EI/\ell^2$  είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου

Η παραπάνω σχέση είναι ισοδύναμη με λυγηρότητα  $\lambda \leq 114$  για χάλυβα S355, πρέπει δε να εφαρμόζεται και στην περίπτωση διαγωνίων συνδέσμων τύπου X στους οποίους η σεισμική τέμνουσα θεωρείται ότι αναλαμβάνεται εξ ολοκλήρου από τις εκάστοτε εφελκόμενες διαγωνίους.

## 6. ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΚΕΥΗΣ

### 6.1 Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

#### 6.1.1 Κατάταξη Διατομών

Με βάση τη μέθοδο ανάλυσης και υπολογισμού της αντοχής των διατομών για την οριακή κατάσταση αστοχίας, αλλά και με την έκταση στην οποία η αντοχή και η στρωφική ικανότητα των διατομών περιορίζεται από τον τοπικό λυγισμό, οι διατομές κατατάσσονται στις ακόλουθες τέσσερις κατηγορίες:

- Διατομές κατηγορίας 1: Είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση στρωφική ικανότητα χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2: Είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη στρωφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3: Είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά ο τοπικός λυγισμός εμποδίζει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.
- Διατομές κατηγορίας 4: Είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Στον πίνακα 6.1 συνοψίζονται οι παραπάνω κατηγορίες σε σχέση με τη συμπεριφορά, τη φέρουσα ικανότητα και την ικανότητα στρωφής.

Οι ροπές αντοχής για τις τέσσερις κατηγορίες διατομών είναι:

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

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

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

Η κατάταξη μιας συγκεκριμένης διατομής εξαρτάται από το λόγο πλάτους προς πάχος  $c/t$  καθενός από τα λόγω αξονικής δύναμης ή/και καμπτικής ροπής θλιβόμενα στοιχεία της. Επομένως η κατηγορία στην οποία ανήκει μία διατομή

εξαρτάται τόσο από τη γεωμετρία της, όσο και από τον τύπο της φόρτισης που επιβάλλεται σ' αυτή.

Τα επιμέρους θλιβόμενα πλακοειδή στοιχεία μιας διατομής (π.χ. ο κορμός ή το πέλαμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες, η δε διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενή) των θλιβόμενων στοιχείων της.

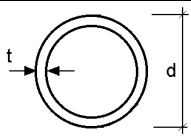
Τα όρια για τα θλιβόμενα στοιχεία κατηγορίας 1,2 και 3 λαμβάνονται από τον πίνακα 6.2.

**Πίνακας 6.1: Κατάταξη διατομών σε σχέση με τη ροπή αντοχής και τη στρωφική ικανότητα**

Μοντέλο Συμπεριφοράς	Ροπή Αντοχής	Στρωφική Ικανότητα	Κατηγορία
	Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Επαρκής 	1
	Πλαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Περιορισμένη 	2
	Ελαστική ροπή της πλήρους διατομής 	Καμία 	3
	Ελαστική ροπή της ενεργού διατομής 	Καμία 	4
$M_{el}$ ελαστική ροπή αντοχής της διατομής $M_{pl}$ πλαστική ροπή αντοχής της διατομής $M$ δρώσα ροπή $\Phi$ στρόφη (καμπυλότητα) της διατομής $\Phi_{pl}$ στρόφη (καμπυλότητα) της διατομής απαιτούμενη για να προκαλέσει πλήρη πλαστική κατανομή τάσεων στη διατομή			

Πίνακας 6.2: Χαρακτηριστικές τιμές λόγου πλάτους προς πάχος μέλους της διατομής

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
						Άξονας κάμψης
						Άξονας Κάμψης
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	όταν $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	όταν $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
Προεξέχοντα πέλματα						
		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη	Άκρο σε εφελκυσμό			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3		Για $\alpha_0$ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

<b>Σωληνωτές διατομές</b>				
<b>Κατηγορία</b>	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη			
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$			
$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$f_y \rightarrow \text{N/mm}^2$	235	275	355
	$\varepsilon$	1.00	0.92	0.81
	$\varepsilon^2$	1.00	0.85	0.66

### 6.1.2 Αντοχή Διατομών

#### 6.1.2.1 Έλεγχος διατομής σε μονοαξονικό εφελκυσμό

Για τα εφελκυσόμενα μέλη, η τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θα ικανοποιεί τη σχέση:  $N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$ .

Όπου  $N_{t,Rd}$  είναι η εφελκυστική αντίσταση σχεδιασμού της διατομής, λαμβανομένη ως η μικρότερη από:

α) την πλαστική αντίσταση σχεδιασμού της πλήρους διατομής  $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$

όπου:

A το εμβαδόν της πλήρους διατομής

$f_y$  το όριο διαρροής του χάλυβα

$\gamma_{M0}$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα

β) την οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατομής στη θέση των οπών των

συνδέσμων  $N_{w,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$ ,

όπου:

$A_{net}$  το εμβαδόν της καθαρής διατομής

$f_u$  η εφελκυστική αντοχή του χάλυβα



$\gamma_{M2}$  ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας του χάλυβα σε θραύση

$$\text{δηλαδή: } N_{c,Rd} = \min \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \right)$$

### 6.1.2.2 Έλεγχος διατομής σε θλίψη

Για μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης  $N_{Ed}$  σε κάθε διατομή θα πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:  $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$ .

Όπου  $N_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού της διατομής σε ομοιόμορφα επιβεβλημένη θλίψη και είναι ίση με:  $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$  για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3

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

### 6.1.2.3 Έλεγχος διατομής σε τέμνουσα

Η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας δύναμης  $V_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:  $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$

όπου  $V_{c,Rd}$  είναι η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα.

Για πλαστικό σχεδιασμό, η  $V_{c,Rd}$  είναι ίση με την πλαστική διατμητική αντοχή  $V_{pl,Rd}$  (χωρίς παρουσία στρεπτικής καταπόνησης), όπως δίνεται από τη σχέση:

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

Όπου  $A_v$  είναι η επιφάνεια διάτμησης.

### 6.1.2.4 Έλεγχος διατομής σε κάμψη

Όταν η τέμνουσα δύναμη στη διατομή μπορεί να θεωρηθεί μικρή τόσο ώστε η επίδρασή της επί της καμπτικής αντοχής να μπορεί να αμεληθεί, η τιμή σχεδιασμού της ροπής κάμψης  $M_{Ed}$  σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:  $M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$  όπου  $M_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη, η οποία ισούται με:

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

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ για διατομές κατηγορίας 3}$$

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

### 6.1.2.5 Έλεγχος διατομής σε κάμψη και τέμνουσα

Γενικά, όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή της επί της ροπής αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι σχετικά μικρή, η παραπάνω επιρροή μπορεί να αμελείται. Εάν η τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη από τη μισή πλαστική διατμητική αντοχή, η επίδρασή της στη ροπή αντοχής μπορεί να αμελείται. Όταν ή δρώσα τέμνουσα δύναμη  $V_{Ed}$  είναι μεγαλύτερη από το 50% της πλαστικής διατμητικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνεται ως αντοχή σχεδιασμού της διατομής η απομειωμένη ροπή αντοχής, η οποία υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη για την επιφάνεια διάτμησης  $A_v$  τη μειωμένη τιμή της τάσης διαρροής:

$$(1 - \rho) \cdot f_y \text{ όπου } \rho = \left( \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Για διατομές I κατηγορίας 1 ή 2 καμπτόμενες περί τον ισχυρό άξονα, η μειωμένη πλαστική ροπή αντοχής που λαμβάνει υπόψη τη διάτμηση, μπορεί να υπολογίζεται

$$\text{από τη σχέση: } M_{y,V,Rd} = \left( W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ αλλά πρέπει } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

### 6.1.2.6 Έλεγχος διατομής σε κάμψη και αξονική δύναμη

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, η επίδραση της αξονικής δύναμης λαμβάνεται υπόψη με μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής. Το κριτήριο σχεδιασμού είναι:  $M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$  όπου  $M_{N,Rd}$  είναι η πλαστική ροπή αντοχής, μειωμένη λόγω της αξονικής δύναμης  $N_{Ed}$ .

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H ή άλλες διατομές με πέλματα, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα y-y λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν ικανοποιούνται συγχρόνως τα δύο παρακάτω

$$\text{κριτήρια: } N_{Ed} \leq 0,25N_{pl,Rd} \text{ και } N_{Ed} \leq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H, δεν απαιτείται να γίνεται μείωση της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα z-z λόγω της επίδρασης της αξονικής δύναμης, όταν:  $N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$ .

Για διατομές διπλής συμμετρίας I και H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5\alpha) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

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

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

$$\text{όπου: } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} , \alpha = (A - 2bt_f) / A, \alpha \leq 0,5$$

Για κοίλες διατομές σταθερού πάχους, στις οποίες δεν λαμβάνονται υπόψη οι οπές κοχλιών, μπορεί να χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a_w) \text{ αλλά } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a_f) \text{ αλλά } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

$$\text{όπου } a_w = (A - 2bt_f) / A \text{ και } a_f = (A - 2ht_w) / A \text{ αλλά } a_w, a_f \leq 0,5$$

Για διαξονική κάμψη οι διατομές παρουσιάζουν πλαστικό ουδέτερο άξονα κεκλιμένο ως προς το ορθογωνικό σύστημα αξόνων της διατομής κατά γωνία, η οποία εξαρτάται από το λόγο των ροπών και που δρουν ως προς τους δύο κύριους άξονες και από τη γεωμετρία της διατομής. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να χρησιμοποιείται για τον έλεγχο επάρκειας της διατομής το παρακάτω κριτήριο αλληλεπίδρασης:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \text{ στο οποίο οι εκθέτες } \alpha \text{ και } \beta \text{ είναι σταθερές, που μπορεί}$$

να λαμβάνονται συντηρητικά ίσες με τη μονάδα, η ακριβέστερα για διατομές I και H:  $\alpha=2, \beta=5n, \beta \geq 1$  και για κοίλες κυκλικές διατομές:  $\alpha=2$  και  $\beta=2$ .

### 6.1.3 Έλεγχος μελών

Στο κεφάλαιο 6.1.2 παρουσιάστηκε η αντοχή των διατομών σε διάφορα είδη καταπονήσεων και στους συνδυασμούς τους. Σε πολλές περιπτώσεις η αντοχή της διατομής καθορίζει και την αντοχή ολόκληρου του μέλους (π.χ. εφελκυσμός, κάμψη πλευρικά προστατευμένων δοκών). Σε πολλές άλλες περιπτώσεις όμως διαπιστώνεται ότι υπάρχει στάθμη της εξωτερικής φόρτισης, για την οποία το μέλος χάνει την ευστάθειά του, αποκτά δηλαδή τη δυνατότητα να ισορροπήσει, πέραν της αρχικής και σε μία γειτονική θέση ισορροπίας (λυγισμός). Η στάθμη αυτή φόρτισης εκφράζει

πρακτικά, την εξάντληση της αντοχής του μέλους παρατηρείται δε, γενικά, χαμηλότερα ή πολύ χαμηλότερα από τη στάθμη της φόρτισης, η οποία εξαντλεί την αντοχή της διατομής του.

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζονται περιπτώσεις φορτίσεως για τις οποίες η αντοχή των μελών δεν προκύπτει από την αντοχή των διατομών τους, αλλά απαιτείται η θεώρηση ολόκληρου του μέλους ως στοιχείου αναφοράς.

### 6.1.3.1 Καμπτικός λυγισμός λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

Αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή αστάθειας θλιβόμενων μελών μεταλλικών κατασκευών. Η απώλεια της ευστάθειας του αρχικώς ευθύγραμμου μέλους εκδηλώνεται με μετάπτωσή του σε μία καμπυλωμένη μορφή, με κάμψη περί τον ισχυρό ή τον ασθενή άξονα της διατομής του μέλους, χωρίς την ταυτόχρονη εμφάνιση σχετικής στροφής των διατομών. Όπως και στις άλλες μορφές αστοχίας λόγω λυγισμού, το φαινόμενο συμβαίνει πριν το μέλος αναπτύξει την πλαστική αντοχή της διατομής του.

Η επάρκεια του θλιβόμενου μέλους με σταθερή διατομή έναντι καμπτικού λυγισμού ελέγχεται με βάση την ακόλουθη σχέση:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους δίνεται από την σχέση:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1,2,3}$$

$\chi$ : είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω καμπτικού λυγισμού:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0$$

$$\text{όπου } \Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

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

$\alpha$ : είναι συντελεστής ατελειών, που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού και λαμβάνεται από τον πίνακα 6.3

Πίνακας 6.3: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών	0.21	0.34	0.49	0.76

$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$  το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού, βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

$L_{cr}$  : το ισοδύναμο μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

$i$  : η ακτίνα αδράνειας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

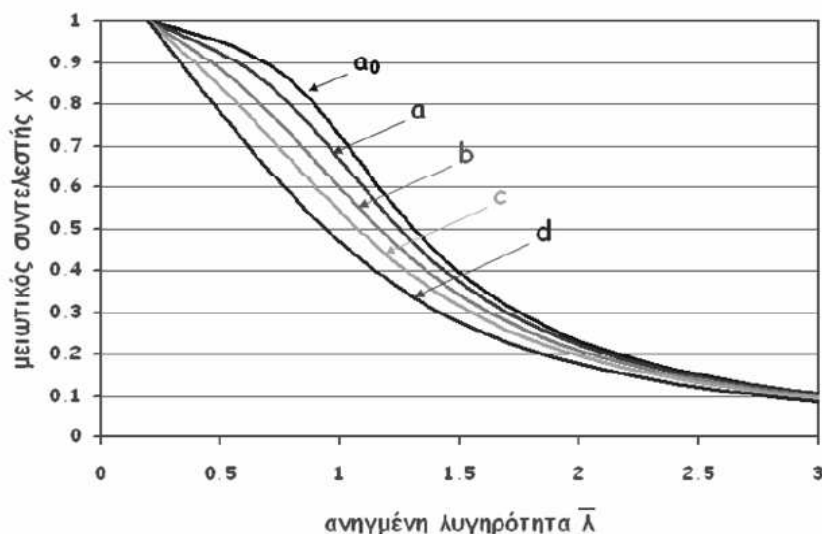
$\lambda = \frac{L_{cr}}{i}$  λυγηρότητα για την ανάλογη μορφή λυγισμού

$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$  η οριακή (χαρακτηριστική λυγηρότητα, ως το σημείο τομής P

της οριζόντιας ευθείας για  $\sigma = f_y$ , με την καμπύλη Euler. Το σημείο τομής P αντιστοιχεί στη λυγηρότητα για την οποία η κρίσιμη τάση λυγισμού κατά Euler είναι ίση με το όριο διαρροής.

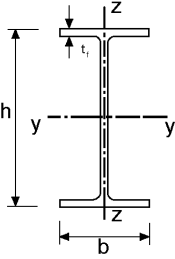
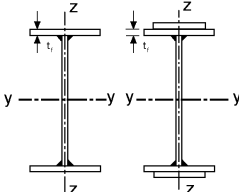
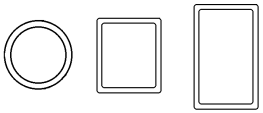
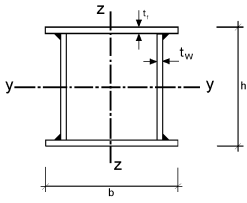

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ (} f_y \text{ σε N/mm}^2 \text{)}$$

Η καμπύλη λυγισμού προκύπτει από τον πίνακα 6.4. Διατομές που δεν περιλαμβάνονται στον πίνακα θα πρέπει να κατατάσσονται ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους, τη γεωμετρία τους και τον άξονα λυγισμού.



Σχήμα 6.1: Καμπύλες λυγισμού

Πίνακας 6.4: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί άξονα	Καμπύλη λυγισμού
<p>Πρότυπες διατομές I</p> 	$h/b > 1.2$ : $t_f \leq 40\text{mm}$ $40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$	y-y z-z	a b
	$h/b < 1.2$ : $t_f \leq 100\text{mm}$ $t_f > 100\text{mm}$	y-y z-z	b c
		y-y z-z	b d
			y-y z-z
<p>Συγκολλητές διατομές I</p> 	$t_f \leq 40\text{mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40\text{mm}$	y-y z-z	c d
<p>Κοίλες διατομές</p> 	Εν θερμώ έλαση	Οποιονδήποτε	a
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση $f_{yb}$	Οποιονδήποτε	b
	Ελατές εν ψυχρώ με χρήση $f_{ya}$	Οποιονδήποτε	c
<p>Συγκολλητές κιβωτοειδείς διατομές</p> 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Οποιονδήποτε	d
	Μεγάλα πάχη ραφής $\frac{b}{t_f} < 30$ $\frac{h}{t_w} < 30$	y-y z-z	c c
<p>U – L – T και συμπαγείς διατομές</p> 		Οποιαδήποτε	c

### 6.1.3.2 Στρεπτοκαμπτικός (πλευρικός) λυγισμός

Σύμφωνα με τον κανονισμό, μία δοκός σταθερής διατομής μη προστατευμένη πλευρικά που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα, πρέπει να ελέγχεται έναντι πλευρικού λυγισμού με βάση τη σχέση:  $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$

όπου  $M_{Ed}$  η ροπή κάμψης σχεδιασμού (περί τον ισχυρό άξονα)

και  $M_{b,Rd}$  η ροπή αντοχής έναντι πλευρικού λυγισμού, η οποία δίνεται από τη σχέση:

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

ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_{LT}$  για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής είναι:

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

όπου

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

$\alpha_{LT}$  συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \text{ η ανηγμένη λυγηρότητα πλευρικού λυγισμού}$$

όπου  $M_{cr}$  είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή σε πλευρικό λυγισμό.

Όταν η ανηγμένη λυγηρότητα μίας δοκού είναι μικρότερη από  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,40$  οι επιδράσεις του πλευρικού λυγισμού μπορούν να αμεληθούν και να γίνονται μόνον έλεγχοι διατομής.

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

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(kL)^2} \left\{ \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right\}$$

Όπου:

$C_1, C_2, C_3$ : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και τις συνθήκες στήριξης. Οι τιμές τους προκύπτουν για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης, ανάλογα με τη μορφή των διαγραμμάτων καμπτικών ροπών στο μήκος  $L$  μεταξύ των πλευρικών στηρίξεων και για τις αντίστοιχες τιμές του συντελεστή  $k$ .

$k, k_w$ : συντελεστές ενεργού μήκους πλευρικού λυγισμού. Για απλές στηρίξεις λαμβάνουν την τιμή 1,0. Ο συντελεστής  $k$  αφορά στη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο και είναι ανάλογος του λόγου  $l/L$  ενός θλιβόμενου στοιχείου. Ο συντελεστής  $k_w$  αφορά στη στρέβλωση του άκρου και θα λαμβάνεται ίσο προς 1,0 εκτός και αν έχουν ληφθεί ειδικά μέτρα πάκτωσης έναντι στρέβλωσης.

Για διατομές διπλής συμμετρίας ισχύει  $z_j=0$  και για περίπτωση φόρτισης μόνο με ακραίες ροπές και εγκάρσια φορτία που εφαρμόζονται στο κέντρο διάτμησης ισχύει  $C_2=0$  και  $z_g=0$ .

Η κρίσιμη ελαστική ροπή πλευρικού λυγισμού μίας δοκού σταθερής διατομής με ίσα πέλματα και συνήθεις στρεπτικές συνθήκες στήριξης στα άκρα της, στην οποία τα φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της και υπόκειται σε ομοιόμορφη (καθαρή) κάμψη ( $C_1=1.00$ ), δίνεται από τη σχέση:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

όπου:  $E$  μέτρο ελαστικότητας

$I_t$  είναι η σταθερά στρέψης

$I_w$  είναι η σταθερά στρέβλωσης

$I_z$  είναι η ροπή αδράνειας κατά τον ασθενή άξονα της διατομής

$L$  είναι το μήκος της δοκού μεταξύ των σημείων πλευρικής εξασφάλισης

$\nu$  είναι ο λόγος Poisson για το υλικό

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \text{είναι μέτρο στρέψης}$$

### 6.1.3.3 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός υπό θλίψη και κάμψη

Μέλη για τα οποία ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός είναι πιθανή μορφή αστοχίας, πρέπει να ικανοποιούν τη σχέση:

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



$$\frac{N_{Ed}}{\chi_Z \cdot N_{R,k}} + \kappa_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + \kappa_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

όπου:

$N_{Ed}, M_{y,Ed}$  και  $M_{z,Ed}$  : Οι τιμές σχεδιασμού της θλιπτικής αξονικής δύναμης και των μεγίστων ροπών ως προς τους άξονες y-y και z-z κατά μήκος του μέλους αντίστοιχα.

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

$\chi_y$  και  $\chi_z$  : Οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

$\chi_{LT}$  : Ο μειωτικός συντελεστής λόγω πλευρικού λυγισμού

$k_{yy}, k_{zz}, k_{yz}$  και  $k_{zy}$  : Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης εξαρτώμενοι από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί.

#### 6.1.4 Ανάλυση και έλεγχος μελών

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται ο έλεγχος επάρκειας των μελών της κατασκευής. Λόγω του μεγάλου αριθμού των μελών από τα οποία αποτελείται το κτίριο, ο έλεγχος θα γίνει ενδεικτικά σε ένα περιορισμένο αριθμό, με βάση τους μέγιστους συντελεστές εκμετάλλευσης των διατομών όπως προέκυψαν από την ανάλυση.

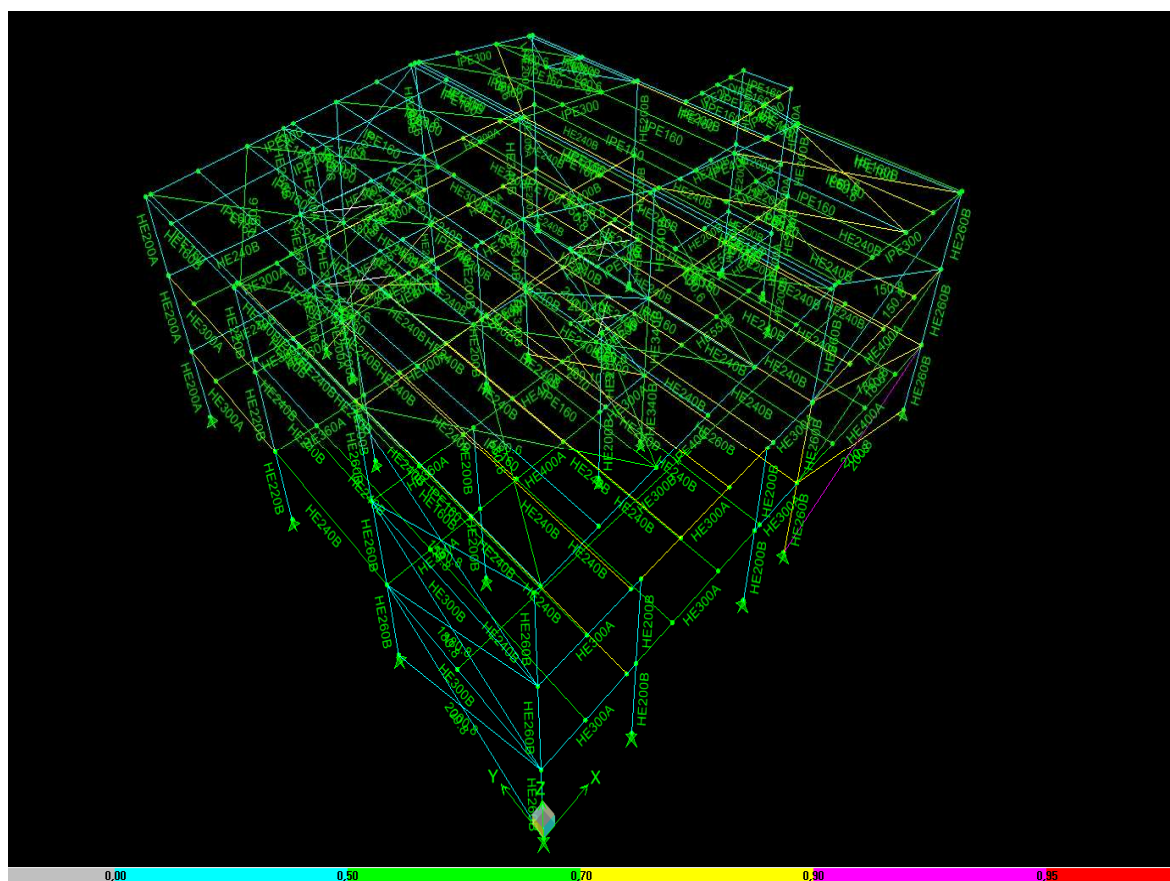
Σε κάθε πίνακα φαίνονται οι ιδιότητες της διατομής που έχει επιλεγθεί, τα εντατικά μεγέθη για τον κρίσιμο συνδυασμό φόρτισης (συνδυασμός σχεδιασμού) και οι αντίστοιχες αντοχές, απομειωμένες όπου πρέπει λόγω στρεπτοκαμπτικού λυγισμού, μαζί με τους συντελεστές στρεπτοκαμπτικού λυγισμού ( $K, L, k, k_{LT}$ ).

