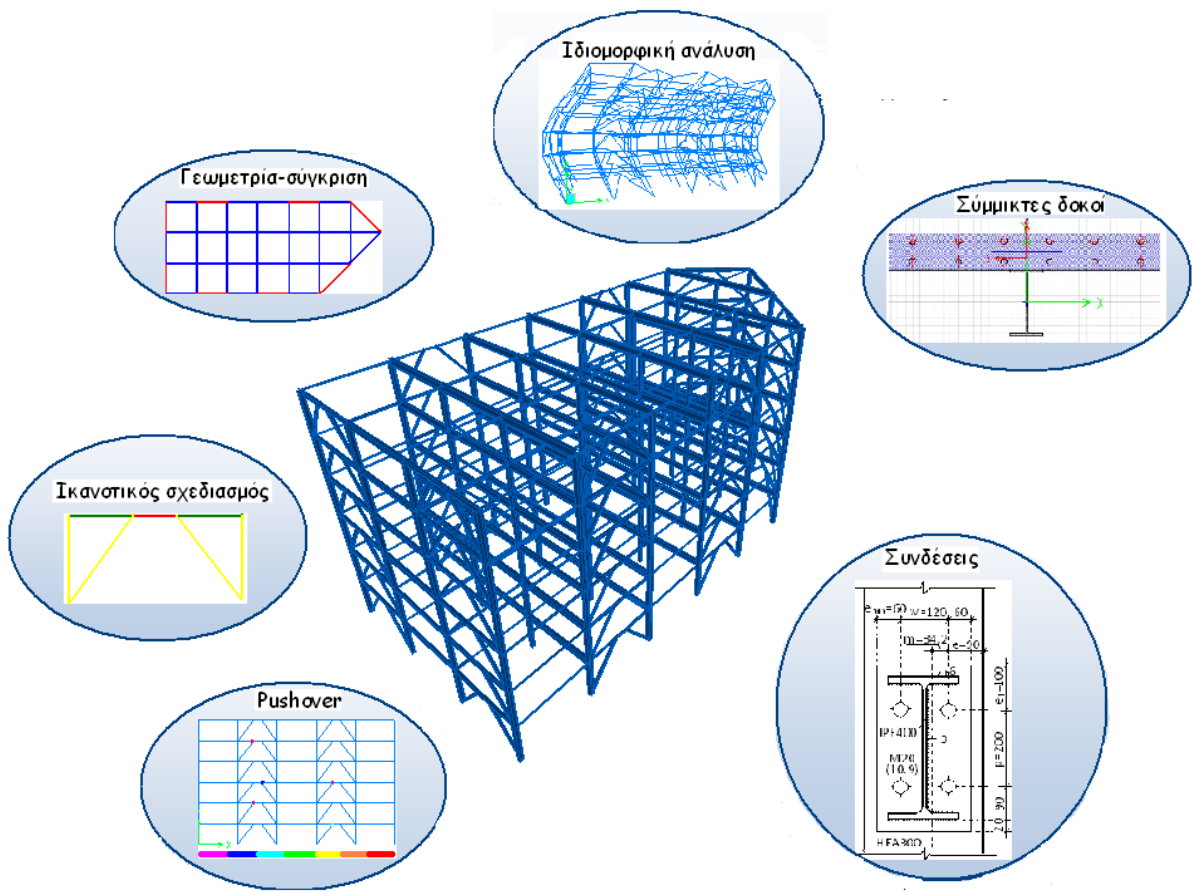




ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΗ ΚΑΝΟΝΙΚΟΥ,
ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ**



ΕΠΙΒΛΕΤΩΝ:
ΙΩΑΝΝΗΣ Κ. ΒΑΓΙΑΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΑΝΤΩΝΟΠΟΥΛΟΥ ΑΝΑΣΤΑΣΙΑ

ΑΘΗΝΑ
ΙΟΥΛΙΟΣ 2011

Περιεχόμενα

Περιεχόμενα.....	0
Ευχαριστίες.....	5
Περίληψη	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή	8
1.1 Γενικά στοιχεία-Ιστορική αναδρομή.....	8
1.2 Αξιολόγηση των μεταλλικών κατασκευών.....	9
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Παρουσίαση του Έργου	11
2.1 Σκοπός	11
2.2 Γεωμετρία	11
2.2.1 Γενική περιγραφή του έργου.....	11
2.3 Υλικά κατασκευής.....	14
2.4 Ανέγερση της κατασκευής.....	14
2.5 Στατική κανονικότητα	15
2.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη	15
2.5.2 Κανονικότητα σε όψη	17
2.6 Φορτία.....	18
2.6.1 Κατηγορίες φορτίων	18
2.6.2 Μόνιμα φορτία	19
2.6.3 Κινητά φορτία	19
2.6.3.1 Φορτίο χιονιού.....	20
2.6.4 Πλευρικά φορτία	21
2.6.4.1 Ανεμοπίεση.....	21
2.6.4.2 Σεισμικές δράσεις κατά τον EC8.....	43
2.7 Συνδυασμοί φορτίσεων.....	53
2.7.1 Οριακές καταστάσεις.....	54
2.7.2 Συνδυασμοί για τα σεισμικά φορτία κατά x και y.....	57

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Σύγκριση κτιρίων.....	61
3.1 Εισαγωγή	61
3.2 Παρουσίαση κτιρίων	62
3.3 Κριτήρια επιλογής.....	67
3.4 Σύγκριση.....	70
3.5 Τελική γεωμετρία κατασκευής.....	73
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Έλεγχοι μελών φορέα.....	77
4.1 Διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής.....	77
4.2 Στατική ανάλυση.....	79
4.2.1 Επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας του φορέα.....	79
4.2.2 Υπολογισμός του συντελεστή α_{cr} με τον τύπο του EN1993-1-1.....	81
4.3 Τυπολόγιο ελέγχων στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας κατά τον Ευρωκώδικα 3 (EC3)	85
4.3.1 Ποιότητα χάλυβα και μηχανικά χαρακτηριστικά.....	85
4.3.2 Κατάταξη διατομών.....	86
4.3.3 Συντελεστές ασφαλείας.....	89
4.3.4 Αντοχές διατομών.....	89
4.3.4.1 Έλεγχος διατομής μέλους σε μονοαξονικό εφελκυσμό	89
4.3.4.2 Έλεγχος διατομής μέλους σε θλίψη	90
4.3.4.3 Έλεγχος διατομής μέλους σε ροπή κάμψης	90
4.3.4.4 Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση	91
4.3.4.5 Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση	92
4.3.4.6 Έλεγχος διατομής μέλους σε μονοαξονική κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη	92
4.3.4.7 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη και αξονική θλίψη	94
4.3.4.8 Αντοχή διατομών σε λυγισμό-μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη.....	96
4.3.4.8.1 Αντοχή σε λυγισμό.....	96
4.3.4.8.2 Καμπύλες λυγισμού.....	96
4.3.4.9 Αντοχή σε λυγισμό-μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη	99
4.3.4.9.1 Αντοχή σε λυγισμό.....	99
4.3.4.9.2 Λιγηρότητα για καμπτικό λυγισμό.....	100
4.3.4.9.3 Λιγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.....	100
4.3.4.9.4 Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού- Γενική περίπτωση	101

4.3.4.9.5 Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.....	102
4.3.4.10 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό υπό κάμψη και θλίψη	104
4.3 Τυπολόγιο ελέγχων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας στοιχείων κατά τον Ευρωκώδικα 3 (EC3)	107
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Σύμμικτες δοκοί.....	109
5.1 Γενικά	109
5.2 Έλεγχος των κύριων δοκών	110
5.2.1 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας.....	113
5.2.2 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	116
5.2.3 Διατμητική σύνδεση	118
5.2.3.1 Διαμήκης διάτμηση.....	119
5.2.3.2 Κατανομή διατμητικών συνδέσμων κατά μήκος του φορέα.....	122
5.2.3.3 Μερική διατμητική σύνδεση	125
5.2.3.4 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος	126
5.2.3.5 Διατμητική κάλυψη πλάκας στην περιοχή των συνδέσμων.....	127
5.3 Έλεγχος διαδοκίδων	128
5.3.1 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας.....	130
5.3.2 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	132
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Ικανοτικός σχεδιασμός	135
6.1 Εισαγωγή	135
6.2 Δυναμική ανάλυση πλαισίου με κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα βάσει EC8.....	135
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Μέθοδοι σεισμικής απόκρισης.....	158
7.1 Εισαγωγή	158
7.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης	159
7.3 Περιορισμός βλαβών	164
7.3.1 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου	164
7.3.2 Φαινόμενα 2 ^{ας} τάξεως	166
7.4 Στατική ανελαστική ανάλυση Pushover	169
7.4.1 Εισαγωγή.....	169
7.4.2 Περιγραφή στατικής ανελαστικής ανάλυσης.....	170
7.4.3 Στάθμες επιτελεστικότητας.....	171