Όταν η αξονική δύναμη  $N_{sd}$  είναι εφελκυστική, τότε ο έλεγχος μέλους γίνεται μόνο ως προς τον πλευρικό λυγισμό λόγω εφελκυστικής αξονικής. ( $M_{eff, sd} \leq M_{b, Rd}$ , όπου  $M_{b, Rd}$  η αντοχή σε πλευρικό λυγισμό, όπως καθορίζεται από την παράγραφο 5.5.2 του EC3 και  $M_{eff, sd} = M_{y, sd} - W_{el, y} \psi N_{sd} / a$  όπου  $\psi = 0,8$  και  $y$  ο ισχυρός άξονας).

Για τους παρακάτω ελέγχους ισχύουν τα εξής

Ποιότητα χάλυβα μέλους	
Ποιότητα χάλυβα	S355
Όριο διαρροής πέλματος $f_y$	0,355 (kN/mm <sup>2</sup> )
Όριο αστοχίας πέλματος $f_u$	0,510 (kN/mm <sup>2</sup> )
Όριο διαρροής κορμού $f_y$	0,355 (kN/mm <sup>2</sup> )

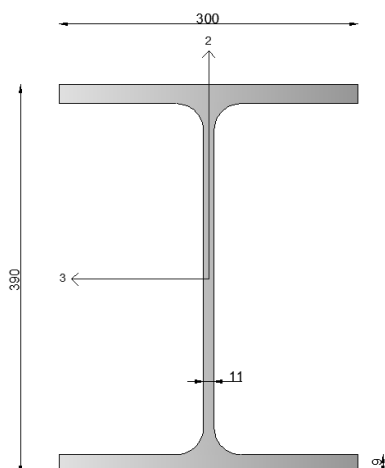
Όριο αστοχίας κορμού $f_u$	<b>0,510</b> (kN/mm <sup>2</sup> )
<b>Ποιότητα χάλυβα</b>	<b>S235</b>
Όριο διαρροής πέλματος $f_y$	<b>0,235</b> (kN/mm <sup>2</sup> )
Όριο αστοχίας πέλματος $f_u$	<b>0,360</b> (kN/mm <sup>2</sup> )
Όριο διαρροής κορμού $f_y$	<b>0,235</b> (kN/mm <sup>2</sup> )
Όριο αστοχίας κορμού $f_u$	<b>0,360</b> (kN/mm <sup>2</sup> )
<b>Επιμέρους Συντελεστές Ασφαλείας</b>	
$\gamma_{M0}$ (αντοχή διατομών τάξης 1,2,3)	<b>1,0</b>
$\gamma_{M1}$ (αντοχή διατομών τάξης 4)	<b>1,0</b>
$\gamma_{M1}$ (αντοχή λυγισμού μέλους)	<b>1,0</b>
$\gamma_{M2}$ (αντοχή καθαρής διατομής στη θέση των οπών)	<b>1,25</b>



Σχήμα 6.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση του κτιρίου στο περιβάλλον του ETABS μετά την έλεγχο των μελών της κατασκευής.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνεται η κατασκευή μετά τον έλεγχο των μελών της. Κάθε μέλος είναι χρωματισμένο ανάλογα με τον μέγιστο συντελεστή εκμετάλλευσής του.

6.1.4.1 Διαστασιολόγηση δοκών πλαισίων



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY2 Element: B118 Station Loc: 5,000 Section ID: HE400A  
 Element Type: Braced Frame Classification: Class 2

L=9,900

A=0,016  $I_{22}=8,564E-05$   $I_{33}=4,507E-04$   $W_{pl22}=8,730E-04$   $W_{pl33}=0,003$

$W_{el22}=5,709E-04$   $W_{el33}=0,002$   $i_{22}=0,073$   $i_{33}=0,168$

E=200000000,00  $f_y=355000,00$

RLLF=0,883

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is  $0,883 = 0,128 + 0,694 + 0,012$

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo COMBD3	-720,072	630,812	-3,708	-62,237	1,437

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	720,072	4592,073	5644,500	4592,073	5466,500

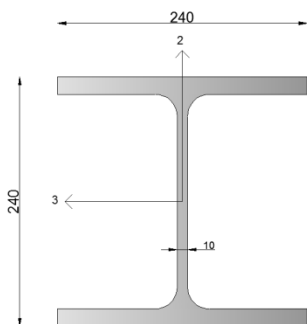
	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	630,812	909,510	909,510	909,510
Minor Bending	3,708	309,915	309,915	

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	1,000	1,000	1,089	0,781		1,000
Minor Bending	1,000	0,100	0,970		0,582	

SHEAR DESIGN

	$V_{ed}$	$V_{c,Rd}$	Stress	Status	$T_{ed}$
Major Bending	62,237	879,276	0,071	OK	0,000
Minor Bending	1,437	1947,114	0,001	OK	0,000

6.1.4.2 Διαστασιολόγηση δοκών κάθετων στη διεύθυνση των πλαισίων



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

Level: STORY1 Element: B152 Station Loc: 3,985 Section ID: HE240B

Element Type: Braced Frame

Classification: Class 1

$L=7,400$

$A=0,011$   $I_{22}=3,923E-05$   $I_{33}=1,126E-04$   $W_{pl22}=4,980E-04$   $W_{pl33}=0,001$

$W_{el22}=3,269E-04$   $W_{el33}=9,383E-04$   $i_{22}=0,061$   $i_{33}=0,103$

$E=200000000,00$   $f_y=355000,00$

$RLLF=0,995$

$N-M_{33}-M_{22}$  Demand/Capacity Ratio is  $0,710 = 0,204 + 0,505 + 0,000$

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	$M_{33}$	$M_{22}$	$V_2$	$V_3$
Combo COMBD2	-477,466	189,133	0,000	7,911	0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2)

	$N_{ed}$	$N_{c,Rd}$	$N_{t,Rd}$	$N_{b33,Rd}$	$N_{b22,Rd}$
Axial	477,466	2335,828	3763,000	2335,828	3763,000

	$M_{ed}$	$M_{c,Rd}$	$M_{v,Rd}$	$M_{b,Rd}$
Major Bending	189,133	373,815	373,815	373,815
Minor Bending	0,000	176,790	176,790	

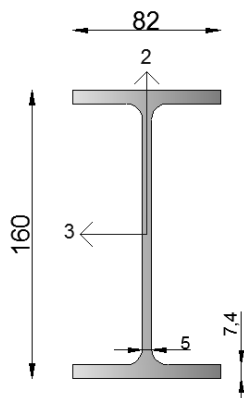
	K	L	k	$k_{zy}$	$k_{yz}$	$C_1$
Major Bending	1,000	1,000	1,156	0,763		1,000

Minor Bending	1,000	1,000	0,965		0,579
SHEAR DESIGN					
	$V_{ed}$	$V_{c,Rd}$	Stress	Status	$T_{ed}$
Major Bending	7,911	491,902	0,016	OK	0,000
Minor Bending	0,000	1393,724	0,000	OK	0,000

Θεωρήθηκε ότι η πλάκα σκυροδέματος προσφέρει εξασφάλιση στις δοκούς της κατασκευής έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Κατά τη φάση όμως της σκυροδέτησης, όπου το σκυρόδεμα είναι ακόμα νωπό, η πλάκα επιβαρύνει τη κατασκευή με το ίδιο βάρος της αλλά δεν εξασφαλίζει τις δοκούς έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού. Γι' αυτό το λόγο ελέγχθηκε αν απαιτείται προσωρινή υποστήριξη των δοκών κατά τη φάση της σκυροδέτησης. Για τον έλεγχο αυτό χρησιμοποιήθηκαν μόνο τα μόνιμα φορτία της κατασκευής (χωρίς την επικάλυψη) με συντελεστή 1,35.

Κατά τον έλεγχο αυτό διαπιστώθηκε ότι δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή υποστήριξη της κατασκευής.

### 6.1.4.3 Διαστασιολόγηση τεγίδων



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY3 Element: B491 Station Loc: 3,505 Section ID: IPE160  
 Element Type: Braced Frame Classification: Class 1

$L=7,400$

$A=0,002$   $I_{22}=0,000$   $I_{33}=8,690E-06$   $W_{pl22}=2,610E-05$   $W_{pl33}=1,240E-04$

$W_{el22}=1,666E-05$   $W_{el33}=1,086E-04$   $i_{22}=0,018$   $i_{33}=0,066$

$E=200000000,00$   $f_y=355000,00$

RLLF=1,000

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is 0,586 = 0,006 + 0,560 + 0,020

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo COMBB1	4,113	24,634	-0,187	-0,609	-0,022

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2.1)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	4,113	23,164	713,550	262,978	23,164

	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	24,634	44,020	44,020	7,628
Minor Bending	0,187	9,266	9,266	

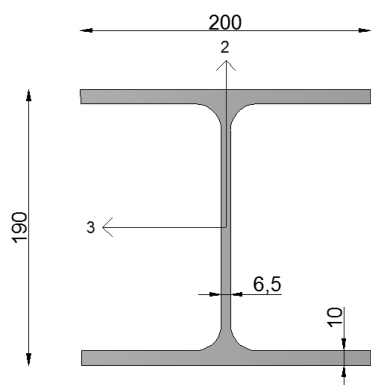
  

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	1,000	1,000	1,013	0,976		1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,247		0,749	

SHEAR DESIGN

	V <sub>ed</sub>	V <sub>c,Rd</sub>	Stress	Status	T <sub>ed</sub>
Major Bending	0,609	163,967	0,004	OK	0,000
Minor Bending	0,022	207,282	0,000	OK	0,000

6.1.4.4 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY 1 Element: C68 Station Loc: 2,970 Section ID: HE200A  
 Element Type: Braced Frame Classification: Class 3

L=3,26

A=0,005 I<sub>22</sub>=1,336E-05 I<sub>33</sub>=3,629E-05 W<sub>pl22</sub>=2,040E-04 W<sub>pl33</sub>=4,290E-04

$W_{el22}=1,336E-04$   $W_{el33}=2,886E-04$   $i_{22}=0,050$   $i_{33}=0,083$   
 $E=200000000,00$   $f_y=355000,00$   
 $RLLF=0,931$

$N-M_{33}-M_{22}$  Demand/Capacity Ratio is  $0,333 = 0,208 + 0,103 + 0,022$

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo COMBD3	-335,654	3,598	-4,613	-1,212	1,553

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (6.62)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	335,654	1616,968	1909,900	1909,900	1616,968

	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	3,598	137,964	137,964	137,964
Minor Bending	4,613	47,428	47,428	

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	0,750	0,750	1,031	0,993		1,691
Minor Bending	0,750	0,750	1,061		1,061	

SHEAR DESIGN

	V <sub>ed</sub>	V <sub>c,Rd</sub>	Stress	Status	T <sub>ed</sub>
Major Bending	1,212	253,125	0,005	OK	0,000
Minor Bending	1,553	683,198	0,002	OK	0,000

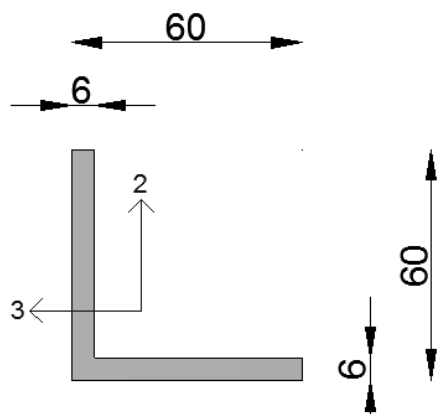
**6.1.4.5 Οριζόντιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας L60.6**

Οι οριζόντιοι σύνδεσμοι αποτελούν διαφράγματα που διαδραματίζουν ουσιαστικό ρόλο στην ανάληψη σημαντικών οριζοντίων δυνάμεων και κυρίως των σεισμικών δράσεων και των δράσεων του ανέμου, που αποτελούν σημαντικές καταπονήσεις για κτίρια κατασκευασμένα από χάλυβα.

Ο ρόλος των οριζόντιων συνδέσμων είναι να εξασφαλίζουν τη μεταφορά των σεισμικών δυνάμεων και των οριζόντιων φορτίων του ανέμου στους κατακόρυφους φορείς, δηλαδή στα πλαίσια και κυριότερα στους κατακόρυφους συνδέσμους.

Επειδή οι αντιανέμιοι είναι δικτυωτοί φορείς, όλα τους τα μέλη θεωρείται ότι καταπονούνται αξονικά, οπότε οι διαγώνιοι των δικτυωμάτων είτε εφελκύνονται, είτε θλίβονται. Η επικάλυψη της στέγης στηρίζεται στις τεγίδες, οι οποίες με τη σειρά τους στηρίζονται στους κύριους φορείς (πέλματα). Οι διαγώνιοι του δικτυώματος δεν

έρχονται σε επαφή με την επικάλυψη, είναι εκτός του επιπέδου της, αλλά παράλληλες με αυτή και δεν παραλαμβάνουν καμπτικά φορτία.



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY3 Element: D871 Station Loc: 4,636 Section ID: L60.6  
 Element Type: Braced Frame Classification: Class 3

L=8,807

A=6,840E-04  $I_{22}=0,000$   $I_{33}=0,000$   $W_{pl22}=9,823E-06$   $W_{pl33}=9,823E-06$

$W_{el22}=5,425E-06$   $W_{el33}=5,425E-06$   $i_{22}=0,018$   $i_{33}=0,018$

E=200000000,00  $f_y=235000,00$

RLLF=1,000

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is 0,713 = 0,470 + 0,077 + 0,165

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo SEISMB4	-32,221	0,195	0,077	-0,067	0,019

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.61)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>	
Axial	32,221	68,547	160,740	68,547	68,547	
	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>		
Major Bending	0,195	1,281	1,281	1,080		
Minor Bending	0,077	1,281	1,281			
	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	0,500	0,500	1,282	0,969		1,000
Minor Bending	0,500	0,500	1,282		1,282	



SHEAR DESIGN

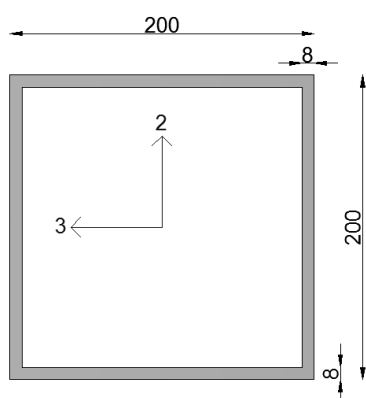
	$V_{ed}$	$V_{c,Rd}$	Stress	Status	$T_{ed}$
Major Bending	0,067	48,844	0,001	OK	0,000
Minor Bending	0,019	48,844	0,000	OK	0,000

### 6.1.4.6 Κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αποτελούν στοιχεία που προσφέρουν μεγάλη δυσκαμψία στην κατασκευή έναντι οριζοντίων δυνάμεων. Οι οριζόντιες δυνάμεις που καλούνται να αναλάβουν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι είναι κυρίως οι δυνάμεις του σεισμού και του ανέμου. Αυτές οι δράσεις μεταφέρονται μέσω των οριζόντιων συνδέσμων στα στοιχεία των κατακόρυφων συνδέσμων και αυτά με τη σειρά τους τα μεταφέρουν στο έδαφος. Σκοπός του σχεδιασμού των κατακόρυφων συνδέσμων είναι να μεταφέρουν τα οριζόντια αυτά φορτία στο έδαφος.

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας του συγκεκριμένου κτιρίου έχουν διαμορφωθεί με κοίλες τετραγωνικές διατομές 150.8, 180.8, 200.8, 200.10 και οι μέγιστοι συντελεστές εκμετάλλευσής τους παρουσιάζονται κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσεων.

#### 6.1.4.6.1 Διατομή 200.8



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

Level: STORY1 Element: D834 Station Loc: 5,211 Section ID: 200.8

Element Type: Braced Frame

Classification: Class 1

$L=10,423$

$A=0,006$   $I_{22}=3,781E-05$   $I_{33}=3,781E-05$   $W_{pl22}=4,426E-04$   $W_{pl33}=4,426E-04$

$W_{el22}=3,781E-04$   $W_{el33}=3,781E-04$   $i_{22}=0,078$   $i_{33}=0,078$

$E=200000000,00$   $f_y=235000,00$

$RLLF=1,000$

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is 0,921 = 0,835 + 0,069 + 0,017

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo SEISMB4	-1160,391	-2,137	4,297	-1,604	0,825

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.62)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	1160,391	1389,590	1443,840	1389,590	1389,590

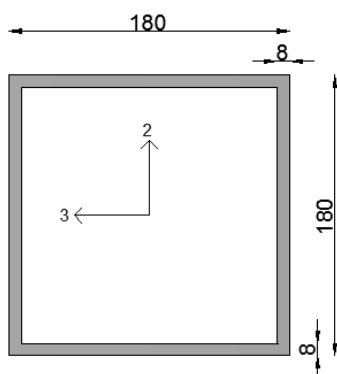
	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	2,137	104,017	104,017	104,017
Minor Bending	4,297	104,017	104,017	

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	0,500	0,500	1,136	0,960		1,000
Minor Bending	0,500	0,500	1,136		1,001	

SHEAR DESIGN

	V <sub>ed</sub>	V <sub>c,Rd</sub>	Stress	Status	T <sub>ed</sub>
Major Bending	1,604	434,167	0,004	OK	0,000
Minor Bending	0,825	434,167	0,002	OK	0,000

6.1.4.6.2 Διατομή 180.8



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

Level: STORY2 Element: D835 Station Loc: 5,234 Section ID: 180.8

Element Type: Braced Frame

Classification: Class 1

L=10,468

A=0,006 I<sub>22</sub>=2,72E-05 I<sub>33</sub>=2,72E-05 W<sub>pl22</sub>=E3,553-04 W<sub>pl33</sub>=3,553E-04

W<sub>el22</sub>=3,022E-04 W<sub>el33</sub>=3,022E-04 i<sub>22</sub>=0,070 i<sub>33</sub>=0,070

E=200000000,00 f<sub>y</sub>=235000,00

RLLF=1,000

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is 0,722 = 0,669 + 0,039 + 0,015

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo SEISMB4	-822,471	-1,496	2,096	1,355	-0,401

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (6.62)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	822,471	1230,253	1293,44	1230,253	1230,253

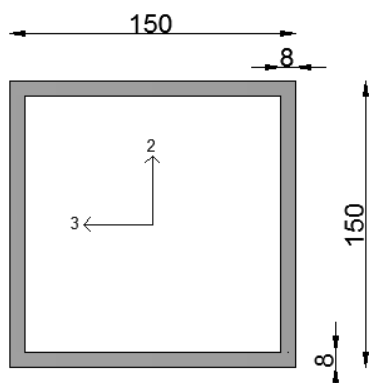
	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	1,496	83,487	83,487	83,487
Minor Bending	2,096	83,487	83,487	

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	0,500	0,500	1,138	0,964		1,000
Minor Bending	0,500	0,500	1,535		0,921	

SHEAR DESIGN

	V <sub>ed</sub>	V <sub>c,Rd</sub>	Stress	Status	T <sub>ed</sub>
Major Bending	1,355	390,751	0,003	OK	0,000
Minor Bending	0,401	390,751	0,001	OK	0,000

6.1.4.6.3 Διατομή 150.8



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY3 Element: D835 Station Loc: 4,610 Section ID: 150.8  
 Element Type: Braced Frame Classification: Class 1

L=10,746

A=0,005 I<sub>22</sub>=1,532E-05 I<sub>33</sub>=1,532E-05 W<sub>pl22</sub>=2,422E-04 W<sub>pl33</sub>=2,422E-04

E=200000000,00 f<sub>y</sub>=235000,00

RLLF=1,000

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is 0,150 = 0,114 + 0,024 + 0,012

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo SEISMB4	-122,002	-1,348	-0,669	1,05	0,145

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (6.2)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	122,002	1067,84	1067,84	1067,84	1067,84

	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	1,348	56,923	56,923	56,923
Minor Bending	0,669	56,923	56,923	

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	0,500	0,500	1,035	0,992		1,000
Minor Bending	0,500	0,500	1,091		0,665	

SHEAR DESIGN

	V <sub>ed</sub>	V <sub>c,Rd</sub>	Stress	Status	T <sub>ed</sub>
Major Bending	1,050	325,626	0,003	OK	0,000
Minor Bending	0,145	326,626	0,000	OK	0,000

## 6.2 Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας

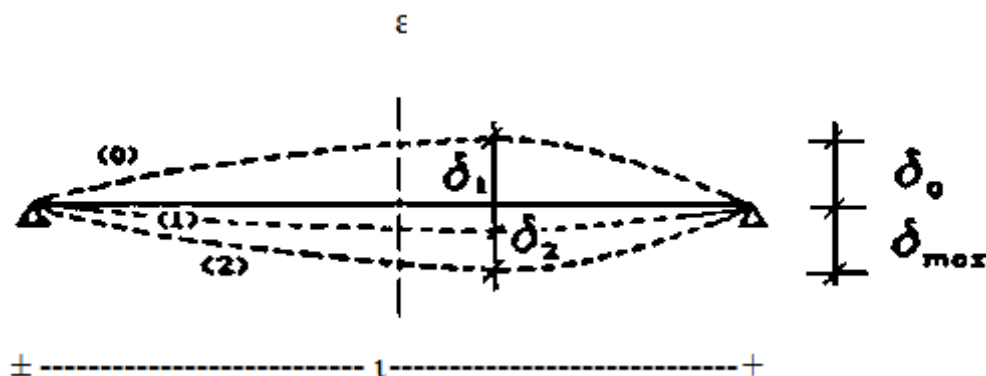
### 6.2.1 Γενικά

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αφορά γενικά την εξασφάλιση ότι οι μετακινήσεις και οι στροφές δεν είναι υπερβολικές υπό κανονικές συνθήκες χρήσης. Σε ορισμένες περιπτώσεις είναι επίσης αναγκαίο να εξασφαλιστεί ότι η κατασκευή δεν υπόκειται σε υπερβολικές ταλαντώσεις. Περιπτώσεις όπου αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικό, περιλαμβάνουν κατασκευές εκτεθειμένες σε σημαντικές δυναμικές καταπονήσεις ή εκείνες που εξυπηρετούν ευαίσθητο εξοπλισμό. Τόσο οι μετακινήσεις όσο και οι ταλαντώσεις συνδέονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή της κατασκευής. Για κατασκευές από χάλυβα, επαρκής δυσκαμψία εξασφαλίζεται γενικά υπολογίζοντας τις μετακινήσεις και εξασφαλίζοντας ότι αυτές είναι μικρότερες από τα προκαθορισμένα όρια. Επειδή οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στην συμπεριφορά του φορέα υπό συνθήκες φορτίσεως λειτουργίας, ο έλεγχος γίνεται με τους αντίστοιχους

συνδυασμούς φορτίων και με βάση την ελαστική ανάλυση ανεξάρτητα από την ανάλυση που έχει χρησιμοποιηθεί για τον σχεδιασμό στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Οι υπερβολικές μετατοπίσεις είναι δυνατόν να προκαλέσουν ένα πλήθος ανεπιθύμητων αποτελεσμάτων τόσο αισθητικών αλλά κυρίως λειτουργικών. Μερικά από αυτά είναι οι ζημιές στα τελειώματα και τα υλικά πλήρωσης (χωρίσματα) της κατασκευής (ειδικά όταν χρησιμοποιούνται εύθραυστα υλικά, όπως γυαλί γύψινες κατασκευές και ασβεστοκονίαμα), οι συσσωρεύσεις νερού σε επίπεδες στέγες, η δυσχέρεια στη λειτουργία γερανογεφυρών, η οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις, αλλαγές στην στατική λειτουργία του φορέα, που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

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



Το συνολικό βέλος  $\delta_{max}$  ισούται με:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

όπου:

$\delta_{max}$  : το συνολικό βέλος κάμψης στην τελική κατάσταση σε σχέση με την ευθεία γραμμή που ενώνει τις στηρίξεις.