7.4.4 Εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης στο Sap2000.....	176
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: Συνδέσεις μελών.....	185
8.1 Εισαγωγή	185
8.2 Συγκολλήσεις	185
8.3 Έλεγχος κοχλιωτών συνδέσεων	187
8.4 Αναλυτικοί έλεγχοι μελών.....	192
8.4.1. Έδραση υποστυλώματος.....	192
8.4.1.1 Έλεγχος συγκόλλησης υποστυλώματος.....	195
8.4.1.2 Έλεγχος έδρασης υποστυλώματος.....	198
8.4.2 Σύνδεση ράβδων Λ με κύρια δοκό	204
8.4.3 Έλεγχος σύνδεσης κύριας δοκού σε υποστύλωμα	219
8.4.3.1 Κατά τη διεύθυνση x.....	219
8.4.3.2 Κατά τη διεύθυνση y.....	235
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: Συμπεράσματα.....	243
Παράρτημα Α	246
Βιβλιογραφία.....	250

Ευχαριστίες

Αρχικά, θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον Καθηγητή Σιδηρών Κατασκευών της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών κ. Ιωάννη Βάγια, για την επίβλεψη της Διπλωματικής μου εργασίας, καθώς και για την επιστημονική του καθοδήγηση καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησής της.

Επιπρόσθετα, θα ήθελα να ευχαριστήσω ειλικρινώς τον Υποψήφιο Διδάκτορα κ. Ανδρέα Σπηλιόπουλο για τις ουσιαστικές του υποδείξεις και συμβουλές που ήταν καθοριστικές για την τεκμηρίωση της παρούσας εργασίας, καθώς χωρίς τη συμβολή του θα ήταν αδύνατη η ολοκλήρωσή της.

Δεν πρέπει να παραλείψω να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στο σύνολο των υποψηφίων διδασκόντων του τομέα Βασίλη Κάρλο, Γιούλη Δούγκα, Δανάη Δημακογιάννη και Μαρία-Ελένη Ντάσιου για την ουσιαστική βοήθειά τους.

Τέλος, ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στην οικογένειά μου για τη συνεχή συμπαράσταση και υποστήριξη σε όλη τη διάρκεια των σχολικών και φοιτητικών μου χρόνων, καθώς και σε όλους τους φίλους μου για την ανοχή και κατανόηση που επέδειξαν.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο το σχεδιασμό και τη μελέτη ενός μη-κανονικού, πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με κατακόρυφους έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ, το οποίο προέκυψε μετά την εξέταση εναλλακτικών θέσεων για τη σωστή τοποθέτηση των συνδέσμων αυτών. Αναλυτικότερα:

Στο 1^ο Κεφάλαιο γίνεται μια ιστορική αναδρομή στη χρήση και εξέλιξη των μεταλλικών κατασκευών και αναφέρονται τα πλεονεκτήματα αλλά και τα μειονεκτήματα που προκύπτουν από τη χρήση του χάλυβα στις κατασκευές.

Στο 2^ο Κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του έργου. Δίνονται πληροφορίες για τη γεωμετρία, τις διαστάσεις και τα υλικά που χρησιμοποιούνται σε όλα τα κτίρια. Στη συνέχεια αναφέρονται αναλυτικά όλα τα φορτία που δρουν στις κατασκευές, καθώς και οι συνδυασμοί φόρτισης με βάση τους οποίους έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση των κατασκευών. Τέλος, γίνεται αναφορά στο πρόγραμμα με το οποίο επιλύθηκαν οι κατασκευές αλλά και στη μέθοδο ανάλυσης που εφαρμόστηκε.

Στο 3^ο Κεφάλαιο γίνεται η σύγκριση συνολικά δέκα κτιρίων με διαφορετικές θέσεις των συνδέσμων δυσκαμψίας και με βάση διάφορα κριτήρια επιλέγεται ένα κτίριο.

Στο 4^ο Κεφάλαιο δίνεται το κατάλληλο τυπολόγιο με βάση το οποίο έγινε η ανάλυση των κατασκευών και η τελική του επιλεχθέντος κτιρίου.