$\delta_0$  : το αρχικό αντιβέλος κάμψης στη αφόρτιστη κατάσταση

$\delta_1$  : το βέλος λόγω μονίμων φορτίων

$\delta_2$  : το βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων

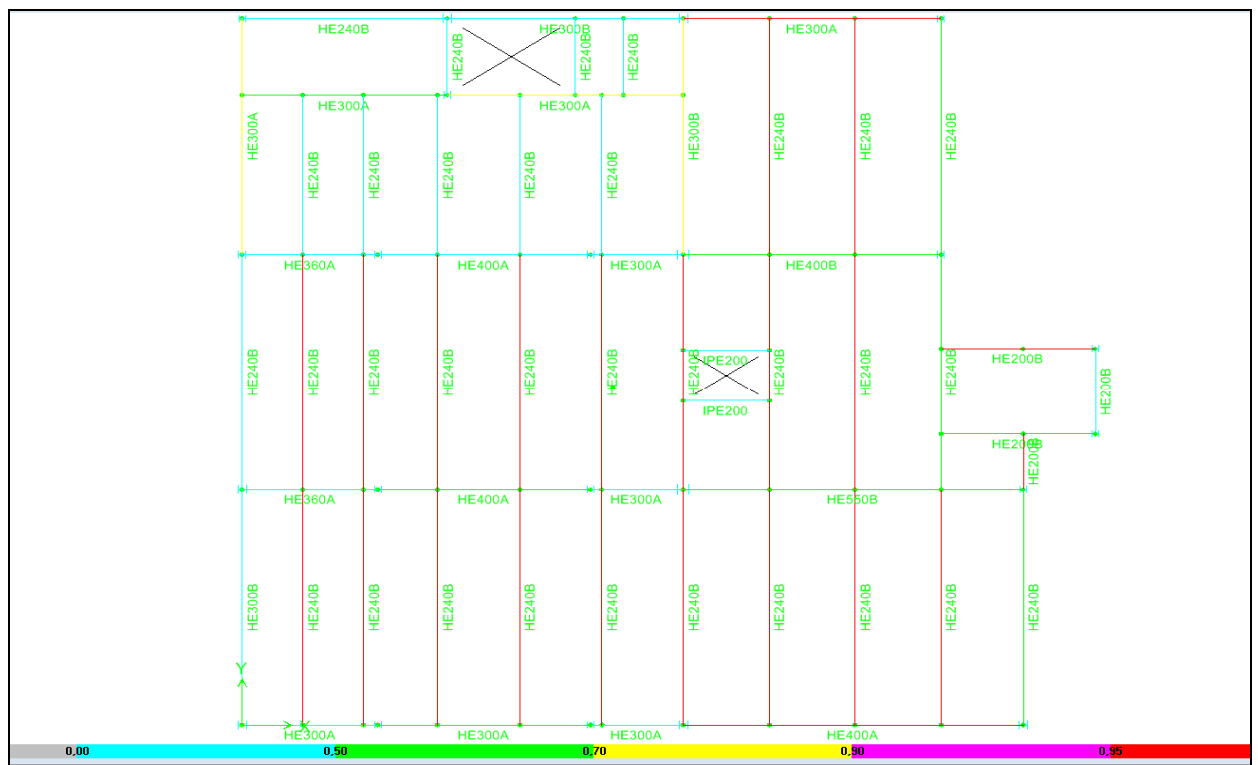
Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι μέγιστες αποδεκτές τιμές των βελών κάμψης.

Φορέας	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Μη βατές στέγες	L/200	L/250
Πατώματα και βατές στέγες	L/250	L/300

Πίνακας 6.5: Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης

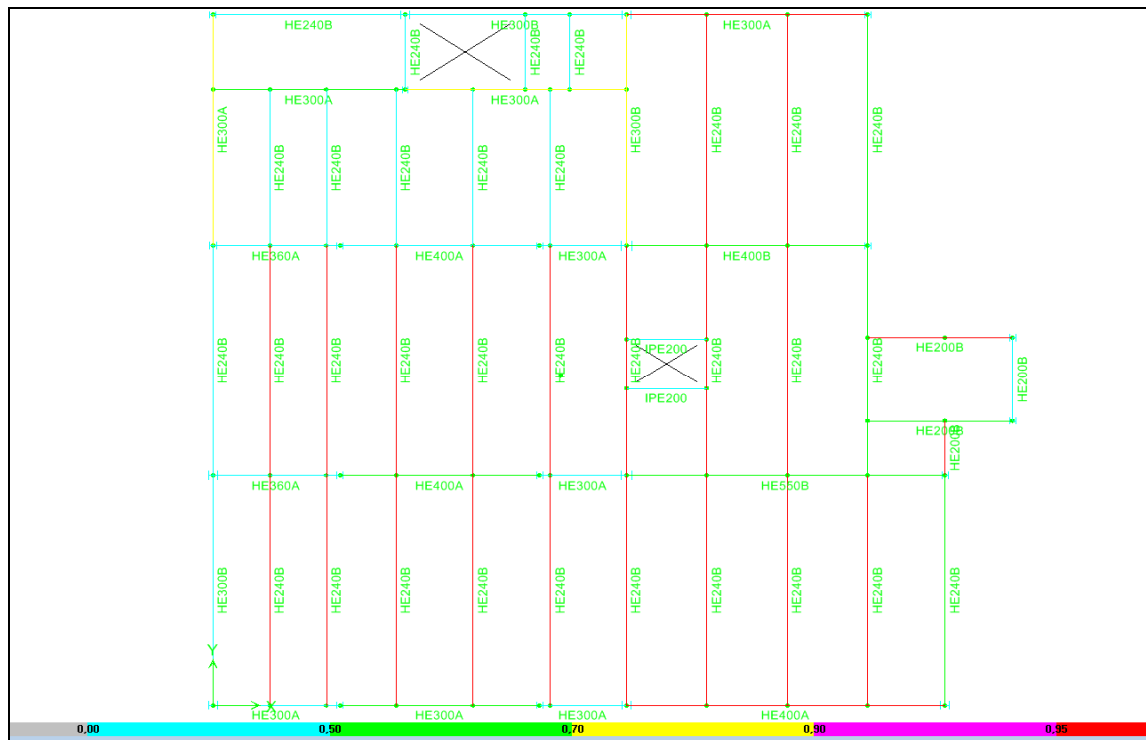
### 6.2.2 Έλεγχος της κατασκευής

Όπως φαίνεται παρακάτω, στην κάτοψη 1<sup>ου</sup> ορόφου, 2<sup>ου</sup> ορόφου και στέγης πολλές διαδοκίδες και τεγίδες αστοχούν στον έλεγχο σε λειτουργικότητα (αυτές που είναι χρωματισμένες με κόκκινο χρώμα).

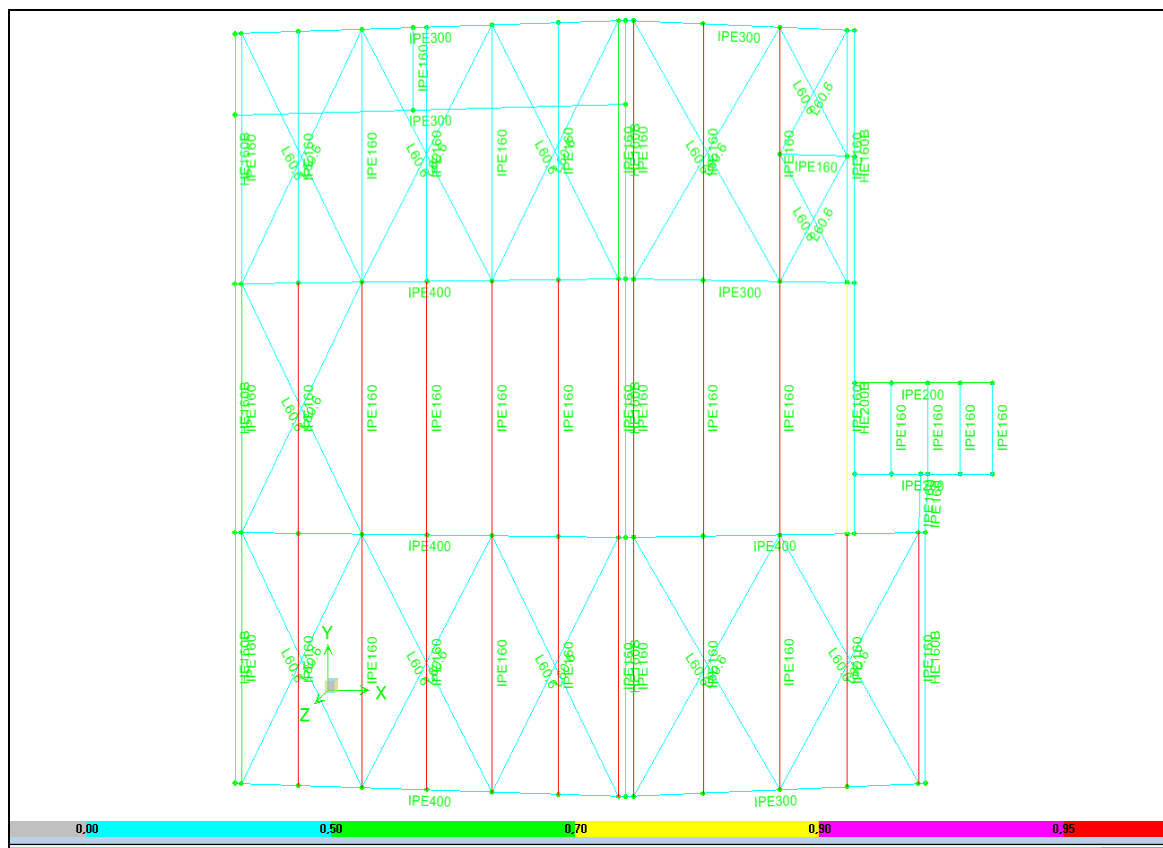


Σχήμα 6.2: Κάτοψη 1<sup>ου</sup> ορόφου, συντελεστές εκμετάλλευσης μελών σε έλεγχο σε λειτουργικότητα

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ



Σχήμα 6.3: Κάτοψη 2<sup>ου</sup> ορόφου, συντελεστές εκμετάλλευσης μελών σε έλεγχο σε λειτουργικότητα



Σχήμα 6.4: Κάτοψη στέγης, συντελεστές εκμετάλλευσης μελών σε έλεγχο σε λειτουργικότητα

Το πρόβλημα αυτό θα αντιμετωπιστεί δίνοντας στα μέλη που αστοχούν ένα αρχικό αντιβέλος κατά τη φάση κατασκευής του έργου.

### Υπολογισμός αντιβέλους διαδοκίδων

Το αντιβέλος που δίδεται στις δοκούς που αστοχούν στον έλεγχο σε λειτουργικότητα ισούται συνήθως με το βέλος κάμψης που αντιστοιχεί στα μόνιμα φορτία της κατασκευής. Το βέλος κάμψης αμφιέρειστης δοκού δίνεται από τον τύπο:

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I_y}$$

όπου:

$q=6.0\text{kN/m}$ , τα μόνιμα φορτία που φέρει η δοκός (ίδιο βάρος και επικάλυψη)

$L=7.4\text{m}$ , το μήκος της δοκού

$E=21000\text{kN/cm}^2$ , το μέτρο ελαστικότητας

$I_y=11260.0\text{cm}^4$ , ροπή αδράνειας για διατομή HEB240

Οπότε:

$$w = 0.01\text{m}$$

Όπως φαίνεται στο παρακάτω χαρακτηριστικό παράδειγμα ανάλυσης μιας διαδοκίδας στην ΟΚΛ το αντιβέλος αυτός είναι αρκετό ώστε να μην αστοχεί πλέον η δοκός, καθώς πριν αστοχούσε για  $0.033 - 0.030 = 0.003\text{m}$ .

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Deflection Details)

Level: STORY1 Element: B152 Station Loc: 3,985 Section ID: HE240B

Element Type: Braced Frame

Classification: Class 1

$L=7,400$

$A=0,011$   $I_{22}=3,923\text{E-}05$   $I_{33}=1,126\text{E-}04$   $W_{pl22}=4,980\text{E-}04$   $W_{pl33}=0,001$

$W_{el22}=3,269\text{E-}04$   $W_{el33}=9,383\text{E-}04$   $i_{22}=0,061$   $i_{33}=0,103$

$E=200000000,00$

$f_y=355000,00$

$RLLF=0,995$

#### DEFLECTION CHECK (Combo LEITE4)

Type	Consider	Deflection	Limit	Ratio	Status
Live Load	Yes	0,017	0,025	0,682	OK
Total Load	Yes	0,033	0,030	1,129	Not OK



### Υπολογισμός αντιβέλους τεγίδων

Από τον παραπάνω τύπο για τον υπολογισμό του βέλους κάμψης αμφιέριστης δοκού και για  $q=1.27\text{kN/m}$ ,  $L=7.4\text{m}$  και  $I_y=869.3\text{cm}^4$  (διατομή IPE160) προκύπτει:

$$w = 0.027\text{m}$$

Όπως φαίνεται στο παρακάτω χαρακτηριστικό παράδειγμα ανάλυσης μιας τεγίδας στην ΟΚΛ το αντιβέλος αυτό είναι αρκετό ώστε πλέον να μην αστοχεί, καθώς πριν αστοχούσε για  $0.043 - 0.037 = 0.006\text{m}$ .

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Deflection Details)

Level: STORY3 Element: B488 Station Loc: 3,415 Section ID: IPE160

Element Type: Braced Frame

Classification: Class 1

$L=7,400$

$A=0,002$   $I_{22}=0,000$   $I_{33}=8,690\text{E-}06$   $W_{pl22}=2,610\text{E-}05$   $W_{pl33}=1,240\text{E-}04$

$W_{el22}=1,666\text{E-}05$   $W_{el33}=1,086\text{E-}04$   $i_{22}=0,018$   $i_{33}=0,066$

$E=200000000,00$

$f_y=355000,00$

$RLLF=1,000$

DEFLECTION CHECK (Combo LEITE4)

Type	Consider	Deflaction	Limit	Ratio	Status
Live Load	Yes	0,036	0,030	1,208	Not OK
Total Load	Yes	0,043	0,037	1,163	Not OK

### 6.3 Έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση

Για την αποφυγή βλαβών κατά τη διάρκεια ενός σεισμού θα πρέπει μεταξύ άλλων εκτενέστερων ελέγχων να πληρείται ο έλεγχος της γωνιακής παραμόρφωσης. Ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  που λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό των σεισμικών μεγεθών συμμετέχει στον έλεγχο της γωνιακής παραμόρφωσης. Ο ρόλος του είναι εξασφαλίζει περιορισμένες και επιδιορθώσιμες βλάβες στα στοιχεία του φέροντα οργανισμού υπό το σεισμό σχεδιασμού, ενώ συγχρόνως να ελαχιστοποιούνται οι βλάβες για σεισμούς μικρότερης εντάσεως και με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης.

Ο περιορισμός γωνιακής παραμόρφωσης ορόφου είναι  $\gamma < \gamma_{op}$ .

Όπου:

$$\gamma = \frac{q \cdot \Delta_{ελ}}{2.5 \cdot h} \geq \frac{\Delta_{ελ}}{h}$$

q: ο συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

h: το ύψος του ορόφου

$\Delta_{ελ}$ : η σχετική μετακίνηση όπως προκύπτει από την ελαστική ανάλυση

Σε κτίρια με οργανισμό πληρώσεως η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση σε όλους τους περιμετρικούς τοίχους, λαμβανομένης υπόψη και της στροφής των διαδοχικών πλακών περί κατακόρυφο άξονα δεν υπερβαίνει την τιμή 0,005 για τοιχοπληρώσεις. Για λιγότερο ευαίσθητα χωρίσματα (π.χ. χωρίσματα με μεταλλικό σκελετό ) η γωνιακή παραμόρφωση δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 0,007.

Ο έλεγχος πρέπει να γίνεται με τιμές των μετακινήσεων που προκύπτουν από την ελαστική σεισμική ανάλυση, πολλαπλασιασμένες επί τον λόγο  $q / 2.5$  που δεν πρέπει να λαμβάνεται μικρότερος από 1.00. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε σεισμό μικρότερης έντασης και μεγαλύτερης συχνότητας εμφάνισης από τον σεισμό σχεδιασμού.

Όπως προκύπτει από την ανάλυση του προγράμματος η μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση προκύπτει κατά τον σεισμικό συνδυασμό δράσης SEISMB4 (βλ. Παράρτημα, πίνακας Π.1).

$$\gamma = \frac{\Delta_{ελ}}{h} = \frac{0.0047}{3.4} = 0.0014 < 0.005$$

## 6.4 Έλεγχος δοκού κυλίσεως

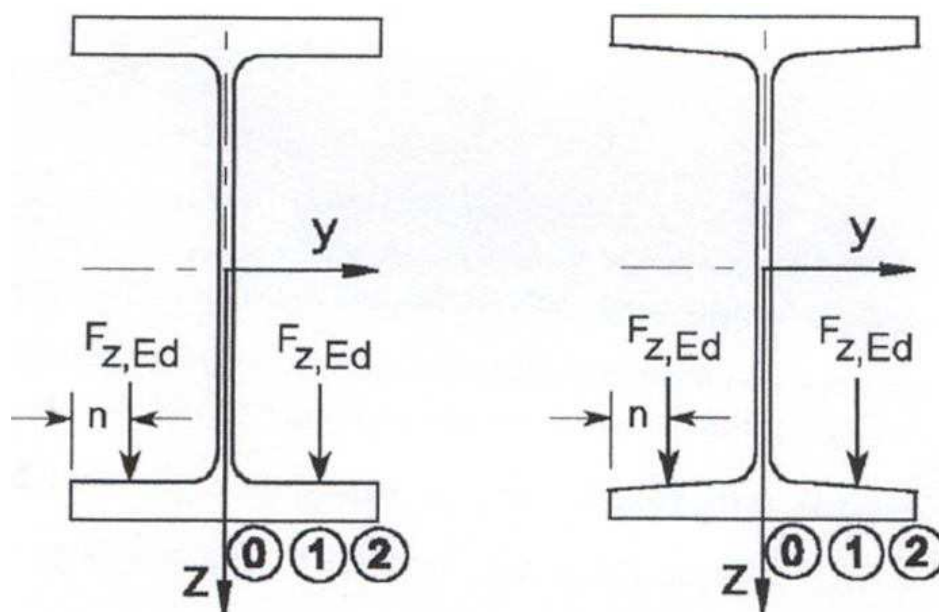
### 6.4.1 Οριακή κατάσταση αστοχίας

#### 6.4.1.1 Τοπικές καμπτικές τάσεις στο κάτω πέλμα λόγω φορτίων τροχού

Η ακόλουθη μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό των καμπτικών τάσεων στο κάτω πέλμα ενός διπλού ταυ, λόγω των φορτίων τροχού που εφαρμόζονται στο κάτω πέλμα.

Οι τάσεις εκ κάμψεως που οφείλονται στα φορτία τροχού, όταν αυτά εφαρμόζονται σε θέσεις που απέχουν περισσότερο από  $b$  από το άκρο της δοκού, όπου  $b$  είναι το πλάτος του πέλματος, μπορεί να προσδιορίζονται στις τρεις θέσεις που φαίνονται στο σχήμα 6.5:

- θέση 0: μετάβαση από τον κορμό στο πέλμα
- θέση 1: άξονας κίνησης του φορτίου τροχού
- θέση 2: άκρο του πέλματος



Σχήμα 6.5: Θέσεις προσδιορισμού των τάσεων που οφείλονται στα φορτία τροχού

Υπό την προϋπόθεση ότι η απόσταση  $x_w$  κατά το μήκος της δοκού κυλίσεως μεταξύ γειτονικών φορτίων τροχών δεν είναι μικρότερη από  $1.5b$ , όπου  $b$  είναι το πλάτος του πέλματος της δοκού, η τοπική κατά μήκος τάση από κάμψη  $\sigma_{0X,Ed}$  και η εγκάρσια τάση από κάμψη  $\sigma_{0Y,Ed}$  στο κάτω πέλμα της δοκού λόγω της εφαρμογής ενός φορτίου τροχού απέχοντος από το άκρο της δοκού περισσότερο από  $b$  μπορεί να λαμβάνεται από:

$$\sigma_{0X,Ed} = c_X \cdot F_{z,Ed} / t_1^2$$

$$\sigma_{0Y,Ed} = c_Y \cdot F_{z,Ed} / t_1^2$$

όπου:

$F_{z,Ed}$  είναι το κατακόρυφο φορτίο τροχού από τη γερανογέφυρα

$t_1$  είναι το πάχος του πέλματος στον άξονα κίνησης του φορτίου τροχού

$c_x$  και  $c_y$  συντελεστές για τον προσδιορισμό των κατά μήκος και εγκάρσιων τάσεων εκ κάμψεως στις θέσεις 0, 1 και 2 που φαίνονται στο σχήμα 6.5. Προσδιορίζονται από τον πίνακα 6.5 ανάλογα με το αν η δοκός έχει ισοπαχή ή μεταβλητού πάχους πέλματα και με την τιμή του λόγου  $\mu$  που δίνεται από τη σχέση:

$$\mu = 2 \cdot n / (b - t_w)$$

όπου:

$n$  είναι η απόσταση του άξονα κίνησης του φορτίου τροχού από το ελεύθερο άκρο του πέλματος

$t_w$  είναι το πάχος του κορμού

Τάση	Δοκοί με ισοπαχή πέλματα	Δοκοί με πέλματα μεταβλητού πάχους (βλέπε σημείωση)
Διαμήκης τάση από κάμψη $\sigma_{ox,Ed}$	$c_{x0} = 0,050 - 0,580\mu + 0,148e^{3,015\mu}$	$c_{x0} = -0,981 - 1,479\mu + 1,120e^{1,322\mu}$
	$c_{x1} = 2,230 - 1,490\mu + 1,390e^{-18,33\mu}$	$c_{x1} = 1,810 - 1,150\mu + 1,060e^{-7,700\mu}$
	$c_{x2} = 0,730 - 1,580\mu + 2,910e^{-6,000\mu}$	$c_{x2} = 1,990 - 2,810\mu + 0,840e^{-4,690\mu}$
Εγκάρσια τάση από κάμψη $\sigma_{oy,Ed}$	$c_{y0} = -2,110 + 1,977\mu + 0,0076e^{6,530\mu}$	$c_{y0} = -1,096 + 1,095\mu + 0,192e^{-6,000\mu}$
	$c_{y1} = 10,108 - 7,408\mu - 10,108e^{-1,364\mu}$	$c_{y1} = 3,965 - 4,835\mu - 3,965e^{-2,675\mu}$
	$c_{y2} = 0,0 \quad \square$	$c_{y2} = 0,0$
<b>Σημείωση:</b> $c_{xi}$ και $c_{yi}$ είναι θετικά για εφελκυστικές τάσεις στην κατώτερη επιφάνεια του πέλματος.		

**Πίνακας 6.5:** Συντελεστές  $c_{xi}$  και  $c_{yi}$  για τον υπολογισμό των τάσεων στα σημεία  $i = 0, 1$  και  $2$

$$\mu = 2 \cdot 58,75 / (300 - 11) = 0,41$$

$$c_{x0} = 0,32$$

$$c_{x1} = 1,62$$

$$c_{x2} = 0,33$$

$$c_{y0} = -1,18$$

$$c_{y1} = 1,29$$

$$c_{y2} = 0,0$$

Από τις ομάδες φορτίσεων της γερανοδοκού προκύπτει ότι η μέγιστη κατακόρυφη δύναμη που καταπονεί το κάτω πέλμα της είναι  $F_{z,Ed} = 25,4 / 2 = 12,7$  kN

$$t_1 = 19,0\text{mm}$$

Άρα η μέγιστη τάση που καταπονεί το κάτω πέλμα του διπλού ταυ είναι :

$$\sigma_{0X,Ed} = c_X \cdot F_{z,Ed} / t_1^2 = 1.62 \cdot 12.7 \text{ kN} / (19.0 \text{ mm})^2 = 5.70 \text{ kN} / \text{cm}^2 < 23.5 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Επαρκεί.

#### 6.4.1.2 Αντοχή των κάτω πελμάτων σε φορτία τροχού

Η αντοχή σχεδιασμού  $F_{f,Rd}$  του κάτω πέλματος μιας δοκού υπό ένα φορτίο τροχού  $F_{z,Ed}$  προερχόμενο από μία αναρτημένη γερανογέφυρα ή μία μονοτροχιά, βλέπε σχήμα 6.6, μπορεί να προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{f,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot t_f^2 \cdot f_y / \gamma_{M0}}{4 \cdot m} \left[ 1 - \left( \frac{\sigma_{f,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \right]$$

όπου:

$l_{eff}$  είναι το ενεργό μήκος του πέλματος που αντιστέκεται στο φορτίο τροχού

$m$  είναι ο μοχλοβραχίονας από το φορτίο μέχρι τη γένεση του πέλματος

$t_f$  είναι το πάχος του πέλματος

$\sigma_{f,Ed}$  είναι η τάση στη μέση γραμμή του πέλματος η οφειλόμενη στη συνολική εσωτερική ροπή της δοκού

Ο μοχλοβραχίονας  $m$  από το φορτίο τροχού μέχρι τη γένεση του πέλματος, μπορεί να προσδιορίζεται ως εξής :

για ελατές διατομές  $m = 0,5 \cdot (b - t_w) - 0,8 \cdot r - n$

για συγκολλητές διατομές  $m = 0,5 \cdot (b - t_w) - 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot a - n$

όπου:

$a$  είναι το πάχος της εξωραφής

$b$  είναι το πλάτος του πέλματος

$n$  είναι η απόσταση από τον άξονα κίνησης του τροχού στο άκρο του πέλματος

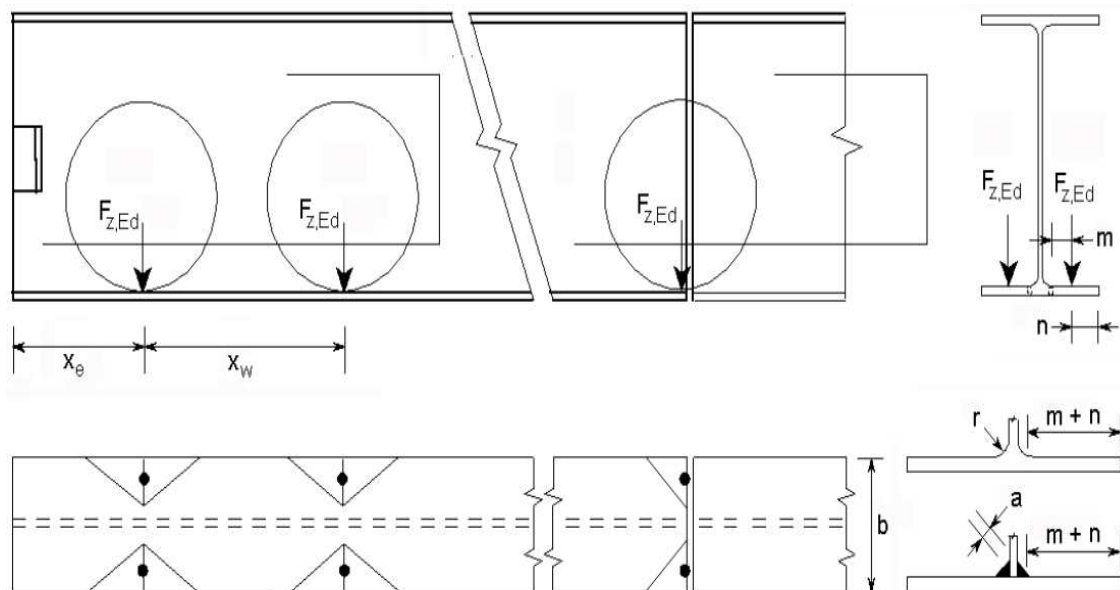
$r$  είναι η ακτίνα συναρμογής κορμού-πέλματος

$t_w$  είναι το πάχος του κορμού

Το ενεργό μήκος του πέλματος  $l_{\text{eff}}$  που αντιστέκεται σε ένα φορτίο τροχού μπορεί να προσδιορίζεται από τον πίνακα 6.6.

Περι- πτωση	Θέση τροχού	$l_{\text{eff}}$
(α)	Τροχός απομακρυσμένος από το άκρο του μέλους	$2(m+n)$
(β)	Τροχός κοντά σε μια μη ενισχυμένη απλή σύνδεση	$4\sqrt{2}(m+n)$ για $x_w \geq 4\sqrt{2}(m+n)$
		$2\sqrt{2}(m+n) + 0,5x_w$ για $x_w < 4\sqrt{2}(m+n)$
(γ)	Τροχός κοντά σε ένα τέρμα διαδρομής σε μια απόσταση $x_e \leq 2\sqrt{2}(m+n)$ από το τέλος του μέλους	$2(m+n) \left[ \frac{x_e}{m} + \sqrt{1 + \left(\frac{x_e}{m}\right)^2} \right]$ αλλά $\leq \sqrt{2}(m+n) + x_e$ για $x_w \geq 2\sqrt{2}(m+n) + x_e$
		$2(m+n) \left[ \frac{x_e}{m} + \sqrt{1 + \left(\frac{x_e}{m}\right)^2} \right]$ αλλά $\leq \sqrt{2}(m+n) + \frac{x_w + x_e}{2}$ για $x_w < 2\sqrt{2}(m+n) + x_e$
(δ)	Τροχός πλησίον ενός άκρου, το οποίο υποστηρίζεται πλήρως είτε εκ των κάτω είτε μέσω μιας συγκολλητής μετωπικής πλάκας, βλέπε σχήμα 6.2, σε μία απόσταση $x_e \leq 2\sqrt{2}(m+n)$ από το άκρο του μέλους	$2\sqrt{2}(m+n) + x_e + \frac{2(m+n)^2}{x_e}$ για $x_w \geq 2\sqrt{2}(m+n) + x_e + \frac{2(m+n)^2}{x_e}$
		$\sqrt{2}(m+n) + \frac{(x_e + x_w)}{2} + \frac{(m+n)^2}{x_e}$ για $x_w < 2\sqrt{2}(m+n) + x_e + \frac{2(m+n)^2}{x_e}$
<p>όπου: <math>x_e</math> είναι η απόσταση από το άκρο του μέλους του άξονα του τροχού; <math>x_w</math> είναι η απόσταση μεταξύ τροχών.</p>		

Πίνακας 6.6: Ενεργό μήκος  $l_{\text{eff}}$



Σχήμα 6.6: Κάμψη του κάτω πέλματος σε θέσεις απομακρυσμένες από τα άκρα και σε μη ενισχυμένες συνδέσεις

Στην περίπτωση μας  $m = 0,5 (300 - 11) - 0,8 \cdot 27 - 58,75 = 64,15 \text{ mm}$

Θεωρείται τροχός απομακρυσμένος από το άκρο του πέλματος, άρα  $l_{\text{eff}} = 2 \cdot (m + n)$   
 $= 2 \cdot (64,15 + 58,75) = 245,8 \text{ mm}$

$t_f = 19,0 \text{ mm}$

$f_y = 23,5 \text{ kN / cm}^2$

$\gamma_{M0} = 1,00$

$$\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{Ed}}{I_{yy}} y_m = \frac{3175}{25170} 14,05 = 1,77 \text{ kN/cm}^2$$

Άρα  $F_{f,RD} = 80,8 \text{ kN} > F_{z,Ed} = 25,4 / 2 = 12,7 \text{ kN}$

Επαρκεί.

### 6.4.1.3 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λογισμό

Εφαρμόζονται οι τύποι της παραγράφου 6.1.3.3.

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

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

$N_{Ed}=3,52\text{kN}$ , θλιπτική δύναμη σχεδιασμού όπως προέκυψε από τις δράσεις επί της δοκού κυλίσεως.

$M_{y,Ed}=31,75\text{kNm}$ , ροπή σχεδιασμού περί τον ισχυρό άξονα της διατομής.

$$M_{z,Ed}=0$$

$$\Delta M_{y,Ed}=0 \text{ και } \Delta M_{z,Ed}=0$$

$$\gamma_{M1}=1.0$$

$$N_{R,k}=A \cdot f_y=149 \cdot 10 \cdot 23.5=3503.85\text{kN}$$

$$M_{y,Rk}=W_{pl,y} \cdot f_y=1869 \cdot 0 \cdot 23.5=43921.5\text{kNcm}$$

Για τον υπολογισμό του  $\chi_{LT}$  εφαρμόζονται οι τύποι της παραγράφου 6.1.3.2.

$$M_{cr}=247942.96\text{kNcm}$$

$$\lambda_{LT}=0.421$$

Καμπύλη λυγισμού C

$$\alpha_{LT}=0.49$$

$$\Phi_{LT}=0.6428$$

$$\chi_{LT}=0.886$$

Για τον υπολογισμό του  $\chi_y$  και  $\chi_z$  εφαρμόζονται οι τύποι της παραγράφου 6.1.3.1.

$$\chi_y=0.83$$

$$\chi_z=0.71$$

$$k_{yy}=0.96$$

$$k_{zy}=0.58$$

$$\frac{3.52}{0.83 \cdot 3503.85} + 0.96 \frac{3175}{0.886 \cdot 43921.5} = 0.08 < 1.0$$

$$\frac{3.52}{0.71 \cdot 3503.85} + 0.58 \frac{3175}{0.886 \cdot 43921.5} = 0.05 < 1.0$$



## 6.4.2 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

### 6.4.2.1 Όρια παραμορφώσεων και μετακινήσεων

Περιγραφή της παραμόρφωσης (παραμόρφωση ή μετακίνηση)	Διάγραμμα
<p>α) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> μιας δοκού κυλίσεως:</p> $\delta_z \leq L/600 \text{ και } \delta_z \leq 25 \text{ mm}$ <p>Η κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_z</math> πρέπει να λαμβάνεται ως η συνολική παραμόρφωση η οφειλόμενη στα κατακόρυφα φορτία, μείον το πιθανό αρχικό αντιβέλος, όπως για το <math>\delta_{\max}</math> στο σχήμα A1.1 του EN 1990.</p>	
<p>β) Διαφορική κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\Delta h_c</math> των δύο δοκών κυλίσεως που υποστηρίζουν μια γερανογέφυρα:</p> $\Delta h_c \leq s/600$	
<p>δ) Κατακόρυφη παραμόρφωση <math>\delta_{\text{pay}}</math> μιας δοκού κυλίσεως, λόγω μιας μονοτροχιάς, οφειλόμενη μόνο στο συγκεντρωμένο φορτίο:</p> $\delta_{\text{pay}} \leq L/500$	

**Πίνακας 6.7: Οριακές τιμές των κατακόρυφων παραμορφώσεων**

Από την ανάλυση του ETABS προκύπτει ότι η μέγιστη κατακόρυφη μετατόπιση της δοκού κυλίσεως είναι  $\delta_z = 4.0 \text{ mm} < L / 600 = 2500 / 600 = 4,17 \text{ mm}$ .

Ο έλεγχος της διαφορικής κατακόρυφης παραμόρφωσης δεν εφαρμόζεται στην περίπτωση μονοτροχιάς.

Η κατακόρυφη παραμόρφωση  $\delta_{\text{pay}}$  της δοκού κυλίσεως λόγω μιας μονοτροχιάς οφειλόμενη μόνο στο συγκεντρωμένο φορτίο από την ανάλυση του ETABS προκύπτει  $\delta_{\text{pay}} = 2.1 \text{ mm} < L / 500 = 2500 / 500 = 5.0 \text{ mm}$

### 6.4.2.2 Αναστρέψιμη συμπεριφορά

Για να εξασφαλιστεί αναστρέψιμη συμπεριφορά, οι τάσεις  $\sigma_{\text{Ed,ser}}$  και  $\tau_{\text{Ed,ser}}$  οι οποίες προκύπτουν από το σχετικό χαρακτηριστικό συνδυασμό φορτίων ή το συνδυασμό που περιέχει το φορτίο δοκιμασίας και οι οποίες έχουν υπολογιστεί λαμβανομένων

υπόψη των αποτελεσμάτων της διατμητικής υστέρησης στα πέλματα μεγάλου πλάτους και των επιρροών δευτέρας τάξεως λόγω παραμορφώσεων (όπως για παράδειγμα οι δευτερεύουσες ροπές στα δικτυώματα) πρέπει να περιορίζονται ως ακολούθως:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq f_y / \gamma_{M,ser}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M,ser}}$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed,ser})^2 + 3(\tau_{Ed,ser})^2} \leq f_y / \gamma_{M,ser}$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed,ser})^2 + (\sigma_{y,Ed,ser})^2 - (\sigma_{x,Ed,ser})(\sigma_{y,Ed,ser}) + 3(\tau_{Ed,ser})^2} \leq f_y / \gamma_{M,ser}$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed,ser})^2 + (\sigma_{z,Ed,ser})^2 - (\sigma_{x,Ed,ser})(\sigma_{z,Ed,ser}) + 3(\tau_{Ed,ser})^2} \leq f_y / \gamma_{M,ser}$$

όπου:

$\sigma_{x,Ed,ser}$  είναι η ορθή τάση στην κατά μήκος διεύθυνση

$\sigma_{y,Ed,ser}$  είναι η ορθή τάση στην πλευρική διεύθυνση

$\sigma_{z,Ed,ser}$  είναι η ορθή τάση στην εγκάρσια διεύθυνση

$\tau_{Ed,ser}$  είναι η συνυπάρχουσα διατμητική τάση

$$\gamma_{M,ser} = 1.0$$

$$\sigma_{x,Ed,ser} = 1.89 + 5.70 = 7.59 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{y,Ed,ser} = 4.54 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_{z,Ed,ser} = 0$$

$$\tau_{Ed,ser} = 0.27 \text{ kN / cm}^2$$

Άρα οι παραπάνω τύποι γίνονται:

$$0.27 \leq 13.57$$

$$7.60 \leq 23.5$$

$$6.63 \leq 23.5$$

$$7.60 \leq 23.5$$

### 6.4.2.3 Ταλάντωση του κάτω πέλματος

Η δυνατότητα αξιόλογης πλευρικής ταλάντωσης του κάτω πέλματος αμφιέριστων δοκών κυλίσεως, που προκαλείται από τη λειτουργία ή την κίνηση του φορείου, πρέπει να αποφεύγεται.

Η παραπάνω απαίτηση μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται εάν η λυγηρότητα  $L/i_z$  του κάτω πέλματος δεν είναι μεγαλύτερη από 250, όπου  $i_z$  είναι η ακτίνα αδρανείας του κάτω πέλματος και  $L$  η απόσταση μεταξύ διαδοχικών πλευρικών εξασφαλίσεων.

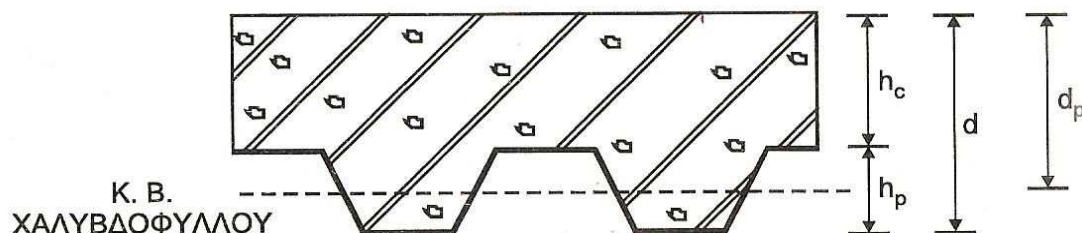
Στην περίπτωση μας  $i_z = 8.66\text{cm}$  και  $L = 2.5\text{m}$

Άρα  $\lambda = 250.0 / 8.66 = 28.86 < 250$  Επαρκεί.

## 6.5 Έλεγχος σύμμικτων πλακών

### 6.5.1 Αντοχές σύμμικτων πλακών

Οι σύμμικτες πλάκες υποβάλλονται σε φορτία τόσο κάθετα όσο και παράλληλα στο επίπεδό τους. Στην πρώτη περίπτωση λειτουργούν ως «πλάκες», ενώ στη δεύτερη περίπτωση ως «διαφράγματα». Για φορτία κάθετα στο επίπεδό τους λειτουργούν ως διέριστες πλάκες. Από στατική επομένως άποψη συμπεριφέρονται ως δοκοί για τις οποίες πρέπει να προσδιοριστούν οι ροπές και τέμνουσες αντοχής καθώς και επειδή πρόκειται για σύμμικτα στοιχεία, η μεταφορά της διαμήκου διάτμησης. Στην περίπτωση επιβολής σημαντικών συγκεντρωμένων δυνάμεων υπάρχει κίνδυνος διάτμησης της πλάκας, έναντι της οποίας πρέπει να προσδιοριστεί η αντίσταση.



Για τα ελάχιστα πάχη των σύμμικτων πλακών ισχύουν οι εξής περιορισμοί:

- Συνολικό ελάχιστο πάχος:  $\min d = 80\text{mm}$
- Ελάχιστο πάχος πάνω από το χαλυβδόφυλλο:  $\min h_c = 40\text{mm}$

Εάν οι αυλακώσεις της πλάκας είναι παράλληλες στη διεύθυνση της σιδηροδοκού και η πλάκα συμμετέχει στη λειτουργία της δοκού, ή αν η πλάκα πρέπει να εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία – πράγμα που ισχύει πάντα στα κτίρια – τότε τα αντίστοιχα ελάχιστα πάχη είναι  $\min d = 90\text{mm}$ ,  $\min h_c = 50\text{mm}$ .

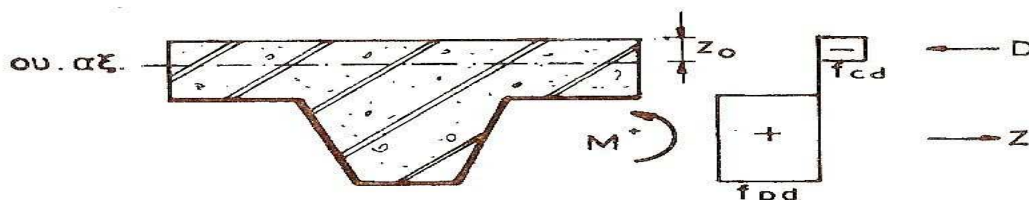
Όσον αφορά στον προσδιορισμό των δρώντων εντατικών μεγεθών, γίνεται με ελαστική ανάλυση, επειδή οι διατομές των χαλυβδόφυλλων είναι συνήθως κατηγορίας 3 ή 4. Επιτρέπεται όμως η ανακατανομή των ροπών στηρίξεων μέχρι 30%, αν η ανάλυση βασίζεται σε αρηγμάτωτες διατομές.

### *Αντοχή έναντι θετικών ροπών κάμψης*

Η παραλαβή θετικών ροπών κάμψης γίνεται μέσω θλίψης του σκυροδέματος και εφελκυσμού του χαλυβδόφυλλου. Η σχετική πλαστική ροπή αντοχής βρίσκεται, εξετάζοντας ένα φάτνωμα χαλυβδόφυλλου πλάτους  $b$  στην οριακή κατάσταση.

### *Ουδέτερος άξονας πάνω από τα χαλυβδόφυλλα.*

Αποτελεί την πιο συνηθισμένη περίπτωση σύμμικτων πλακών, ιδιαίτερα όταν το ύψος του χαλυβδόφυλλου είναι μικρό.



Σχήμα 6.7: Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές & Ο.Α. πάνω από τα χαλυβδόφυλλα

-Θλιπτική δύναμη:  $D = b \cdot z_0 \cdot f_{cd}$

-Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_p \cdot f_{pd}$

-Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη:  $D = Z \rightarrow z_0 = A_p \cdot f_{pd} / (b \cdot f_{cd}) \leq h_c$

-Πλαστική ροπή:  $M_{pl,rd}^+ = Z \cdot (z_p - z_0 / 2)$

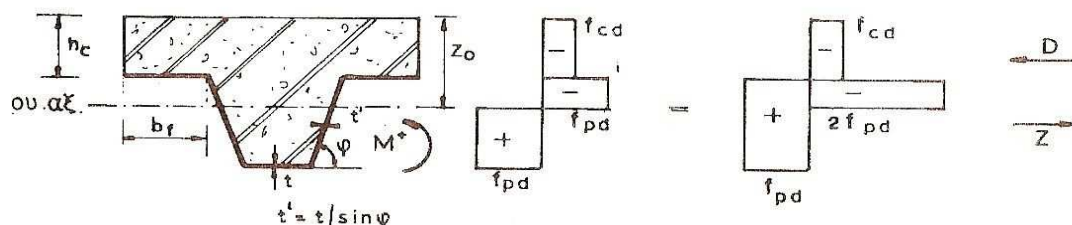
όπου:

$A_p$  : εμβαδόν χάλυβα χαλυβδόφυλλων

$z_p$  : θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου

**Ουδέτερος άξονας μέσα στα χαλυβδόφυλλα**

Ο υπολογισμός γίνεται με βάση το δεξιά διάγραμμα τάσεων. Προσεγγιστικά, και αν αγνοηθεί η συμβολή του σκυροδέματος εντός του χαλυβδόφυλλου, η πλαστική οριακή ροπή βρίσκεται ως εξής:



**Σχήμα 6.8: Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για θετικές ροπές & Ο.Α. μέσα στα χαλυβδόφυλλα**

-Θλιπτική δύναμη:  $D = 2f_{pd} \cdot 2b_f \cdot t + 2f_{pd} \cdot t' \cdot (z_0 - h_c - t) + f_{cd} \cdot b \cdot h_c$

-Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_p \cdot f_{pd}$

-Θέση ουδέτερου άξονα:  $z_0 = h_c + t + (Z - f_{cd} \cdot b \cdot h_c - 2f_{pd} \cdot 2b_f \cdot t) / (2f_{pd} \cdot t') > h_{ct} \cdot t$

-Πλαστική ροπή:  $M_{pl,rd}^+ = Z \cdot (z_p - h_c / 2) - 2f_{pd} \cdot 2b_f \cdot (h_c + t) / 2 - 2f_{pd} \cdot t' \cdot (z_0 - h_c - t) \cdot (t + z_0) / 2$

όπου:

$A_p$  : εμβαδόν χάλυβα χαλυβδόφυλλων

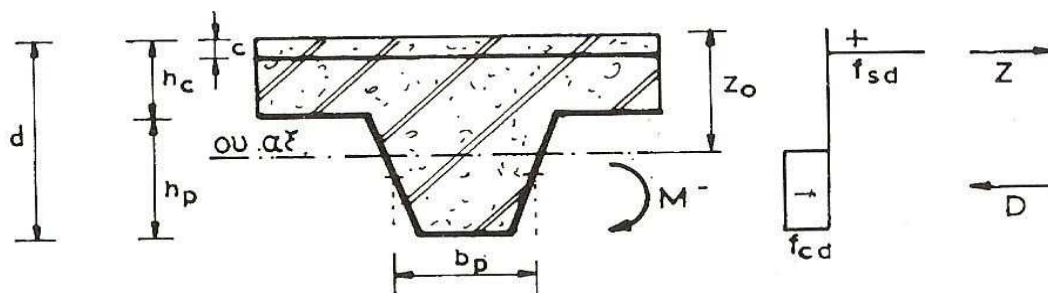
$z_p$  : θέση κέντρου βάρους χαλυβδόφυλλου

$t$  : πάχος χαλυβδόφυλλου

$t' = 2t / \sin\phi$

**Αντοχή έναντι αρνητικών ροπών κάμψης**

Η διατομή μπορεί να προσομοιωθεί ως μια διατομή οπλισμένου σκυροδέματος αποτελούμενη από το σιδηροπλισμό της πλάκας και το σκυρόδεμα, όπου προσεγγιστικά η συμμετοχή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται.