Στο 5^ο Κεφάλαιο γίνονται αναλυτικοί έλεγχοι των σύμμικτων κύριων δοκών και διαδοκίδων της κατασκευής μας.

Στο 6^ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται ο έλεγχος του ικανοτικού σχεδιασμού σε ένα πλαίσιο της κατασκευής μας, με βάση τον Ευρωκώδικα 8.

Στο 7^ο Κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία διερεύνησης της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής με τη γραμμική-ελαστική μέθοδο “ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης” και γίνονται οι έλεγχοι για την απαίτηση περιορισμού

βλαβών και την επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξεως του Ευρωκώδικα 8. Στο ίδιο κεφάλαιο πραγματοποιείται και η ανελαστική στατική ανάλυση Pushover για το επιλεγθέν κτίριο.

Στο 8^ο Κεφάλαιο περιγράφονται επιλεγμένες συνδέσεις μελών του φορέα και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους.

Στο 9^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της παρούσας Διπλωματικής εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή

1.1 Γενικά στοιχεία-Ιστορική αναδρομή

Ο χάλυβας είναι ένα κράμα από σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία, το κυριότερο από τα οποία είναι ο άνθρακα (C). Ο συνήθης χάλυβας περιέχει λιγότερο από 2,06% κ.β. άνθρακα, λιγότερο από 1,0% κ.β. μαγγάνιο και πολλά μικρά ποσοστά πυριπίου, φωσφόρου, θείου και οξυγόνου. 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.).

Η χρήση του χάλυβα υπαγορεύτηκε στα κτίρια από την απαίτηση όλο και μεγαλύτερου ύψους. Η πρώτη χρήση του χάλυβα σε κτίρια έγινε στους ουρανοξύστες των ΗΠΑ, ιδιαίτερα στο Σικάγο, στις αρχές του 20^{ου} αιώνα. Η επιλογή μεταλλικού (χαλύβδινου) φέροντος οργανισμού με την ευελιξία και ταχύτητα ανέγερσης που επιφέρει, αποτέλεσε την προσφορότερη λύση όσο καμία άλλη παραδοσιακή μέθοδος κατασκευής. Στη Ευρώπη, και για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα μετά το 2^ο Παγκόσμιο Πόλεμο, δεν γινόταν χρήση του χάλυβα σε οικοδομικά έργα λόγω έλλειψης χάλυβα, χαμηλών τιμών σκυροδέματος αλλά και λόγω του υψηλού κόστους πυροπροστασίας. Η κατάσταση αυτή άλλαξε ριζικά στην Ευρώπη από τις αρχές του 1980 με την υιοθέτηση των αμερικανικών μεθόδων διαχείρισης fast – track, με πρωτοπόρες την Αγγλία και τις σκανδιναβικές χώρες.

Σήμερα, τα χαλύβδινα οικοδομικά έργα θεωρούνται σύγχρονες, γρήγορες και οικονομικές κατασκευές. Το ποσοστό τους στο σύνολο των κτιρίων εξαρτάται από τις τοπικές συνθήκες. Η ευρύτερη εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια παρατηρείται στην Ιαπωνία, όπου λόγω των αυξημένων απαιτήσεων αντισεισμικότητας, το 65% των κτιρίων είναι μεταλλικά. Στις ΗΠΑ το αντίστοιχο ποσοστό είναι 50%. Η Ευρώπη υστερεί συγκριτικά με την Ιαπωνία και τις ΗΠΑ στη χρήση του χάλυβα σε ό,τι αφορά τα πολυώροφα κτίρια με κατά μέσο όρο ποσοστό κτιρίων 33%. Στη Αγγλία το

ποσοστό των μεταλλικών κτιρίων είναι 60%, στη Στοκχόλμη 80%, ενώ στη νότια Ευρώπη, παρ'όλη την αυξημένη σεισμικότητα το ποσοστό παραμένει μικρό.