Σχήμα 6.9: Κατανομή τάσεων στη διατομή σύμμικτης πλάκας για αρνητικές ροπές

-Εφελκυστική δύναμη:  $Z = A_s \cdot f_{sd}$

-Θλιπτική δύναμη:  $D = b_p \cdot (d - z_0) \cdot f_{cd}$

-Θέση ουδέτερου άξονα:  $z_0 = d - Z / (b_p \cdot f_{cd})$

-Πλαστική ροπή:  $M_{pl,rd}^- = Z \cdot [z_0 - c + (d - z_0) / 2]$

όπου:

$A_s$  : εμβαδόν σιδηροπλισμού πλάκας

$b_p$  : μέσο πλάτος κυψέλης χαλυβδόφυλλου

$c$  : επικάλυψη οπλισμού πλάκας

### Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων

Η αντοχή της πλάκας έναντι τεμνουσών δίνεται από τον αντίστοιχο τύπο αντοχής στοιχείων  $V_{RD1}$  σύμφωνα με τον ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος, όπου τα χαλυβδόφυλλα συμβάλλουν ως διαμήκης εφελκόμενος οπλισμός. Η ισοδύναμη δοκός έχει διαστάσεις  $b_0 \cdot d_p$  όπου:

$b_0$  : μέσο πλάτος κυψέλης

$d_p$  : ισοδύναμο ύψος πλάκας

οπότε η αντίσταση σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση

$$V_{Rd} = b_0 \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} \cdot k_v \cdot (1,2 + 40\rho)$$

Όπου:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctk} \cdot 0,05 / \gamma_c$$

$$\rho = A_p / b_0 \cdot d_p < 2\% \text{ (ποσοστό διαμήκους οπλισμού)}$$

$A_p$  : εμβαδόν χαλυβδόφυλλου

$$K_v = 1,6 - d_p > 1, \text{ } d_p \text{ σε [m]}$$

### *Αντοχή έναντι διαμήκους διάτμησης*

Η διαμήκης διάτμηση δημιουργείται στη διεπιφάνεια χαλυβδόφυλλων-σκυροδέματος των σύμμικτων πλακών.

#### Σύμμικτες πλάκες χωρίς ακραία αγκύρωση

Η μεταφορά της διαμήκους διάτμησης εξασφαλίζεται με κατάλληλη διαμόρφωση των χαλυβδόφυλλων με εγκοπές, ώστε να αυξάνεται η συνάφεια μεταξύ χαλυβδόφυλλου και σκυροδέματος. Συνεπώς, η σχετική αντίσταση πρέπει να προσδιοριστεί μέσω κατάλληλων πειραμάτων. Με βάση τα αποτελέσματα των πειραμάτων, εκδίδονται πιστοποιητικά καταλληλότητας για τα διάφορα χαλυβδόφυλλα, τα οποία περιγράφουν το είδος και το πεδίο εφαρμογής τους, εφόσον επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν ως σύμμικτες πλάκες. Ο Ευρωκώδικας 4 δίνει και μια αναλυτική σχέση προσδιορισμού της αντίστασης σε διαμήκη διάτμηση εφόσον χρησιμοποιηθούν αποτελέσματα πειραμάτων όπως περιγράφονται στον κανονισμό. Από τα αποτελέσματα των πειραμάτων προσδιορίζονται δύο χαρακτηριστικές τάσεις  $m$  και  $k$ , η δε αντίσταση σε διαμήκη διάτμηση προσδιορίζεται από τη σχέση:  $V_{1,Rd} = (b \cdot d_p / \gamma_v) \cdot [m \cdot A_p / (b \cdot I_s) + k_w]$

Όπου :

$b$  : χαρακτηριστικό πλάτος της πλάκας

$d_p$  : ύψος της πλάκας

$A_p$  : εμβαδόν χαλυβδόφυλλου

$\gamma_v=1,25$  (επιμέρους συντελεστής ασφαλείας)

$I_s$  : διατμητικό άνοιγμα πλάκας

Το διατμητικό άνοιγμα πλάκας είναι ένα ισοδύναμο μήκος του φορέα, στο οποίο αναπτύσσεται σταθερά τέμνουσα, έτσι ώστε σε κάθε κρίσιμο μήκος του φορέα το εμβαδόν του ισοδύναμου διαγράμματος τεμνουσών να είναι ίσο με το εμβαδόν του πραγματικού διαγράμματος τεμνουσών.

#### Σύμμικτες πλάκες με ακραία αγκύρωση

Η αντίσταση σε διαμήκη διάτμηση προσδιορίζεται πειραματικά ή αναλυτικά ως το άθροισμα της αντίστασης της πλάκας χωρίς ακραίες αγκυρώσεις και της

αντίστασης των ακραίων αγκυρώσεων. Η τελευταία δίνεται για την περίπτωση χρήσης διατμητικών ήλων, ως ακραίων αγκυρώσεων από τη σχέση:

$$V_{l,Rd} = \min \{P_{Rd}, P_{b,Rd}\}$$

Όπου:

$P_{Rd}$  : αντίσταση διατμητικού ήλου

$P_{b,Rd} = k_{\varphi} \cdot d_3 \cdot t \cdot f_{pd}$  (αντίσταση χαλυβδόφυλλου)

$$k_{\varphi} = 1 + a / d_3 \leq 4$$

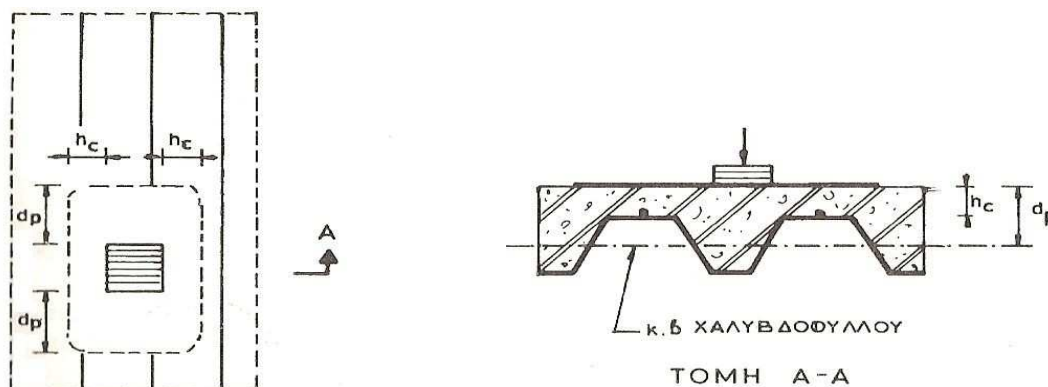
$d_3$  : διάμετρος ραφής στη βάση του συνδέσμου

$t$  : πάχος φύλλου

$a$  : απόσταση ήλου από το άκρο του φύλλου  $\geq 2d_3$

### Αντοχή έναντι διάτρησης

Οι σύμμικτες πλάκες κινδυνεύουν, όπως οι πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος, από διάτρηση στην περιοχή εφαρμογής συγκεντρωμένων φορτίων. Η αντοχή σε διάτρηση προσδιορίζεται με διαδικασίες ανάλογες αυτών που ακολουθούνται για τις πλάκες σκυροδέματος.



Σχήμα 6.10: Κρίσιμη περίμετρος για τη διάτρηση της σύμμικτης πλάκας

$$V_{p,Rd} = C_p \cdot h_c \cdot \tau_{Rd} \cdot k_v \cdot (1,2 + 40\rho)$$

Όπου  $C_p$ =περίμετρος κρίσιμης διατομής



### 6.5.2 Έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται για να δειχθεί ότι το έργο πληροί τις απαιτήσεις χρήσης, η εμφάνισή του παραμένει ικανοποιητική καθώς και η ανθεκτικότητα δεν υποβαθμίζεται με το χρόνο. Τα βασικά κριτήρια λειτουργικότητας στις σύμμικτες κατασκευές είναι:

#### 1) Παραμορφώσεις

Οι παραμορφώσεις πρέπει να περιορίζονται στο βαθμό που δεν επηρεάζουν την εμφάνιση και τη λειτουργικότητα του έργου ή δεν προκαλούν βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία.

	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Στέγες γενικώς	1/200	1/250
Πατώματα γενικώς	1/250	1/300
Πατώματα που φέρουν ευαίσθητα διαχωριστικά	1/250	1/350
$\delta_{max}$ = τελικό βέλος από την οριζόντιο $\delta_2$ = πρόσθετο βέλος λόγω μεταβλητών δράσεων και χρονίων παραμορφώσεων Για προβόλους το μήκος $l$ είναι ίσο με το μισό του ανοίγματος		

Πίνακας 6.8: Οριακές τιμές παραμορφώσεων

#### 2) Ρηγμάτωση

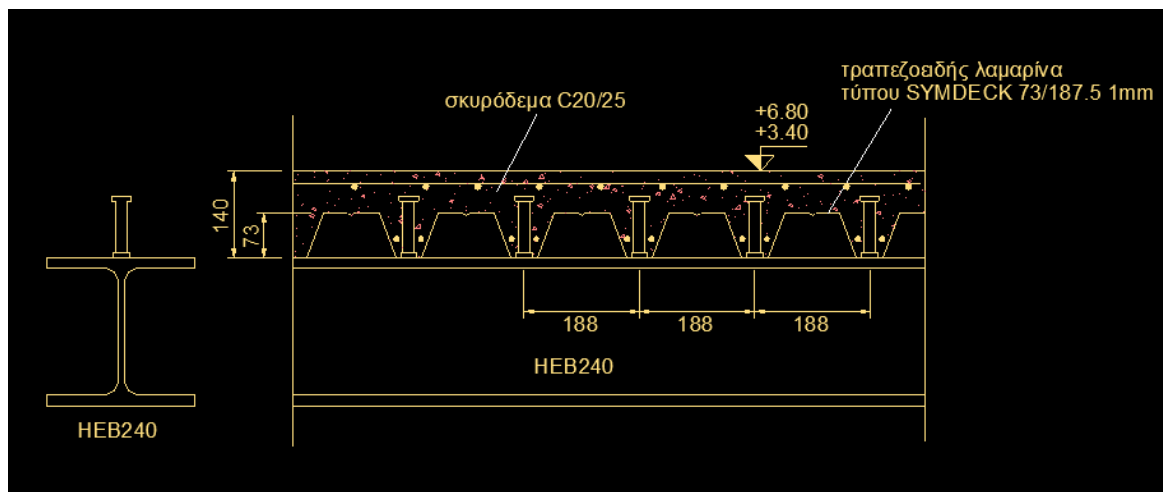
Ο σκοπός του ελέγχου σε ρηγμάτωση, δεν είναι η αποφυγή της ρηγμάτωσης, αλλά ο περιορισμός της σε μικρές τιμές πλάτους των ρωγμών και η όσο το δυνατόν ομοιόμορφη κατανομή της. Συνεπώς, ο λογιστικός έλεγχος σε ρηγμάτωση περιλαμβάνει προσδιορισμό του ανοίγματος των ρωγμών και σύγκρισή τους με το επιτρεπόμενο άνοιγμα.

#### 3) Ταλαντώσεις

Η ευαισθησία της σύμμικτης πλάκας έναντι ταλαντώσεων πρέπει να ελέγχεται με τις υπάρχουσες προδιαγραφές.

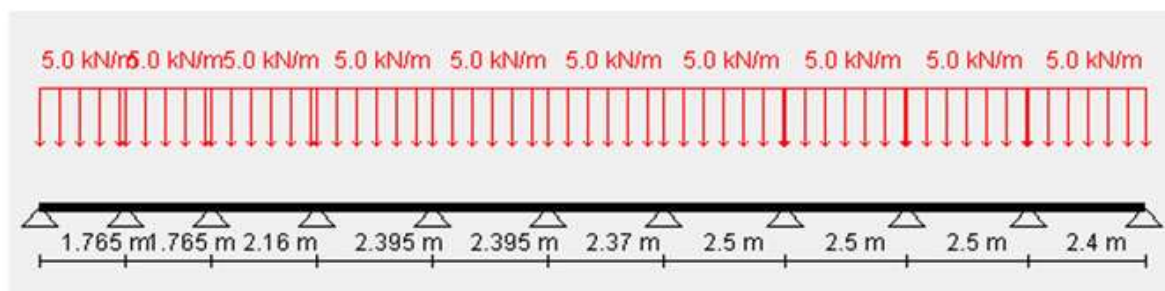
### 6.5.3 Έλεγχος σύμμικτης πλάκας στην παρούσα εργασία

Όλοι οι έλεγχοι της πλάκας έγιναν με το πρόγραμμα Symdeck Designer. Μια τυπική τομή της πλάκας φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 6.11: Τυπική τομή σύμμικτης πλάκας.

#### 1) Γεωμετρία Φορέα



#### 2) Φορτία

Μόνιμα (ίδιο βάρος πλάκας) :  $2.48 \text{ kN/m}^2$

Πρόσθετα μόνιμα (επικάλυψη) :  $2 \text{ kN/m}^2$

Ωφέλιμα :  $5.0 \text{ kN/m}^2$  (σε όλα τα φατνώματα της πλάκας)

#### Συντελεστές ασφαλείας φορτίων

Συντελεστής ασφαλείας μονίμων δράσεων:  $\gamma_G = 1.35$

Συντελεστής ασφαλείας μεταβλητών δράσεων:  $\gamma_Q = 1.5$

3) Γενικά Στοιχεία

Πάχος χαλυβδόφυλλου:  $t = 1.00\text{mm}$

Ποιότητα χάλυβα χαλυβδόφυλλου: Fe350G

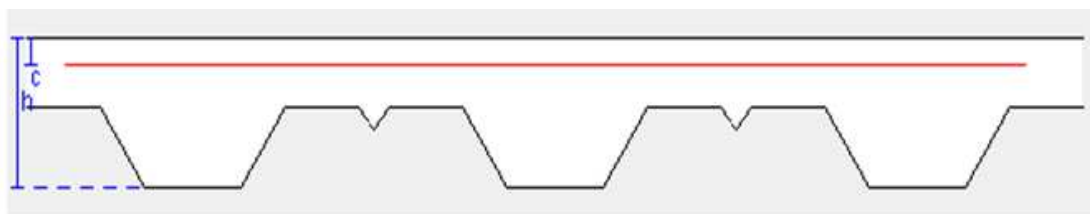
Πάχος πλάκας:  $h = 0.14\text{m}$

Ποιότητα σκυροδέματος: C20/25

Ποιότητα χάλυβα οπλισμού: S500s

Επικάλυψη οπλισμού:  $c = 0.025\text{ m}$

Εμβαδόν οπλισμού:  $A_s = 7.853\text{ cm}^2 / \text{m}$



**Σχήμα 6.12: Σύμμεκτη πλάκα**

4) Συντελεστές ασφαλείας υλικών

$$\gamma_{M1} = 1.10$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

5) Γεωμετρικά και αδρανειακά χαρακτηριστικά

Στην φάση κατασκευής  $EJ = 309.176$

Στην φάση λειτουργίας  $EJ = 2938.936$

6) Πειραματικά προσδιορισμένοι συντελεστές

$$m = 90.83$$

$$k = 0.0144$$



Σχήμα 6.13: Υπολογισμός συντελεστών m και k

7) Ροπές και τέμνουσες αντοχής

i) Χαλυβδόφυλλο

Θετικές ροπές αντοχής $M_{Rd,S}^+$ (kNm)	
Φάτνωμα 1	9,35
Φάτνωμα 2	9,35
Φάτνωμα 3	9,35
Φάτνωμα 4	9,35
Φάτνωμα 5	9,35
Φάτνωμα 6	9,35
Φάτνωμα 7	9,35
Φάτνωμα 8	9,35
Φάτνωμα 9	9,35
Φάτνωμα 10	9,35

Αρνητικές ροπές αντοχής $M_{Rd,S}^-$ (kNm)	
Στήριξη 1	7,86
Στήριξη 2	7,88
Στήριξη 3	7,92
Στήριξη 4	9,74
Στήριξη 5	7,94
Στήριξη 6	7,94
Στήριξη 7	7,95
Στήριξη 8	7,95
Στήριξη 9	7,94

ii) Σύμμικτη διατομή

Θετική ροπή αντοχής  $M_{pl,Rd}^+ = 30.14 kNm$

Αρνητική ροπή αντοχής  $M_{pl,Rd}^- = 24.47 kNm$

Τέμνουσα αντοχής  $V_{Rd2} = 24.68 \text{ kN}$

Διαμήκης τέμνουσα αντοχής $V_{Rd}$ (kN)	
Φάτνωμα 1	29,66
Φάτνωμα 2	33,23
Φάτνωμα 3	27,36
Φάτνωμα 4	24,79
Φάτνωμα 5	24,79
Φάτνωμα 6	25,03
Φάτνωμα 7	23,79
Φάτνωμα 8	23,79
Φάτνωμα 9	23,79
Φάτνωμα 10	22,11

Κανονισμοί

- Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1.3:

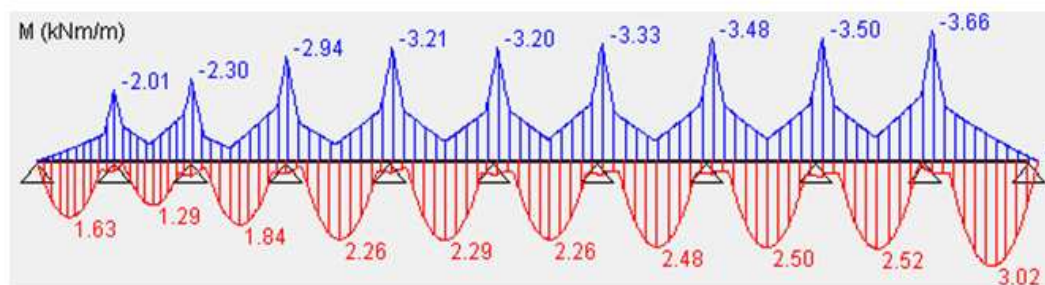
General rules - supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting (ENV 1993-1-3:1996)

- Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (ENV 1994-1-1:1992)

- ΕΚΩΣ 2000: Ελληνικός κανονισμός ωπλισμένου σκυροδέματος 2000

8) Έλεγχοι στη φάση κατασκευής

ι) Έλεγχος καμπτικής αντοχής



Σχήμα 6.14: Περιβάλλουσα ροπών κάμψης κατά τη φάση κατασκευής

Συνδυασμός φόρτισης :  $\gamma_G G_p + (\gamma_G G_c + \gamma_Q 0.75) + \gamma_Q Q_{\text{σκυροδέτησης}}$

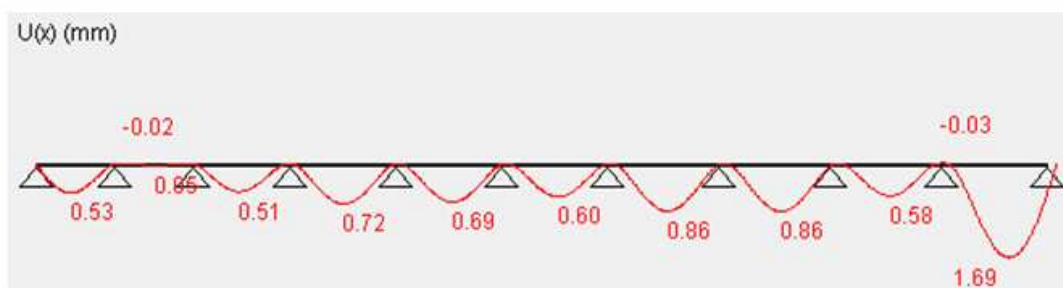
Όπου το φορτίο  $Q_{\text{σκυροδέτησης}}$  είναι ένα φορτίο 0.75 kN το οποίο εφαρμόζεται σε μία περιοχή 3m X 3m (σε κάτοψη) και λαμβάνεται υπ' όψη στους υπολογισμούς η δυσμενέστερη θέση του στον φορέα.

Το ίδιο βάρος του σκυροδέματος μαζί με το φορτίο 0.75 kN εφαρμόζεται ή μονο στα ανοίγματα όπου εφαρμόζεται το φορτίο σκυροδέτησης ή σε όλο τον φορέα έτσι ώστε να προκύπτει η δυσμενέστερη εντατική κατάσταση.

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται.

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι:  $0.46 < 1.00$

ii) Έλεγχος βελών κάμψης



Σχήμα 6.15: Βέλη κάμψης κατά τη φάση κατασκευής

Συνδυασμός φόρτισης : g

Όρια: 1/180 ή 20mm

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται.

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι:  $0.12 < 1.00$

Ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι κατά τη φάση κατασκευής, οπότε δεν χρειάζεται κάποια προσωρινή στήριξη.

9) Έλεγχοι στη φάση λειτουργίας

i) Έλεγχος καμπτικής αντοχής



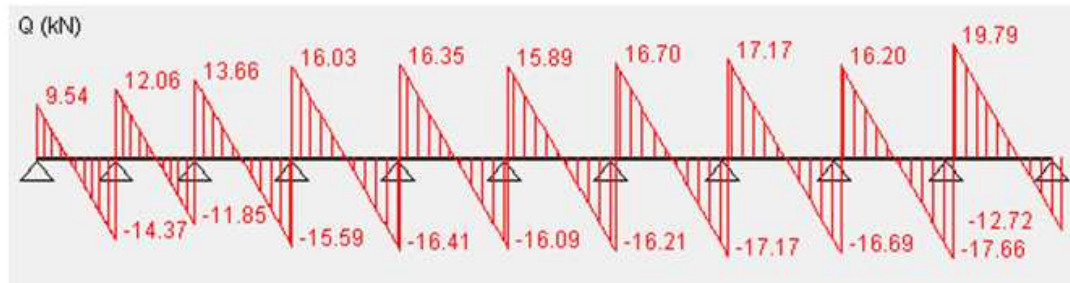
Σχήμα 6.16: Διάγραμμα ροπών κάμψης κατά τη φάση λειτουργίας

Συνδυασμός φόρτισης :  $\gamma_G (g + g_{sp,μόνιμα}) + \gamma_Q$

Ο έλεγχος των ροπών κάμψης ικανοποιείται.

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε καμπτική ροπή είναι:  $0.34 < 1.00$

ii) Έλεγχος έναντι εγκάρσιας και διαμήκουσ διάτμησης



Σχήμα 6.17: Διάγραμμα τεμνουσών κατά τη φάση λειτουργίας

Συνδυασμός φόρτισης :  $\gamma_G (g + g_{sp,μόνιμα}) + \gamma_Q$

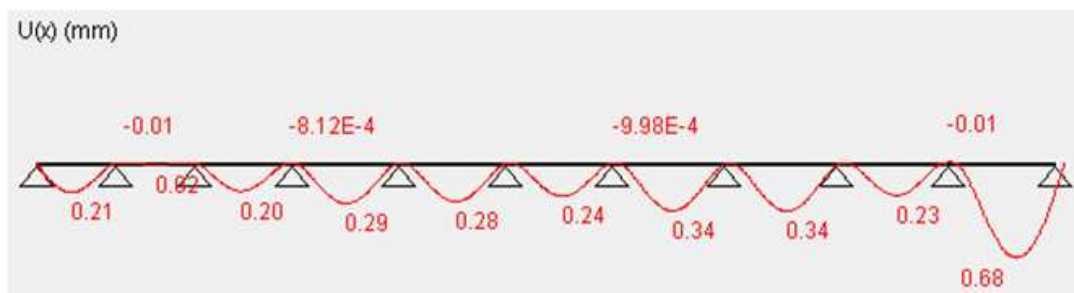
Ο έλεγχος έναντι εγκάρσιας διάτμησης ικανοποιείται.

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε εγκάρσια διάτμηση είναι:  $0.80 < 1.00$

Ο έλεγχος έναντι διαμήκουσ διάτμησης ικανοποιείται.

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε διαμήκη διάτμηση είναι:  $0.89 < 1.00$

iii) Έλεγχος βελών κάμψης



Σχήμα 6.18: Βέλη κάμψης κατά τη φάση λειτουργίας

Συνδυασμός φόρτισης :  $g + q$

Όρια: 1/250

Ο έλεγχος των βελών κάμψης ικανοποιείται.