Η Ελλάδα δεν παρακολούθησε τις παραπάνω εξελίξεις, αφού επί μεγάλο χρονικό διάστημα κυριάρχησε το οπλισμένο σκυρόδεμα ως δομικό υλικό. Από τα μέσα του 1990 άρχισε η εφαρμογή του χάλυβα σε κτίρια γραφείων και ξενοδοχείων, πέρα από τις συνηθισμένες χρήσεις του σε βιομηχανικά, αγροτικά, εμπορικά και αθλητικά έργα. Σημαντικό ρόλο έπαιξε η καλή συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων κατά το μεγάλο σεισμό της Αθήνας το 1999. Επιπλέον, καταλυτικός παράγοντας στην ανάπτυξη των μεταλλικών κτιρίων στη χώρα μας αποτέλεσε η προετοιμασία των Ολυμπιακών Αγώνων της Αθήνας το 2004 καθώς η χρήση του χάλυβα στα έργα ήταν ευρεία.

1.2 Αξιολόγηση των μεταλλικών κατασκευών

Τα σημερινά μεταλλικά (χαλύβδινα) κτίρια διακρίνονται για την αρχιτεκτονική τους πολυμορφία, τα μεγάλα ανοίγματα, το φυσικό φωτισμό, τη σύνθεση των χρωμάτων, την πολυμορφικότητα των προσόψεων, τα υαλοστάσια και γενικότερα την εντύπωση που δίνουν ως σύγχρονες καλαισθητες κατασκευές. Οι βασικότερες εφαρμογές είναι σε κτίρια γραφείων, τράπεζες, ξενοδοχεία, πολυκαταστήματα, πολυώροφα γκαράζ κλπ. Η συμπεριφορά των μεταλλικών κτιρίων απέναντι στο σεισμό, που αποτελεί τον ισχυρότερο αντίπαλο του πολιτικού μηχανικού, τα καθιστά αξιόπιστες κατασκευαστικές λύσεις.

Σε σύγκριση με τα παραδοσιακά κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα τα μεταλλικά κτίρια υπερτερούν στα εξής σημεία:

- Ταχύτητα κατασκευής λόγω του μεγάλου αριθμού προκατασκευασμένων διατομών που διατίθενται στην αγορά.
- Δυνατότητα ζεύξης μεγάλων ανοιγμάτων
- Απαιτήση μικρότερης και οικονομικότερης θεμελίωσης
- Αντισεισμικότητα

- Εύκολος εντοπισμός και αποκατάσταση βλαβών
- Δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών
- Δυνατότητα αποσυναρμολόγησης
- Δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα

Τα μεταλλικά κτίρια παρουσιάζουν όμως και αρκετά μειονεκτήματα τα οποία δεν μπορούν να αντισταθμίσουν τα σημαντικά οφέλη από τη χρήση του χάλυβα στις κατασκευές. Το υψηλό κόστος πρώτης ύλης (χάλυβα), η ευαισθησία σε πυρκαγιά και διάβρωση, η ανάγκη συντήρησης, η απαίτηση εξειδικευμένου προσωπικού σε συνδυασμό με τη λιγότερη τεχνογνωσία που υπάρχει στη Ελλάδα αποτελούν τις βασικές αδυναμίες των μεταλλικών κτιρίων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Παρουσίαση του Έργου

2.1 Σκοπός

Στην παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζεται ένα μεταλλικό, μη κανονικό κτίριο με διαφοροποίηση ως προς τη θέση των συνδέσμων δυσκαμψίας που χρησιμοποιούνται, με σκοπό τη συγκριτική αξιολόγηση της επίδρασης των θέσεων αυτών στη συνολική συμπεριφορά του κτιρίου.

Απώτερος σκοπός της διπλωματικής εργασίας αποτελεί η μελέτη του χαλύβδινου κτιρίου το οποίο επελέγη μετά την προαναφερθείσα συγκριτική αξιολόγηση, τόσο υπό συνήθη φορτία κατασκευών, όσο και υπό σεισμικά φορτία.

Ο σεισμός μεταφράζεται σε οριζόντια φορτία που καταπονούν την κατασκευή και για την ασφαλή λειτουργία της πρέπει να υπάρχει επαρκής συνολική δυσκαμψία στο κτίριο, αλλά και σύνδεσμοι δυσκαμψίας ικανοί να παραλάβουν τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις. Η μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε για το γραμμικό υπολογισμό της κατασκευής είναι η γραμμική «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης», ενώ παράλληλα η κατασκευή μελετήθηκε και σε μη γραμμική στατική ανάλυση (pushover).