Ο συντελεστής εκμετάλλευσης της διατομής σε βέλος κάμψης είναι:  $0.07 < 1.00$

## 6.6 Έλεγχος συνδέσεων

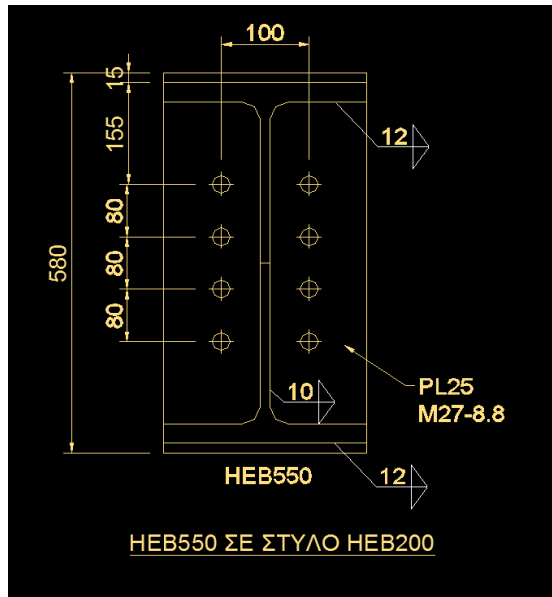
### 6.6.1 Έλεγχος σύνδεσης δοκού - υποστυλώματος

Οι κόμβοι δοκού - υποστυλώματος θεωρούνται και σχεδιάζονται παραδοσιακά ως αρθρωτοί ή ως άκαμπτοι, παρά το γεγονός ότι και οι πλέον εύκαμπτοι προβάλλουν κάποια αντίσταση σε επιβαλλόμενη ροπή, ενώ και οι πλέον δύσκαμπτοι έχουν κάποιο βαθμό ευκαμψίας. Γενικώς υποτίθεται ότι οι απλοί κόμβοι δεν προβάλλουν καμία αντίσταση σε ροπή, όσο κι αν στρέφεται ο κόμβος. Έτσι, ένα πλαίσιο με απλούς κόμβους, το οποίο είναι αμετάθετο, συμπεριφέρεται ως ένα σύνολο στατικώς ορισμένων τμημάτων, τα οποία μπορούν εύκολα να αναλυθούν με απλούς υπολογισμούς, κάθε δε μέλος μπορεί να διαστασιολογηθεί χωρίς να επηρεάζεται από την υπόλοιπη κατασκευή. Εάν όμως οι κόμβοι θεωρηθούν άκαμπτοι, τότε το πλαίσιο μπορεί να αναλυθεί με μια σχετικά απλή μεν διαδικασία, η οποία όμως απαιτεί υπολογισμούς αρκετά πολυπλοκότερους από ένα πλαίσιο με αρθρωτούς κόμβους. Μπορεί λοιπόν να προκύψει το συμπέρασμα ότι οι παραδοχές για την προσομοίωση των κόμβων ως αρθρωτών ή άκαμπτων, προέκυψαν λόγω των απλοποιήσεων που



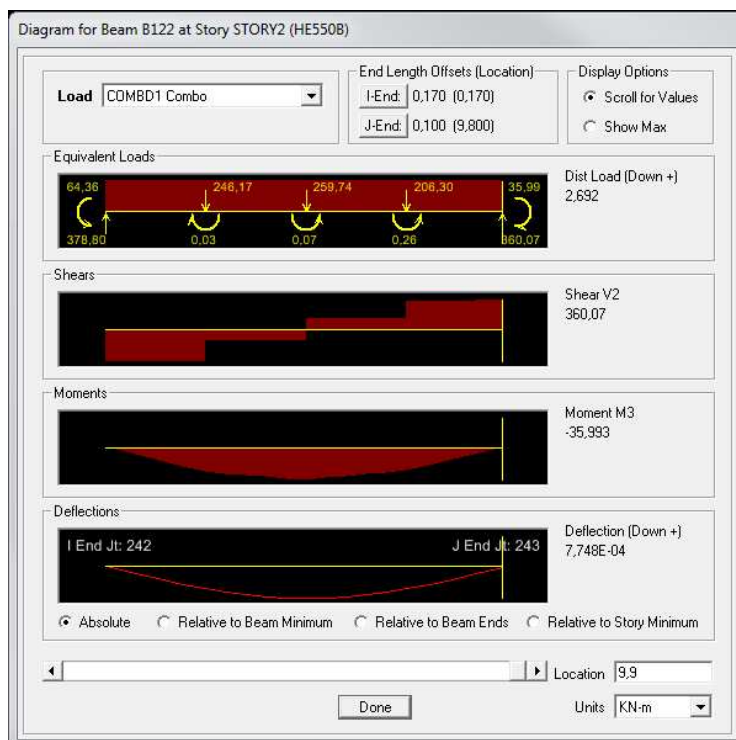
αυτές παρέχουν για την ανάλυση των πλαισίων και επομένως για το σχεδιασμό. Αν και οι υπολογιστικές δυνατότητες έχουν βελτιωθεί κατά πολύ κατά τις τελευταίες δυο δεκαετίες, τα περισσότερα πλαίσια σχεδιάζονται ακόμη με βάση τις ανωτέρω παραδοχές, οι οποίες αντιπροσωπεύουν το άνω και κάτω όριο της στροφικής δυσκαμψίας που μπορεί να έχει ένας πραγματικός κόμβος. Αυτό σημαίνει ότι πλαίσια τα οποία σχεδιάζονται με βάση την παραδοχή αρθρωτών κόμβων δεν εκμεταλλεύονται την έστω μικρή δυσκαμψία που έχουν ακόμη και οι απλούστερες συνδέσεις, ενώ πλαίσια οποία σχεδιάζονται ως συνεχή (με άκαμπτους κόμβους), επιβαρύνονται με το κόστος σύνθετων κόμβων, κάνοντας συχνά χρήση νευρώσεων προκειμένου να επιτευχθεί η απαιτούμενη δυσκαμψία. Στην πραγματικότητα όλοι οι κόμβοι της πράξης έχουν πεπερασμένη δυσκαμψία και ειδικά χαρακτηριστικά που συνδέουν τη ροπή με τη σχετική στροφή συνδεδεμένων μελών, μεταξύ των δυο ακραίων περιπτώσεων (ίδια καμπύλη ροπής - στροφής για κάθε κόμβο).

Στην εν λόγω κατασκευή θεωρήθηκαν αρθρωτοί κόμβοι δοκού - υποστυλώματος, δηλαδή ότι μεταφέρουν μόνο τέμνουσα. Θα ελεγχθεί η επάρκεια της σύνδεσης της δοκού με διατομή HEB550 σε υποστύλωμα HEB200. Λεπτομέρειες της σύνδεσης φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Ο έλεγχος θα γίνει με τον συνδυασμό δράσεων COMBD1 κατά τον οποίο παρατηρήθηκε ο μεγαλύτερος συντελεστής εκμετάλλευσης της δοκού. Η σύνδεση είναι κατηγορίας A, δηλαδή η μεταφορά των δυνάμεων γίνεται μέσω επαφής της άντυγας του ελάσματος με τον κορμό του κοχλίου.



Σχήμα 6.19: Λεπτομέρειες σύνδεσης HEB550 σε HEB200

Η σύνδεση καταπονείται μόνο από τέμνουσα κατά την κατακόρυφη διεύθυνση. Δεν υπάρχει ροπή ως προς κανένα άξονα (καθώς θεωρήθηκε άρθρωση), τέμνουσα κατά την οριζόντια διεύθυνση ούτε εφελκυστική δύναμη κάθετη στο επίπεδο της σύνδεσης. Τα εντατικά μεγέθη φαίνονται στο παρακάτω σχήμα,  $V_{Ed}=360,07\text{kN}$ .



Σχήμα 6.20: Εντατικά μεγέθη που καταπονούν τη σύνδεση

### Έλεγχος σε διάτμηση

Η αντοχή ενός κοχλία σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

όπου:

$\alpha_v=0,6$  για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8.

$f_{ub}=80.0\text{kN/cm}^2$ , η εφελκυστική αντοχή του κοχλία

$A=5.73\text{cm}^2$ , το εμβαδόν του κορμού του κοχλία

$\gamma_{M2}=1.25$

Άρα η αντοχή όλων των κοχλιών σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = 8 \cdot \frac{0.6 \cdot 80.0 \cdot 5.73}{1.25} = 1760.26\text{kN} > 360.07\text{kN}$$

### Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυνας

Η αντοχή ενός κοχλία σύνθλιψη άντυνας είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

όπου:

$k_1=\min\{2.8e_2/d_0-1.7, 2.5\}=2.5$

$\alpha_b=\min\{a_d, f_{ub}/f_u, 1.0\}=1.0$

$f_u=51.0\text{kN/cm}^2$ , το όριο θραύσης των συνδεόμενων ελασμάτων

$d=2.7\text{cm}$ , η διάμετρος του κοχλία

$t=1.5\text{cm}$ , το ελάχιστο πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων

Άρα η αντοχή όλων των κοχλιών σε σύνθλιψη άντυνας είναι:

$$F_{b,Rd} = 8 \cdot \frac{2.5 \cdot 1.0 \cdot 51.0 \cdot 2.7 \cdot 1.5}{1.25} = 3304.8\text{kN} > 360.07\text{kN}$$

Παρατηρούμε ότι  $F_{b,Rd} > F_{v,Rd}$ , δηλαδή δεν ικανοποιείται το δεύτερο κριτήριο πλαστιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε

σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών. Ωστόσο, δεν προσδοκάται από τη σύνδεση αυτή η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας και επομένως η ικανοποίηση του κριτηρίου πλαστιμότητας είναι επιθυμητή μεν, αλλά όχι υποχρεωτική.

### Έλεγχος της συγκόλλησης

Η διατμητική τάση που καταπονεί την συγκόλληση είναι:

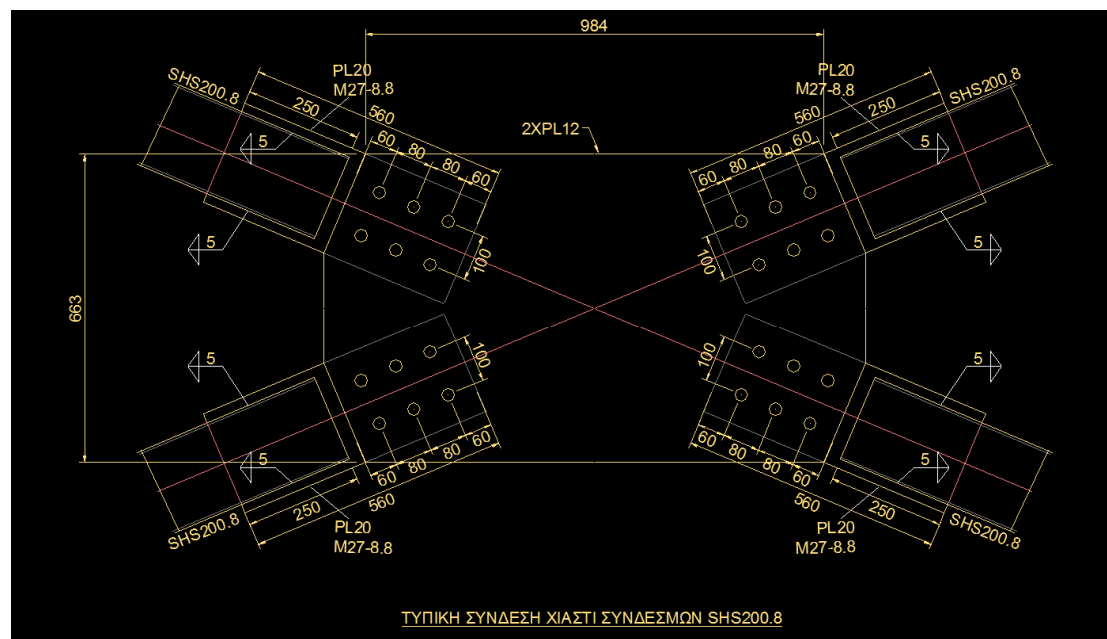
$$T_{Ed,\varepsilon} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{360.07 \text{ kN}}{(2 \cdot 30 \cdot 1.2 + 2 \cdot 43.8 \cdot 1) \text{ cm}^2} = 2.26 \text{ kN/cm}^2$$

Η αντοχή της συγκόλλησης είναι:

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{51.0 \text{ kN/cm}^2 / \sqrt{3}}{0.9 \cdot 1.25} = 26.17 \text{ kN/cm}^2 > 2.26 \text{ kN/cm}^2$$

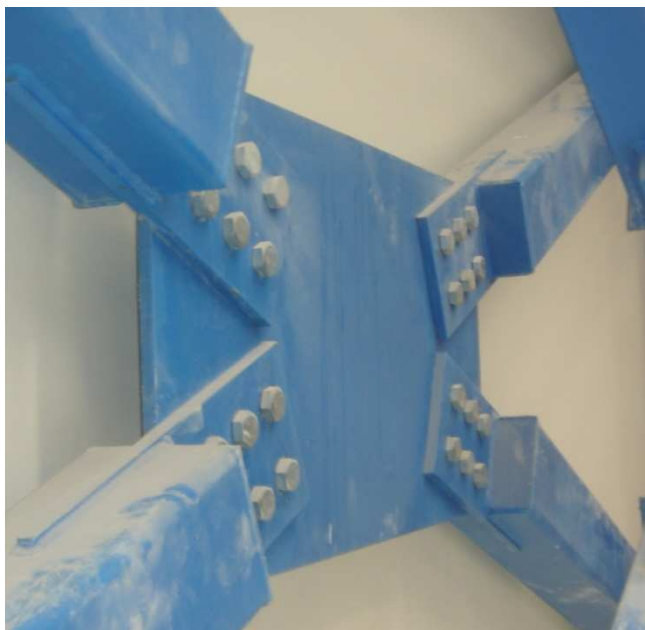
### 6.6.2 Έλεγχος σύνδεσης κατακόρυφου συνδέσμου δυσκαμψίας

Οι χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας καταπονούνται μόνο αξονικά, είτε εφελκυστικά είτε θλιπτικά. Οι τέμνουσες και οι ροπές που αναλαμβάνουν είναι ασήμαντες. Οπότε η σύνδεση (Σχήμα 6.21) καταπονείται μόνο σε διάτμηση.



Σχήμα 6.21: Λαπτομέρειες σύνδεσης κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας SHS200.8

Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται πώς έχουν διαμορφωθεί οι συνδέσεις των κατακόρυφων συνδέσμων στην πράξη.

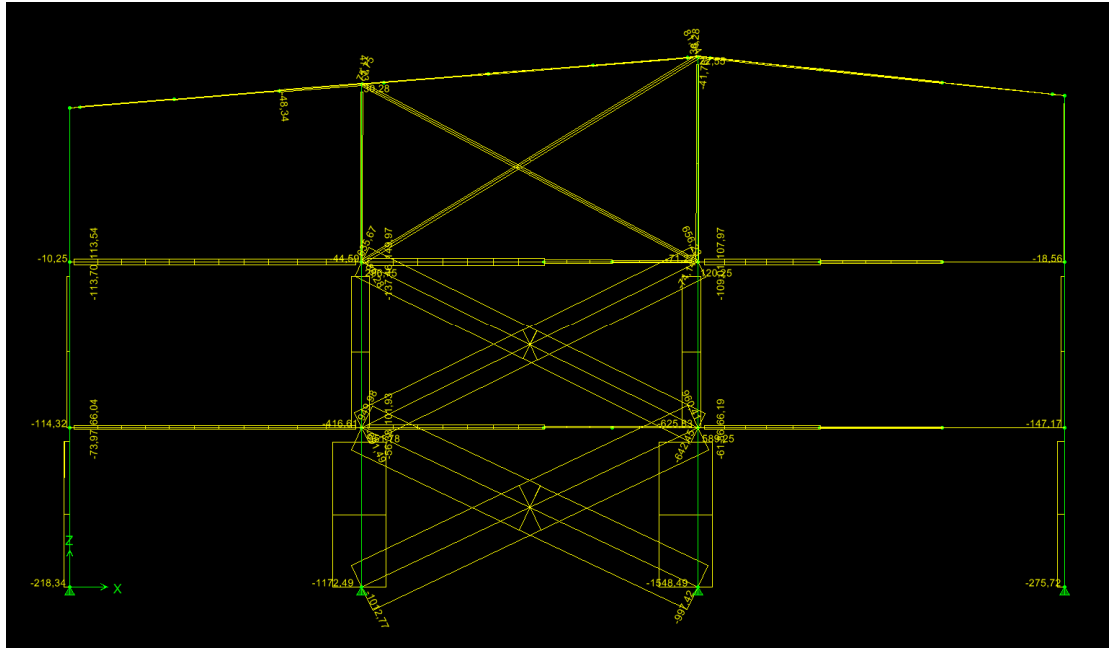


**Εικ. 6.1:** Σύνδεση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας διατομής SHS 200.8

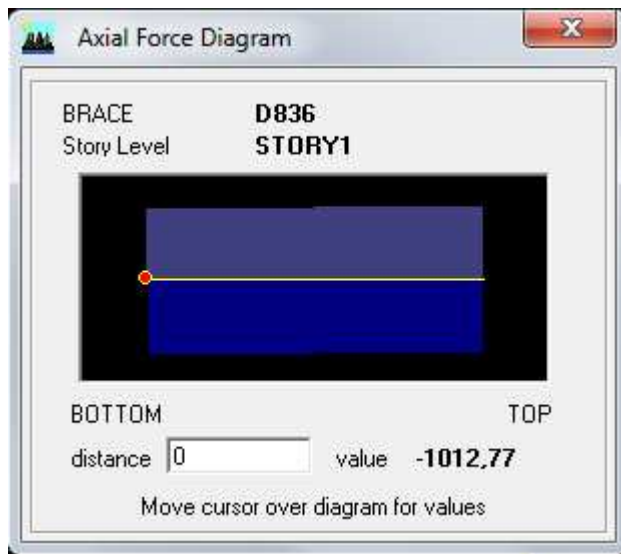


**Εικ. 6.2:** Σύνδεση κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας διατομής SHS 200.8

Ο έλεγχος θα γίνει με τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων SEISMB4 κατά τον οποίο παρατηρήθηκε ο μέγιστος συντελεστής εκμετάλλευσης των χιαστί συνδέσμων. Η δύναμη σχεδιασμού της σύνδεσης είναι  $V_{Ed}=1012.77\text{kN}$ .



Σχήμα 6.22: Αξονικές δυνάμεις κατά τον σεισμικό συνδυασμό SEISMB4 στο πλαίσιο άξονα 4



Σχήμα 6.23: Διάγραμμα αξονικών δυνάμεων χιαστί συνδέσμου SHS200.8

### Έλεγχος σε διάτμηση

Η αντοχή ενός κοχλία σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$$

όπου:

$\alpha_v=0,6$  για κατηγορίες 4.6, 5.6 και 8.8.

$f_{ub}=80.0\text{kN/cm}^2$ , η εφελκυστική αντοχή του κοχλία

$A=5.73\text{cm}^2$ , το εμβαδόν του κορμού του κοχλία

$\gamma_{M2}=1.25$

Άρα η αντοχή όλων των κοχλιών σε διάτμηση είναι:

$$F_{v,Rd} = 6 \cdot \frac{0.6 \cdot 80.0 \cdot 5.73}{1.25} = 1320.19\text{N} > 1012.77\text{kN}$$

### *Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας*

Η αντοχή ενός κοχλία σύνθλιψη άντυγας είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

όπου:

$k_1=\min\{2.8e_2/d_0-1.7, 2.5\}=2.5$

$\alpha_b=\min\{\alpha_d, f_{ub}/f_u, 1.0\}=1.0$

$f_u=36.0\text{kN/cm}^2$ , το όριο θραύσης των συνδεόμενων ελασμάτων

$d=2.7\text{cm}$ , η διάμετρος του κοχλία

$t=2.0\text{cm}$ , το ελάχιστο πάχος των συνδεόμενων ελασμάτων

Άρα η αντοχή όλων των κοχλιών σε σύνθλιψη άντυγας είναι:

$$F_{b,Rd} = 6 \cdot \frac{2.5 \cdot 1.0 \cdot 36.0 \cdot 2.7 \cdot 2.0}{1.25} = 2332.8\text{kN} > 1012.77\text{kN}$$

### *Έλεγχος της συγκόλλησης*

Η διατμητική τάση που καταπονεί την συγκόλληση είναι:

$$T_{Ed,s} = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{1012.77kN}{4 \cdot 25 \cdot 0.5cm^2} = 20.26kN/cm^2$$

Η αντοχή της συγκόλλησης είναι:

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{36.0kN/cm^2/\sqrt{3}}{0.8 \cdot 1.25} = 20.78kN/cm^2 > 20.26kN/cm^2$$

### *Έλεγχος ελασμάτων*

Τα ελάσματα θα ελεγχθούν σε εφελκυσμό.

$$A = 23.0 \cdot 2.0 = 46.0cm^2$$

$$A_{net} = A - n \cdot d_0 \cdot t = 46 - 2 \cdot 3.0 \cdot 2.0 = 34cm^2$$

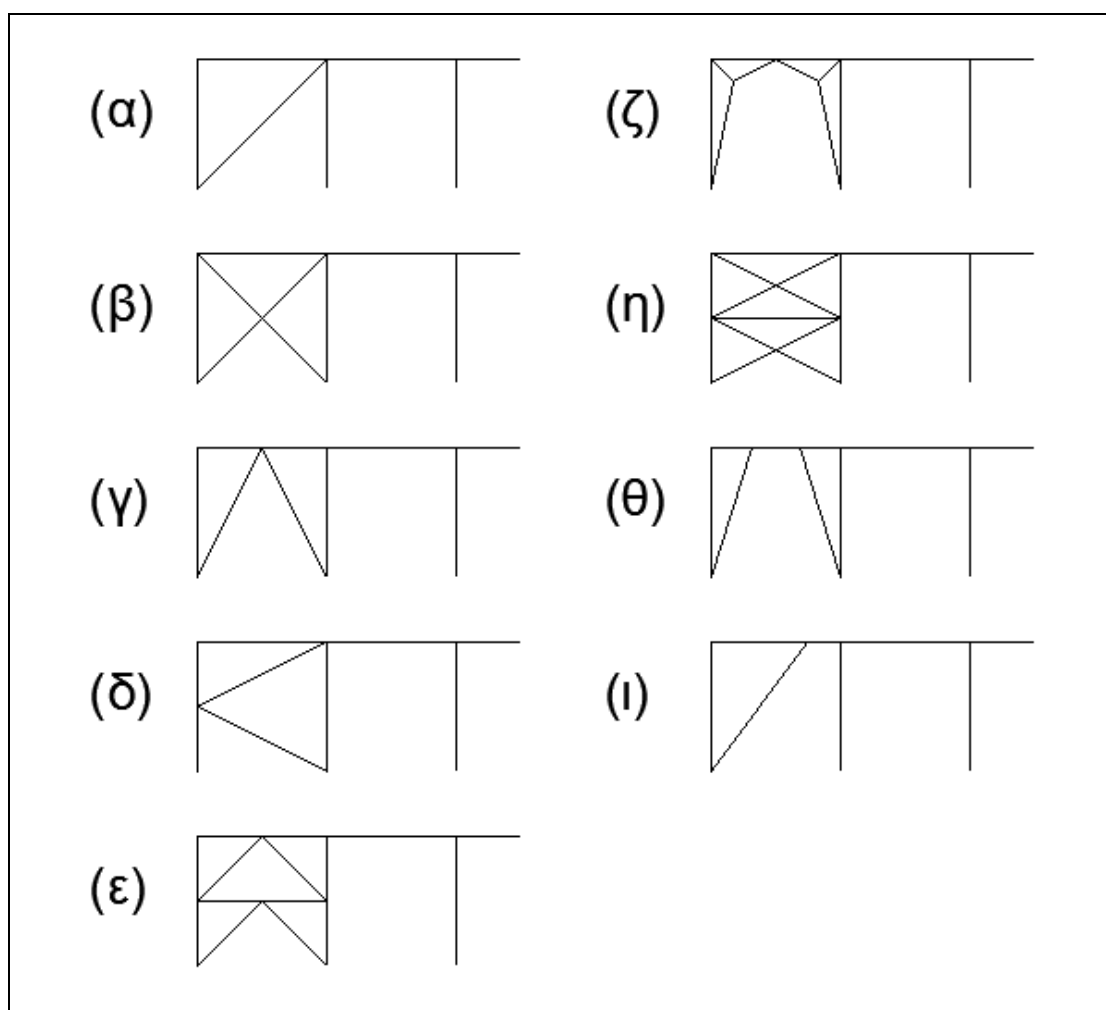
$$\begin{aligned} N_{t,Rd} &= \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = \min\left(\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}; \frac{0.90 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}\right) \\ &= \min\left(\frac{46.0 \cdot 35.5}{1.0}; \frac{0.90 \cdot 34.0 \cdot 51.0}{1.25}\right) = \min(1633.0; 1248.5) \\ &= 1248.5kN > 1012.77 \end{aligned}$$



## 7. ΕΝΑΛΛΑΚΤΙΚΗ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

### 7.1 Γενικά

Σε αυτό το κεφάλαιο, επιλέγεται να γίνει μια εναλλακτική διαστασιολόγηση του κτιρίου. Οι υπάρχοντες κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας αρχικά θα αντικατασταθούν από έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας και στη συνέχεια θα αφαιρεθούν από την κατασκευή. Θα γίνει παρατήρηση και σχολιασμός των αποτελεσμάτων.



Σχήμα 7.1: Μορφές κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας μεταξύ υποστυλωμάτων

Από τις μορφές των συνδέσμων που φαίνονται στο παραπάνω σχήμα μπορούμε να διακρίνουμε εκείνες στις οποίες όλες οι ράβδοι συμβάλλουν στον κόμβους χωρίς εκκεντρότητα και στις άλλες στις οποίες η διαγώνιος τοποθετείται έκκεντρα. Στους έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους ανήκουν οι μορφές θ και ι του σχήματος. Στους

συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα όλες οι ράβδοι συνδέονται κατά κανόνα στα άκρα τους με απλές κοχλιωτές συνδέσεις και επομένως καταπονούνται από αξονικές μόνο δυνάμεις.

Από τους συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα διακρίνουμε εκείνους στους οποίους η συμμετοχή θλιβόμενης διαγωνίου είναι απαραίτητη για τη λειτουργία του συνδέσμου. Τέτοιοι σύνδεσμοι αντιστοιχούν στις μορφές α, γ, δ, ε, ζ του σχήματος. Επειδή η αντοχή του συνδέσμου συνδέεται με ψαθυρό τρόπο αστοχίας (λυγισμό) και δεν υπάρχει δυνατότητα ανάπτυξης σημαντικών μετελαστικών (πλαστικών) παραμορφώσεων, ο συντελεστής συμπεριφοράς έχει μικρές τιμές. Ειδικότερα ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός δεν επιτρέπει τη χρήση συνδέσμου μορφής δ σε περιοχές μέσης και μεγάλης σεισμικότητας, λόγω του εμβολισμού του υποστρώματος σε περίπτωση αστοχίας της θλιβόμενης διαγωνίου. Για τους συνδέσμους της μορφής γ ή ε επιτρέπεται κατά μέγιστο τιμή  $q=1.50$ , ενώ δεν επιτρέπεται, σε περίπτωση κατακόρυφων φορτίων, να θεωρηθεί στήριξη στο μέσον της οριζόντιας κεφαλοδοκού. Κατάλληλη διατομή για τις διαγώνιες ράβδους συνδέσμων, στους οποίους η θλιβόμενη ράβδος θεωρείται ενεργή είναι μια κοίλη ή μια σύνθετη διατομή.

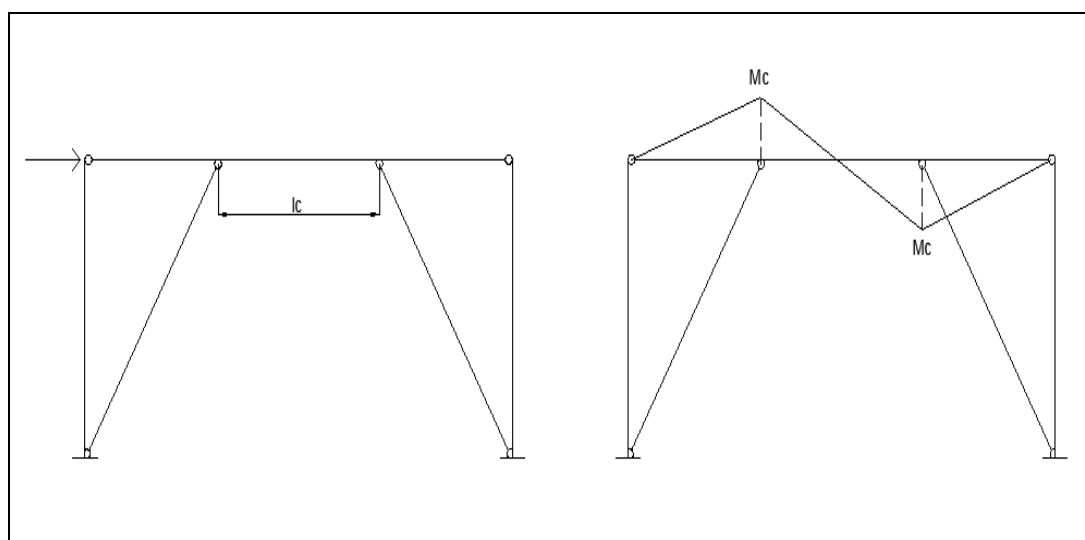
Πολύ συνηθισμένος τύπος συνδέσμου είναι ο διαμορφούμενος με χιαστί ράβδους (μορφές β και η τους παραπάνω σχήματος) στον οποίο επιτρέπεται να υποθεθεί ότι κατά τη δράση των οριζόντιων φορτίων εκ των δυο διαγωνίων του κάθε φατνώματος του συνδέσμου ενεργός είναι μόνο η εφελκόμενη. Οι διαγώνιες μπορούν να αναπτύξουν, ως εφελκόμενα στοιχεία, σημαντικές πλαστικές παραμορφώσεις προ της αστοχίας τους και έτσι οι σύνδεσμοι των μορφών αυτών δικαιολογούν μεγαλύτερες τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς. Κατά τον Ε.Α.Κ., οι σύνδεσμοι με χιαστί ράβδους μπορούν να διαστασιολογούνται με βάση συντελεστή συμπεριφοράς  $q=3.0$ . Για τις διαγώνιες μπορεί να χρησιμοποιούνται διατομές από απλά ή διπλά γωνιακά, κοίλες διατομές, διπλές διατομές U ή ακόμα συρματόσχοινα με την προϋπόθεση ότι γίνεται ελαστική σεισμική ανάλυση ( $q=1.0$ ). Είναι δυνατόν οι διαγώνιες των διαφορετικών κατευθύνσεων, να τοποθετούνται σε διαφορετικά φατνώματα, αντί να συνυπάρχουν στο ίδιο.

## 7.2 Διαστασιολόγηση με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

Στους έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους (μορφές θ και ι του σχήματος) αναπτύσσονται από τα οριζόντια φορτία καμπτικές ροπές στην οριζόντια δοκό (σχήμα 7.2). Η απορρόφηση σεισμικής ενέργειας βασίζεται στις πλαστικές παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στο σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις κρίσιμες διατομές. Τέτοιες διατομές στην οριζόντια δοκό είναι στις τομές της με τις διαγώνιες ράβδους του συνδέσμου. Το τμήμα της οριζόντιας δοκού μεταξύ των δυο διαγωνίων (μορφή θ) ή μεταξύ της διαγωνίου και του εγγύτερου υποστύλωματος (μορφή ι) αποδίδεται στον Ε.Α.Κ. με τον όρο «δοκός σύζευξης» και είναι το πλάστιμο στοιχείο της κατασκευής. Η οριζόντια δοκός συνδέεται επί των υποστυλωμάτων κατά κανόνα αρθρωτά. Οι διαγώνιες μπορεί να απολήγουν στα άκρα τους με απλές συνδέσεις ή με συνδέσεις ροπής.

Πλαστική ροπή αναπτύσσεται στις παρακάτω κρίσιμες διατομές υπό την προϋπόθεση ότι δεν θα προηγηθεί σε αυτές διαρροή του κορμού λόγω αυξημένης τέμνουσας δύναμης. Σχετικά μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις αναπτύσσονται σε δοκούς σύζευξης με μικρό μήκος  $l_c$ . Στη συνήθη περίπτωση όπου η οριζόντια δοκός δεν δέχεται άμεσα κατακόρυφα φορτία, η τέμνουσα δύναμη  $V_c$  στα άκρα της δοκού σύζευξης, όταν σε αυτά αναπτύσσεται ροπή  $M_c$ , είναι:

$$V_c = 2M_c/l_c$$



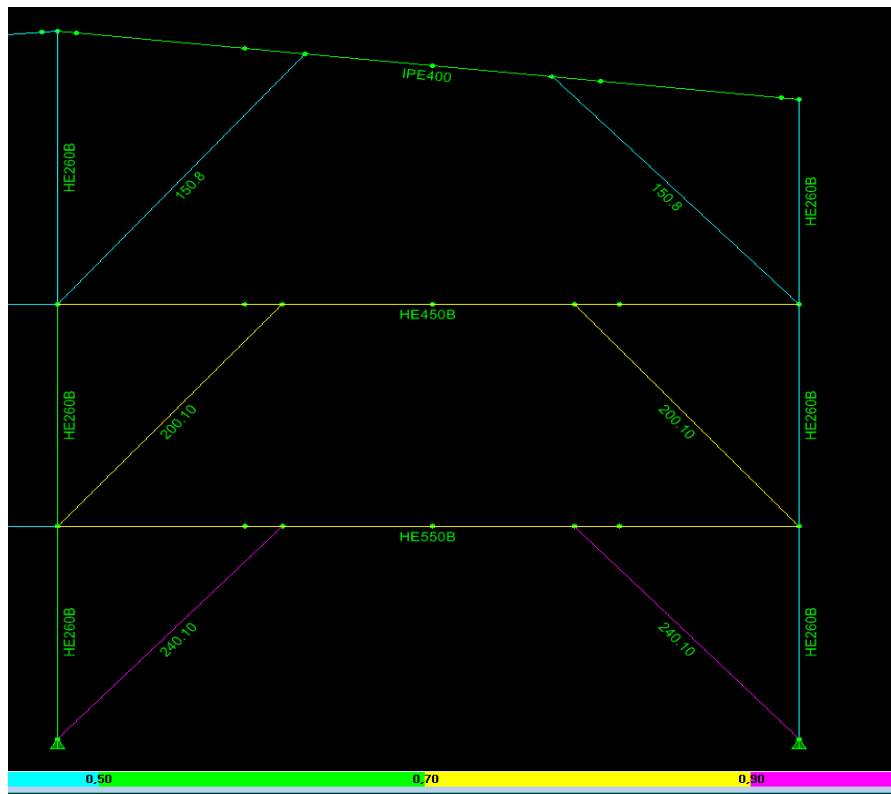
Σχήμα 7.2: Καμπτικές ροπές δοκού από σεισμικό φορτίο σε έκκεντρο σύνδεσμο δυσκαμψίας

Διαρροή λόγω κάμψης παρουσιάζεται όταν κατά την ανάπτυξη των πλαστικών ροπών  $M_{pl}$  η τέμνουσα δύναμη της παραπάνω σχέσης είναι μικρότερη από την πλαστική αντοχή σε διάτμηση  $V_{pl}$ , δηλαδή όταν το μήκος της δοκού σύζευξης είναι μικρότερο από χαρακτηριστικό μήκος  $l_0$ , το οποίο εξαρτάται μόνο από τα γεωμετρικά δεδομένα της διατομής (όταν κορμός και πέλματα κατασκευάζονται από υλικά με την ίδια τάση διαρροής), δηλαδή όταν:

$$l_c > l_0 = 2M_{pl}/V_{pl}$$

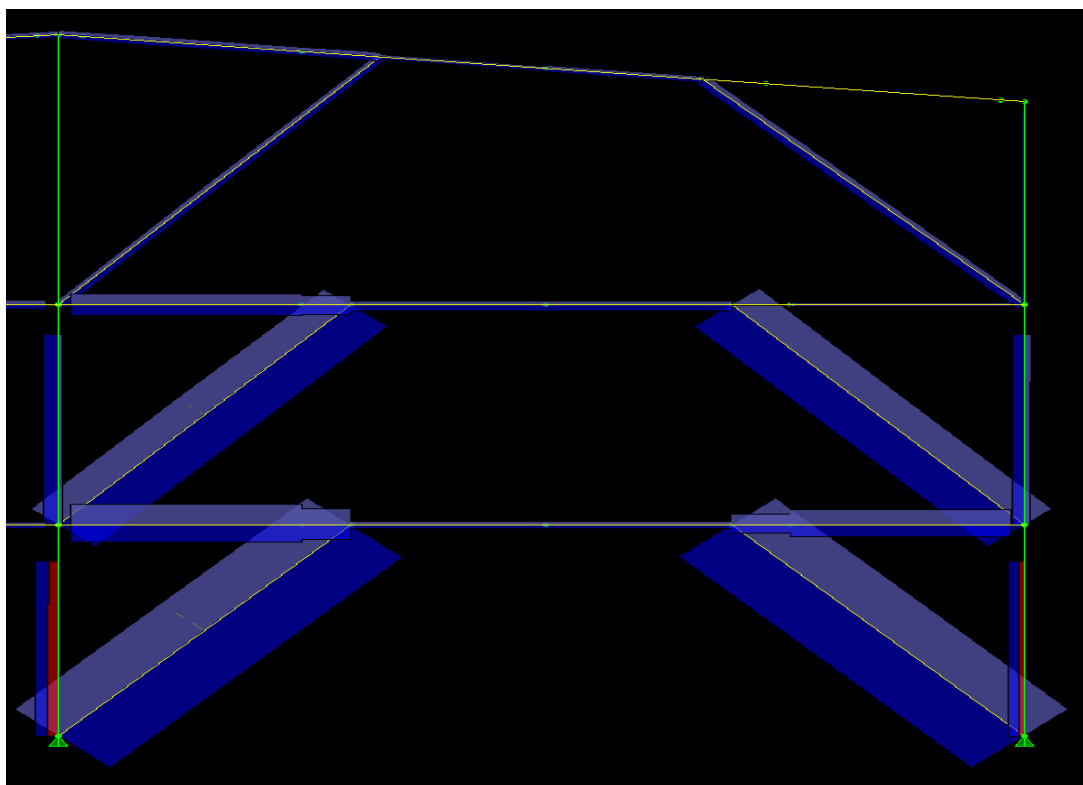
Σε αντίθετη περίπτωση παρουσιάζεται διατμητική διαρροή. Οι δοκοί σύζευξης κατά τα παραπάνω μπορεί να χαρακτηρίζονται ως καμπτικές ή διατμητικές.

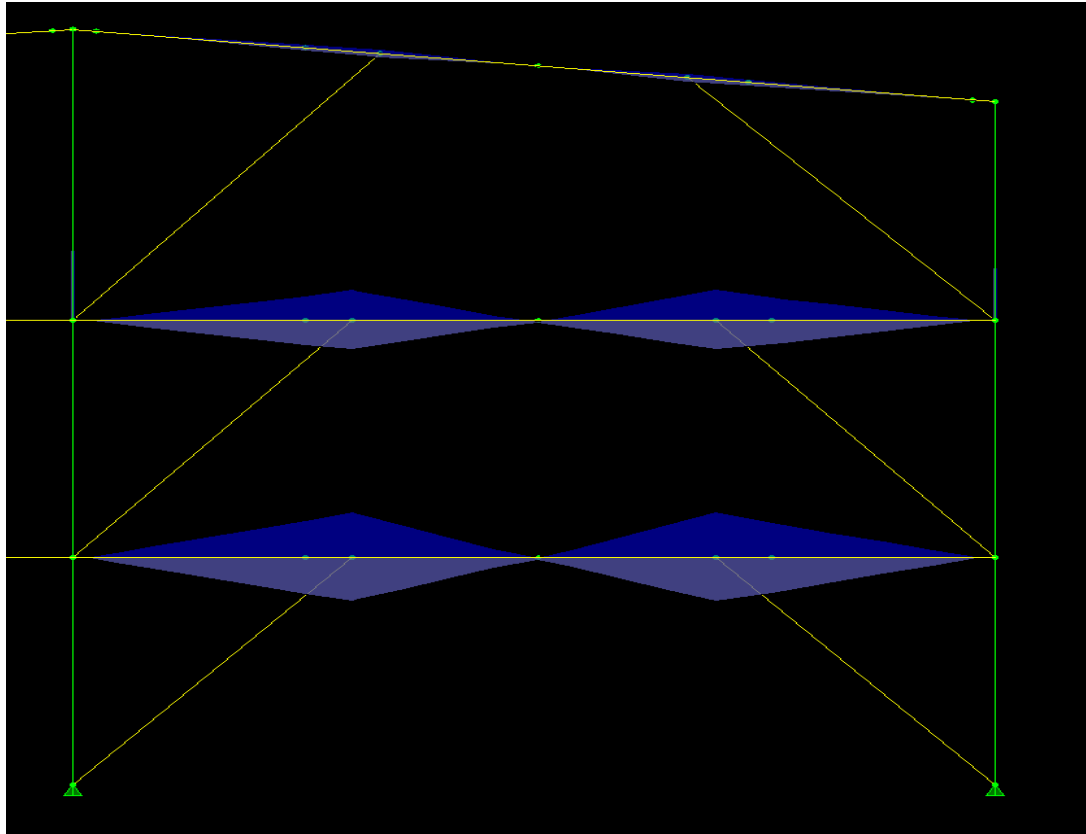
Για τους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκαν κοίλες τετραγωνικές διατομές, όπως είχαν χρησιμοποιηθεί και για τους χιαστί συνδέσμους. Επίσης, οι δοκοί που θα αναλάβουν πλέον το ρόλο της δοκού σύζευξης ενισχύθηκαν, όπου χρειαζόταν, έτσι ώστε να παραλάβουν τις πλαστικές ροπές από τα οριζόντια φορτία.



**Σχήμα 7.3: Έκκεντροι σύνδεσμοι στο πλαίσιο άξονα 1**

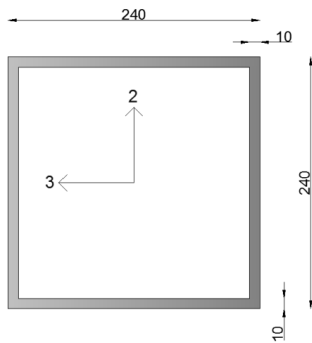
Στο παραπάνω σχήμα φαίνεται το μέρος του πλαισίου στον άξονα 1 με τους έκκεντρος συνδέσμους δυσκαμψίας. Η διατομή της δοκού σύζευξης στο πρώτο επίπεδο έχει ενισχυθεί για να παραλάβει τις πλαστικές ροπές. Έχει τοποθετηθεί διατομή HEB550 σε αντίθεση με τη δοκό σύζευξης του δεύτερου επιπέδου, η οποία παραλαμβάνει μικρότερη σεισμική δύναμη και έχει τοποθετηθεί διατομή HEB450. Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται οι αξονικές δυνάμεις και οι καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται στα στοιχεία της κατασκευής κατά τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων SEISMB4.

**Σχήμα 7.4: Αξονικές δυνάμεις κατά τον σεισμικό συνδυασμό SEISMB4**



Σχήμα 7.5: Καμπτικές ροπές κατά τον σεισμικό συνδυασμό SEISMB4

*Ανάλυση έκκεντρων συνδέσμων*



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY1 Element: D883 Station Loc: 2,215 Section ID: 240.10  
 Element Type: Braced Frame Classification: Class 1

$L=4,430$

$A=0,009$   $I_{22}=8,127E-05$   $I_{33}=8,127E-05$   $W_{pl22}=7,940E-04$   $W_{pl33}=7,940E-04$

$W_{el22}=6,772E-04$   $W_{el33}=6,772E-04$   $i_{22}=0,094$   $i_{33}=0,094$

$E=200000000,00$   $f_y=235000,00$

$RLLF=1,000$

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is 0,925 = 0,918 + 0,000 + 0,007

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo SEISMB4	-1825,147	1,200	0,000	0,000	0,000

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (6.61)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	1825,147	1988,533	2162,000	1988,533	1988,533

	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	1,200	186,590	186,590	186,590
Minor Bending	0,000	186,590	186,590	

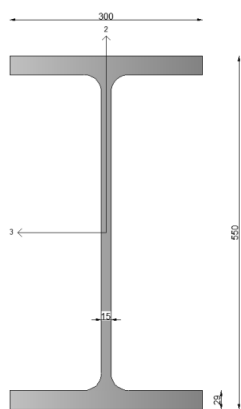
  

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	1,000	1,000	1,289	0,937		1,000
Minor Bending	1,000	1,000	1,734		1,041	

SHEAR DESIGN

	V <sub>ed</sub>	V <sub>c,Rd</sub>	Stress	Status	T <sub>ed</sub>
Major Bending	0,000	651,251	0,000	OK	0,000
Minor Bending	0,000	651,251	0,000	OK	0,000

*Ανάλυση δοκών σύζευξης*



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

Level: STORY1 Element: B118 Station Loc: 3,000 Section ID: HE550B

Element Type: Braced Frame

Classification: Class 1

L=9,900

A=0,025  $I_{22}=1,308E-04$   $I_{33}=0,001$   $W_{pl22}=0,001$   $W_{pl33}=0,006$

$W_{el22}=8,720E-04$   $W_{el33}=0,005$   $i_{22}=0,072$   $i_{33}=0,232$

E=200000000,00  $f_y=355000,00$

RLLF=1,000

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is 0,811 = 0,071 + 0,737 + 0,004

#### STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo SEISMB4	639,422	-1462,075	-1,805	571,573	0,869

#### AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	639,422	8966,531	9017,000	8966,531	9017,000

	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	1462,075	1984,805	1984,805	1984,805
Minor Bending	1,805	476,055	476,055	

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	1,000	0,394	1,002	0,785		2,700
Minor Bending	1,000	0,100	0,984		0,590	

#### SHEAR DESIGN

	V <sub>ed</sub>	V <sub>c,Rd</sub>	Stress	Status	T <sub>ed</sub>
Major Bending	571,573	1690,915	0,338	OK	0,000
Minor Bending	0,869	2971,911	0,000	OK	0,000

### 7.3 Διαστασιολόγηση χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

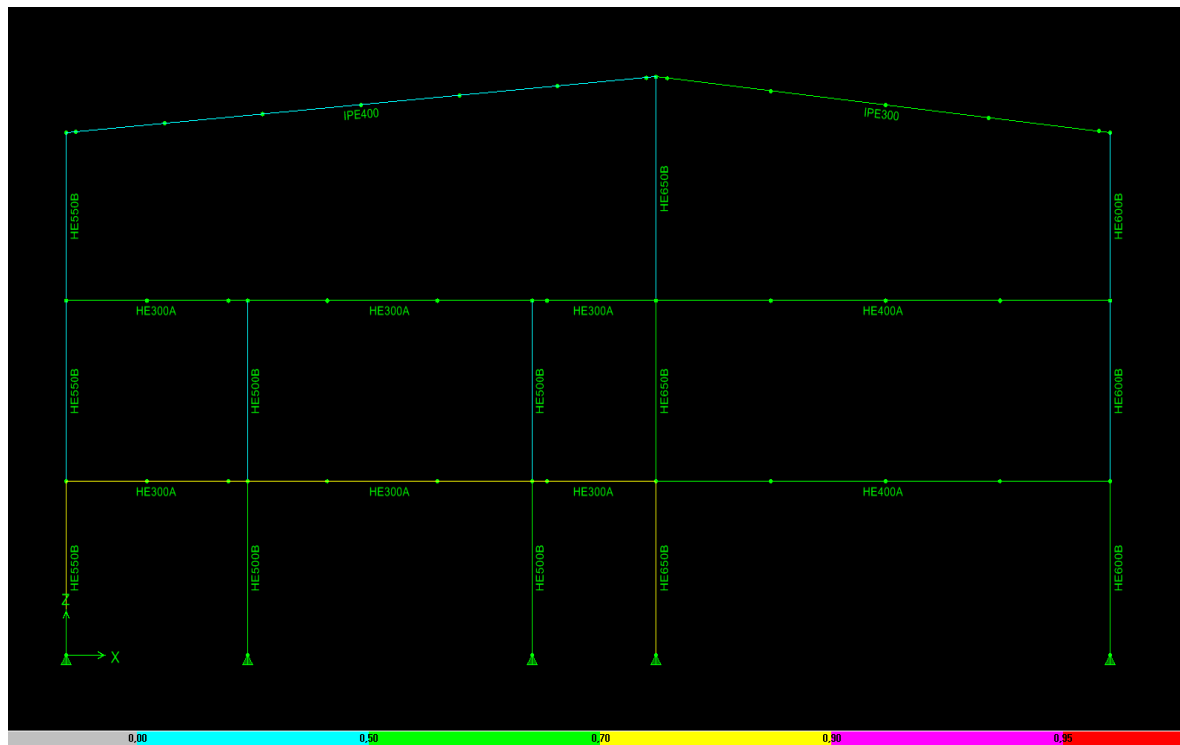
Εναλλακτικά, είναι δυνατή η μόρφωση πολύστηλων πλαισίων κατά μήκος των κίονοστοιχιών στην εγκάρσια διεύθυνση των κτιρίων, παραλειπομένων των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Στην περίπτωση αυτή η διατομή των κεφαλοδοκών πρέπει να ενισχυθεί και να διαμορφωθούν μεταξύ κεφαλοδοκών και υποστρωμάτων συνδέσεις ροπής. Στο πολύστηλο πλαίσιο τα υποστυλώματα του κτιρίου συμμετέχουν συνήθως με τη μικρή τιμή της ροπής αδρανείας τους. Οι



οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται, σε ένα τέτοιο κτίριο, μέσω πλαισιακής λειτουργίας και ως προς τις δυο διευθύνσεις. Οι οριζόντιες μετακινήσεις κατά την εγκάρσια πλαισιακή λειτουργία, σε σύγκριση προς τη λύση με κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας, θα είναι σημαντικά μεγαλύτερες, υπάρχει όμως έτσι η δυνατότητα ελεύθερων πλευρικών προσβάσεων στον καλυπτόμενο χώρο σε όλα τα φάτνωμα.