2.2 Γεωμετρία

2.2.1 Γενική περιγραφή του έργου

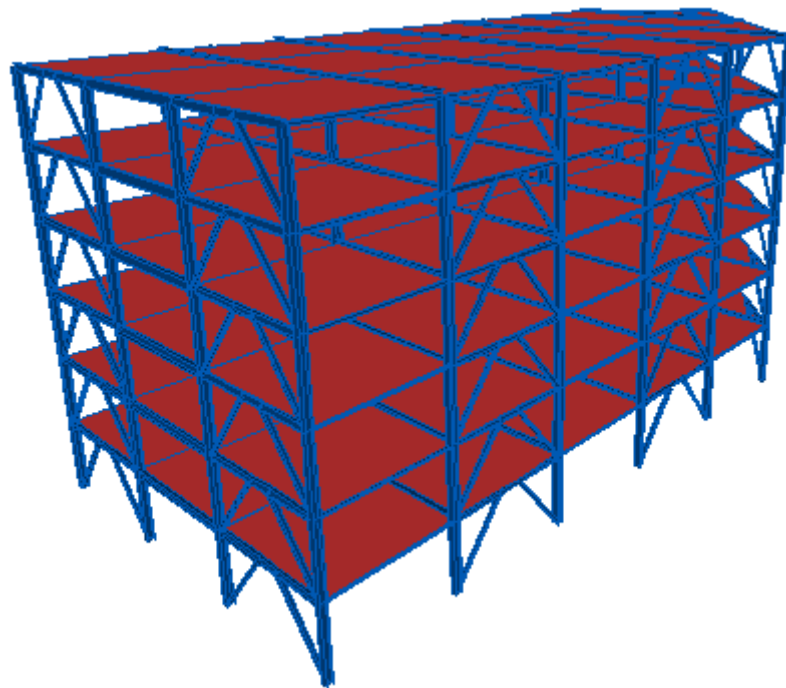
Συγκεκριμένα, στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζονται συνολικά δέκα μεταλλικά κτίρια με κοινή γεωμετρία, κοινά φορτία και υλικά, καθώς και κοινό τύπο συνδέσμων δυσκαμψίας, τα οποία διαφέρουν **μόνο** ως προς τη θέση των συνδέσμων αυτών. Τα κτίρια αυτά συγκρίνονται μεταξύ τους με βάση διάφορα κριτήρια και στη συνέχεια επιλέγεται **ένα**, με το οποίο εξασφαλίζεται η καταλληλότερη διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας και το οποίο κατόπιν διαστασιολογείται και ελέγχεται.

Το κτίριο προορίζεται να χρησιμοποιηθεί ως χώρος γραφείων. Πρόκειται για εξαώροφο κτίριο, μη κανονικό σε κάτοψη, του οποίου ο κάθε όροφος καλύπτει επιφάνεια 602 m^2 και συνολικά το κτίριο στεγάζει επιφάνεια 3612 m^2 ($6 \times 602 \text{ m}^2$). Το ύψος του κάθε ορόφου είναι 3 m και συνεπώς το συνολικό ύψος του κτιρίου είναι 18 m ($6 \times 3 \text{ m}$).