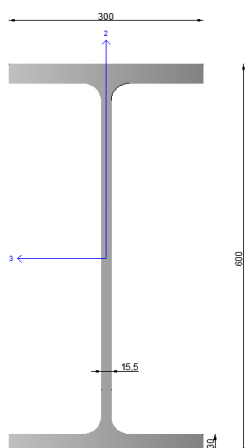
Το γεγονός ότι τα υποστυλώματα είναι έτσι προσανατολισμένα έτσι ώστε ο ισχυρός τους άξονας να ενεργοποιείται εντός του πλαισίου, έχει σαν αποτέλεσμα, όταν τα οριζόντια φορτία έχουν διεύθυνση κάθετη σε αυτή των πλαισίων να ενεργοποιούν τον ασθενή τους άξονα. Δηλαδή τα οριζόντια φορτία (κάθετα στη διεύθυνση των πλαισίων) δρουν επί του ασθενούς άξονα των υποστυλωμάτων ενώ πριν παραλαμβάνονταν από τους κατακόρυφους συνδέσμους. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη χρησιμοποίηση πολύ μεγάλων διατομών, έως HEB650.

Οι διατομές που χρησιμοποιήθηκαν στο πλαίσιο άξονα 1 καθώς και η τάξη μεγέθους των συντελεστών εκμετάλλευσης των στοιχείων φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 7.6: Πλαίσιο άξονα 1 χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους

**Ανάλυση υποστυλώματος**



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK Units: kN-m (Summary for Combo and Station)  
 Level: STORY1 Element: C66 Station Loc: 2,860 Section ID: HE600B  
 Element Type: Braced Frame Classification: Class 1

L=3,26

A=0,027 I<sub>22</sub>=1,353E-04 I<sub>33</sub>=0,002 W<sub>pl22</sub>=0,001 W<sub>pl33</sub>=0,006

W<sub>el22</sub>=9,020E-04 W<sub>el33</sub>=0,006 i<sub>22</sub>=0,071 i<sub>33</sub>=0,252

E=200000000,00 f<sub>y</sub>=355000,00

RLLF=0,481

N-M<sub>33</sub>-M<sub>22</sub> Demand/Capacity Ratio is 0,730 = 0,100 + 0,298 + 0,333

STRESS CHEK FORCES & MOMENTS

	N	M <sub>33</sub>	M <sub>22</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
Combo SEISMB4	-954,464	678,602	164,495	-237,273	-57,516

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (6.2)

	N <sub>ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	N <sub>t,Rd</sub>	N <sub>b33,Rd</sub>	N <sub>b22,Rd</sub>
Axial	954,464	9585,000	9585,000	9585,000	9585,000

	M <sub>ed</sub>	M <sub>c,Rd</sub>	M <sub>v,Rd</sub>	M <sub>b,Rd</sub>
Major Bending	678,602	2280,875	2280,875	2280,875
Minor Bending	164,495	493,805	493,805	

	K	L	k	k <sub>zy</sub>	k <sub>yz</sub>	C <sub>1</sub>
Major Bending	0,500	0,500	0,984	0,754		1,471
Minor Bending	0,500	0,500	0,971		0,583	

## SHEAR DESIGN

	$V_{ed}$	$V_{c,Rd}$	Stress	Status	$T_{ed}$
Major Bending	237,273	1906,122	0,124	OK	0,000
Minor Bending	57,516	3074,390	0,019	OK	0,000

Να σημειωθεί ότι η συνιστώσα του συντελεστή εκμετάλλευσης της διατομής που αφορά την ροπή ως προς τον ασθενή άξονα είναι σχετικά μεγάλη. Αυτό συμβαίνει για τους λόγους που αναλύθηκαν προηγουμένως.

Παρατηρείται ότι στην εναλλακτική αυτή διαστασιολόγηση, χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους, σχεδόν όλα τα υποστυλώματα παρουσιάζουν τους μέγιστους συντελεστές χρησιμοποίησής τους κατά τους σεισμικούς συνδυασμούς δράσης σε αντίθεση με ότι συνέβαινε κατά την αρχική ανάλυση του κτιρίου.

## 8. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

### 8.1 Σύνοψη εργασίας

Στην παρούσα εργασία παρουσιάστηκε η ανάλυση και διαστασιολόγηση ενός κτιρίου από χάλυβα με τις υπάρχουσες πρότυπες διατομές. Προσδιορίστηκαν τα φορτία που καταπονούν το φορέα, και οι συνδυασμοί των δράσεων με τους οποίους έγινε η διαστασιολόγηση στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ακολούθησε ο προσδιορισμός των σεισμικών δράσεων που δρουν επί του κτιρίου. Στη συνέχεια έγινε ο έλεγχος της κατασκευής σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, σε γωνιακή παραμόρφωση, ο έλεγχος της δοκού κυλίσεως, των σύμμικτων πλακών και των συνδέσεων. Στη συνέχεια, οι υπάρχοντες κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μορφής Χ αντικαταστάθηκαν με έκκεντρους συνδέσμους ενώ έπειτα αφαιρέθηκαν από την κατασκευή. Σκοπός αυτής της διαδικασίας ήταν η επιβεβαίωση της επάρκειας των αρχικών διατομών και η παρατήρηση της επίδρασης των αλλαγών στις διατομές των μελών του φορέα.

### 8.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων – συμπεράσματα

#### 8.2.1 Βάρος

Η αρχική κατασκευή και η κατασκευή με έκκεντρους συνδέσμους (1η εναλλακτική διαστασιολόγηση) δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές μεταξύ τους. Αναλυτικότερα, όπως φαίνεται από τους παρακάτω πίνακες η διαφορά του βάρους τους είναι μόλις 1%, με ελαφρύτερη την κατασκευή με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Η κατασκευή χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι κατά 17% βαρύτερη από την αρχική (βλ. παρακάτω πίνακα). Οπότε αυτή η λύση μάλλον δεν είναι ιδιαίτερα καλή εκτός κι αν βέβαια είναι αναγκαίο να αφαιρεθούν οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας για αρχιτεκτονικούς ή πρακτικούς λόγους.

Το συμπέρασμα αυτό ενισχύεται και από ένα ακόμη παράγοντα ο οποίος δεν έχει συνεκτιμηθεί. Στην εναλλακτική αυτή διαστασιολόγηση, χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους, οι συνδέσεις μεταξύ δοκών - υποστλωμάτων θεωρηθήκαν συνδέσεις

ροπής (πακτώσεις). Οι συνδέσεις αυτές κοστίζουν περισσότερο από τις απλές συνδέσεις μεταφοράς τέμνουσας αφενός λόγω περισσότερων κοχλιών και εξαρτημάτων που απαιτούνται και αφετέρου λόγω της δυσκολίας κατασκευής τους κάτι που συνεπάγεται αρκετά περισσότερες εργατοώρες

Βάρος αρχικής κατασκευής			Βάρος με έκκεντρους συνδ.			Βάρος χωρίς κατακ. συνδ.		
Διατομή	Υλικό	Βάρος (t)	Διατομή	Υλικό	Βάρος (t)	Διατομή	Υλικό	Βάρος (t)
HE160B	S235	2,49	HE160B	S235	2,49	HE160B	S235	2,47
HE200A	S355	2,16	HE200A	S355	2,16	HE200B	S355	2,00
HE200B	S355	5,82	HE200B	S355	5,82	HE240B	S355	34,34
HE220B	S235	0,71	HE220B	S235	0,71	HE260B	S355	0,67
HE240B	S355	34,45	HE240B	S355	34,45	HE300A	S355	7,60
HE260B	S355	6,47	HE260B	S355	6,47	HE300B	S355	7,62
HE300A	S355	7,99	HE300A	S355	7,99	HE340B	S355	0,47
HE300B	S355	7,69	HE300B	S355	6,12	HE360A	S235	0,78
HE340B	S355	2,97	HE340B	S355	2,97	HE400A	S355	5,26
HE360A	S235	1,71	HE360A	S235	1,71	HE400B	S355	2,19
HE400A	S355	5,51	HE400A	S355	3,05	HE550B	S355	9,77
HE400B	S355	2,29	HE400B	S355	2,29	IPE160	S355	4,35
HE550B	S355	3,92	HE550B	S355	7,22	IPE200	S235	0,42
IPE160	S355	4,35	IPE160	S355	4,23	IPE300	S235	1,63
IPE200	S235	0,43	IPE200	S235	0,43	IPE400	S235	3,29
IPE300	S235	2,19	IPE300	S235	1,20	L60.6	S235	1,84
IPE400	S235	3,29	IPE400	S235	4,83	HE500A	S355	0,54
150.8	S235	2,55	150.8	S235	1,31	HE500B	S355	16,76
180.8	S235	2,32	180.8	S235	0,72	HE600B	S355	11,09
200.8	S235	2,57	200.8	S235	0,78	HE650B	S355	7,91
200.10	S235	1,97	200.10	S235	1,03	IPE600	S235	1,61
L60.6	S235	1,03	L60.6	S235	1,03			
<b>Άθροισμα</b>		<b>104,87</b>	HE450B	S355	2,84	<b>Άθροισμα</b>		<b>122,61</b>
			IPE180	S235	0,14			
			240.10	S235	0,65			
			240.12	S235	0,67			
			<b>Άθροισμα</b>		<b>103,33</b>			

### 8.2.2 Ιδιοπερίοδοι και επιταχύνσεις

Από το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού είναι προφανές ότι η κατασκευή δέχεται τις μέγιστες επιταχύνσεις για ιδιοπεριόδους  $0.15 \leq T \leq 0.60$  (γραμμικός κλάδος του

φάσματος) και για  $T > 0.60\text{sec}$ , όσο μεγαλώνει η ιδιοπερίοδος τόσο μικραίνει η επιτάχυνση (φθίνων κλάδος του φάσματος).



Στην 1η ιδιομορφή, η οποία είναι και η πιο κρίσιμη καθώς της αντιστοιχεί το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας σε σχέση με τις υπόλοιπες, η περίοδος της αρχικής κατασκευής είναι 0.362sec, της 1ης εναλλακτικής διαστασιολόγησης 0.945sec και της δεύτερης εναλλακτικής διαστασιολόγησης 1.492sec. Λαμβανομένου υπόψη του φάσματος, προκύπτει ότι το κτίριο χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας δέχεται τη μικρότερη επιτάχυνση, ενώ το κτίριο με χιαστί συνδέσμους δέχεται τη μεγαλύτερη.

Στην 2η ιδιομορφή, στην οποία αντιστοιχεί ποσοστό μάζας μικρότερο από την 1η, χωρίς αυτό να σημαίνει ότι μπορεί να αμεληθεί, οι περίοδοι είναι 0.346sec, 0.516sec και 0,764sec αντίστοιχα. Πάλι, η δεύτερη εναλλακτική διαστασιολόγηση χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας δέχεται τη μικρότερη επιτάχυνση ενώ οι κατασκευές με κατακόρυφους συνδέσμους (χιαστί ή έκκεντρους) δέχονται την ίδια επιτάχυνση (γραμμικός κλάδος του φάσματος).

Αναλυτικά, όλες οι ιδιοπερίοδοι των κατασκευών στους πίνακες Π.2, Π.3 και Π.4 του Παραστήματος.

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

ιδιοπερίοδος συνεπάγεται συνήθως και μεγάλες μετακινήσεις, κάτι που εξετάζεται παρακάτω.

### 8.2.3 Έλεγχος σε γωνιακή παραμόρφωση και σύγκριση παραμορφώσεων

#### Αρχική κατασκευή

$$\gamma = \frac{\Delta_{\varepsilon\lambda}}{h} = \frac{0.0047}{3.4} = 0.0014 < 0.005$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Η μέγιστη παραμόρφωση στην ανώτατη στάθμη του κτιρίου προέκυψε 0.0478m.

#### Κατασκευή με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας

Κατά τον έλεγχο σε γωνιακή παραμόρφωση, η μέγιστη σχετική μετατόπιση των ορόφων προέκυψε 0.01054m.

$$\gamma_{\sigma\rho} = \frac{\Delta_{\varepsilon\lambda}}{h} = \frac{0.01054}{3.4} = 0.0031 < 0.005$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται.

Η μέγιστη παραμόρφωση στην ανώτατη στάθμη του κτιρίου προέκυψε 0.0706m.

#### Κατασκευή χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας

Κατά τον έλεγχο σε γωνιακή παραμόρφωση, η μέγιστη σχετική μετατόπιση των ορόφων προέκυψε 0.016696m.

$$\gamma_{\sigma\rho} = \frac{\Delta_{\varepsilon\lambda}}{h} = \frac{0.016696}{3.4} = 0.00491 < 0.005$$

Ο έλεγχος ικανοποιείται οριακά.

Η μέγιστη παραμόρφωση στην ανώτατη στάθμη του κτιρίου προέκυψε 0.0878m.

Παρατηρούμε ότι η κατασκευή χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας παρουσιάζει αρκετά μεγάλες μετακινήσεις (σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων αλλά και απόλυτες μετακινήσεις) κάτι που ίσως δημιουργήσει προβλήματα στην κατασκευή κυρίως όταν αυτή γειτνιάζει με άλλα κτίρια.

Αντίθετα οι μετακινήσεις είναι σημαντικά μικρότερες στην εναλλακτική διαστασιολόγηση με τους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας και ακόμη μικρότερες στην αρχική κατασκευή με τους χιαστί συνδέσμους, κάτι που ήταν αναμενόμενο από τις ιδιοπεριόδους των κατασκευών.



## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
STORY2	D2	SEISMA1 MAX	0,0034	0,0027	0	0	0	0,00011	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA1 MIN	-	-0,0028	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA2 MAX	0,0034	0,0027	0	0	0	0,00011	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA2 MIN	-	-0,0028	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA3 MAX	0,0034	0,0027	0	0	0	0,00011	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA3 MIN	-	-0,0028	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA4 MAX	0,0034	0,0027	0	0	0	0,00011	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA4 MIN	-	-0,0028	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA5 MAX	0,0034	0,0027	0	0	0	0,00011	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA5 MIN	-	-0,0028	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA6 MAX	0,0034	0,0027	0	0	0	0,00011	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA6 MIN	-	-0,0028	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA7 MAX	0,0034	0,0027	0	0	0	0,00011	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA7 MIN	-	-0,0028	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA8 MAX	0,0034	0,0027	0	0	0	0,00011	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMA8 MIN	-	-0,0028	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB1 MAX	0,003	0,0028	0	0	0	0,00012	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB1 MIN	-	-0,0029	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB2 MAX	0,003	0,0028	0	0	0	0,00012	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB2 MIN	-	-0,0029	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB3 MAX	0,003	0,0028	0	0	0	0,00012	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB3 MIN	-	-0,0029	0	0	0	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB4 MAX	0,0102	0,0084	0	0	0	0,00039	567	10,806	10,619	6,66

STORY2	D2	SEISMB4 MIN	-0,01	-0,0086	0	0	0	0,00044	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB5 MAX	0,003	0,0028	0	0	0	0,00012	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB5 MIN	-	-0,0029	0	0	0	0,00016	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB6 MAX	0,003	0,0028	0	0	0	0,00012	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB6 MIN	-	-0,0029	0	0	0	0,00016	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB7 MAX	0,003	0,0028	0	0	0	0,00012	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB7 MIN	-	-0,0029	0	0	0	0,00016	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB8 MAX	0,003	0,0028	0	0	0	0,00012	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY2	D2	SEISMB8 MIN	-	-0,0029	0	0	0	0,00016	-	567	10,806	10,619	6,66
STORY1	D1	SEISMA1 MAX	0,0018	0,0015	0	0	0	0,00007	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA1 MIN	-	-0,0015	0	0	0	0,00008	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA2 MAX	0,0018	0,0015	0	0	0	0,00007	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA2 MIN	-	-0,0015	0	0	0	0,00008	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA3 MAX	0,0018	0,0015	0	0	0	0,00007	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA3 MIN	-	-0,0015	0	0	0	0,00008	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA4 MAX	0,0018	0,0015	0	0	0	0,00007	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA4 MIN	-	-0,0015	0	0	0	0,00008	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA5 MAX	0,0018	0,0015	0	0	0	0,00007	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA5 MIN	-	-0,0015	0	0	0	0,00008	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA6 MAX	0,0018	0,0015	0	0	0	0,00007	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA6 MIN	-	-0,0015	0	0	0	0,00008	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA7 MAX	0,0018	0,0015	0	0	0	0,00007	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA7 MIN	-	-0,0015	0	0	0	0,00008	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA8 MAX	0,0018	0,0015	0	0	0	0,00007	-	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMA8 MIN	-	-0,0015	0	0	0	0,00008	-	568	10,717	10,557	3,26

STORY1	D1	SEISMB1 MAX	0,0016	0,0015	0	0	0	0,00007	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB1 MIN	- 0,0015	-0,0016	0	0	0	- 0,00008	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB2 MAX	0,0016	0,0015	0	0	0	0,00007	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB2 MIN	- 0,0015	-0,0016	0	0	0	- 0,00008	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB3 MAX	0,0016	0,0015	0	0	0	0,00007	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB3 MIN	- 0,0015	-0,0016	0	0	0	- 0,00008	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB4 MAX	0,0055	0,0046	0	0	0	0,00023	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB4 MIN	- 0,0054	-0,0047	0	0	0	- 0,00024	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB5 MAX	0,0016	0,0015	0	0	0	0,00007	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB5 MIN	- 0,0015	-0,0016	0	0	0	- 0,00008	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB6 MAX	0,0016	0,0015	0	0	0	0,00007	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB6 MIN	- 0,0015	-0,0016	0	0	0	- 0,00008	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB7 MAX	0,0016	0,0015	0	0	0	0,00007	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB7 MIN	- 0,0015	-0,0016	0	0	0	- 0,00008	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB8 MAX	0,0016	0,0015	0	0	0	0,00007	568	10,717	10,557	3,26
STORY1	D1	SEISMB8 MIN	- 0,0015	-0,0016	0	0	0	- 0,00008	568	10,717	10,557	3,26

Πίνακας Π.1: Μετατοπίσεις και στροφές κατά την ελαστική ανάλυση της κατασκευής

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)
1	0,362
2	0,346
3	0,236
4	0,158
5	0,149
6	0,145
7	0,134
8	0,118
9	0,104
10	0,101
11	0,093
12	0,081

Πίν. Π.2: Ιδιομορφές της αρχικής κατασκευής

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)
1	0,945
2	0,516
3	0,403
4	0,362
5	0,261
6	0,206
7	0,179
8	0,159
9	0,157
10	0,151
11	0,122
12	0,115

Πίν. Π.3: Ιδιομορφές της κατασκευής με έκκεντρους συνδέσμους

Ιδιομορφή	Περίοδος (sec)
1	1,492
2	0,764
3	0,617
4	0,340
5	0,204
6	0,152
7	0,150
8	0,129
9	0,106
10	0,078
11	0,073
12	0,060

Πίν. Π.4: Ιδιομορφές της κατασκευής χωρίς κατακόρυφους συνδέσμους

---

## Βιβλιογραφικές πηγές

Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «*Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων*», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Βάγιας Ι, «*Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα*», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2010

Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «*Σιδηρές Κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση*» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2003

Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «*Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος Ι*» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Βάγιας Ι, Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Ι., «*Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3, Τόμος ΙΙ*» Εκδόσεις Κλειδάριθμος, 2005

Chopra A. «*Δυναμική των κατασκευών-Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική*». 3η Έκδοση. Εκδόσεις Μ Γκιούρδας 2007

Ερμόπουλος Ι.. *Στοιχεία σχεδιασμού μεταλλικών κατασκευών*. 2000

Ερμόπουλος Ι. «*Ευρωκώδικας 1-Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής*». 2η Έκδοση, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα: . 2005.

Καρύδη Π. Γ.. «*Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας*». Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, 1996

Ο.Α.Σ.Π-ΣΠΜΕ «*Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός ΕΑΚ 2000*», Αθήνα 2001

Παπασταματίου Δ, Ι. Ψυχάρης. «*Βοηθητικές σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας*», Αθήνα: Εκδόσεις Εθνικού Πολυτεχνείου 2001

---

Ευρωκώδικας 1: «*Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές*», Μέρος 1-1: Βάσεις Σχεδιασμού, CEN, ENV 1991-1:2002

Ευρωκώδικας 1: «*Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές*», Μέρος 1-3: Φορτία χιονιού, CEN, ENV 1991-1-3:2002

Ευρωκώδικας 1: «*Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές*», Μέρος 1-4: Δράση του ανέμου, CEN, ENV 1991-1-4:2002

Ευρωκώδικας 1: «*Βάση μελέτης και δράσεων στις κατασκευές*», Μέρος 1-5: Δράση λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών, CEN, ENV 1991-1-5:2002

Ευρωκώδικας 3: «*Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών*», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες, και κανόνες για κτίρια, CEN, ENV 1993-1-1

Ευρωκώδικας 3: «*Σχεδιασμός μεταλλικών κατασκευών*», Μέρος 1-6: Κατασκευές που υποστηρίζουν γερανογέφυρες, CEN, ENV 1993-6

Ευρωκώδικας 4: «*Σχεδιασμός σύμμικτων κατασκευών από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα*»

[www.elastron.gr](http://www.elastron.gr)

---

## Αντί Επιλόγου

Δεν νομίζω ότι η αρχή μια πορείας είναι η κατάλληλη στιγμή για να ευχαριστήσω οποιονδήποτε αλλά αφού είθισται θα ήθελα να ευχαριστήσω προκαταβολικά το Σάκη, την Ελένη και το Ζήση για τη συμπαράσταση που θα μου δείξουν τα επόμενα χρόνια. Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή Ε.Μ.Π. κ. Ιωαννίδη Γιώργο για την ανάθεση διπλωματικής εργασίας αλλά κυρίως για τις πολύτιμες συμβουλές που μου έδωσε και το χρόνο που μου διέθεσε. Τέλος, δεν θα μπορούσα να παραλείψω τον κ. Μουρίκη Ηρακλή και την Κλέλια χάρη στους οποίους ολοκλήρωσα τη διπλωματική μου εργασία.