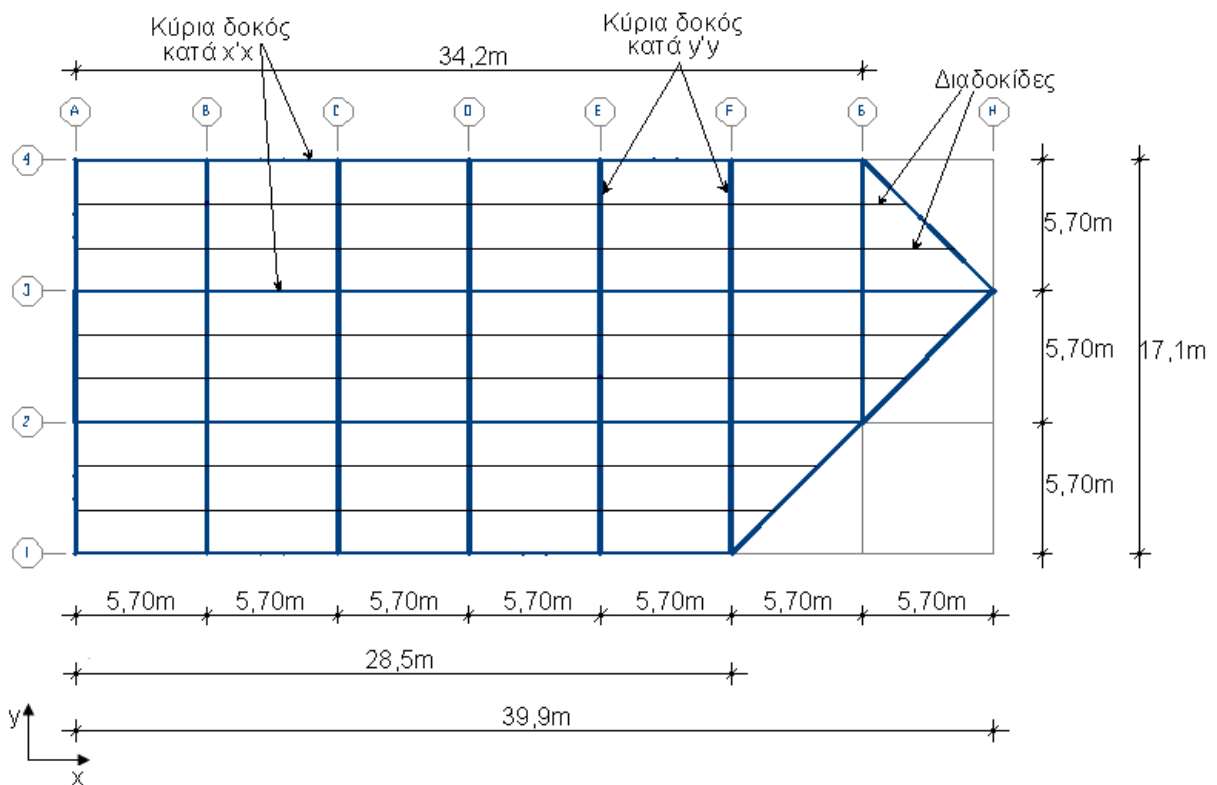
Οι πλάκες των ορόφων έχουν πάχος $h=0,15 \text{ m}$ και είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Όσο αφορά στα κατακόρυφα φορτία των πλακών, αυτά μεταβιβάζονται στις κύριες δοκούς μέσω αμφιαρθρωτών δευτερευουσών δοκών, οι οποίες είναι τοποθετημένες κατά τη διεύθυνση $x'x$ ανά $1,9 \text{ m}$. Η πλευρική ευστάθεια του φορέα και η παραλαβή των σεισμικών φορτίων εξασφαλίζεται με τη διάταξη κατακόρυφων έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου Λ , οι οποίοι τοποθετούνται σε όλες τις πλευρές του κτιρίου, με αποτέλεσμα να μην υπάρχει σε καμία πλευρά πλαισιακή λειτουργία του φορέα. Έτσι, οι συνδέσεις δοκών – υποστυλωμάτων είναι απλές συνδέσεις τέμνουσας, ενώ οι στηρίξεις των υποστυλωμάτων θεωρήθηκε ότι είναι πακτώσεις.

Όσο αφορά στις κύριες δοκούς και των δύο διευθύνσεων, αυτές είναι αμφιαρθρωτές και λαμβάνονται ως σύμμικτες αναλαμβάνοντας την ιδιορρυθμία των σύμμικτων κατασκευών κατά την οποία η διατομή που παραλαμβάνει τα δρώντα εντατικά μεγέθη μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Έτσι η αρχική διατομή πριν από την έγχυση του σκυροδέματος αποτελείται από τη σιδηροδοκό, η οποία παραλαμβάνει το ίδιο βάρος της. Κατά τη φάση της διάστρωσης του σκυροδέματος και πριν τη σκλήρυνσή του, η σιδηροδοκός συνεχίζει να παραλαμβάνει όλα τα φορτία της κατασκευής, δηλαδή το ίδιο βάρος της και το βάρος του υγρού σκυροδέματος. Μόνο μετά την πήξη του σκυροδέματος η δοκός δρα ως σύμμικτη παραλαμβάνοντας πλέον τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία, τα οποία και αναλύονται σε επόμενο κεφαλαίο.

Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται αναλυτικά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κτιρίων σε κάτοψη και προοπτικό σχήμα, όπως αυτά προσομοιάστηκαν στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 14v1.0. Οι τομές θα δειχθούν στο επόμενο κεφάλαιο όπου θα γίνει και η επιλογή του κτιρίου με τις τελικές θέσεις των συνδέσμων δυσκαμψίας.



Σχήμα 2.1: Προοπτική απεικόνιση του κτιρίου



Σχήμα 2.2: Κάτοψη τυπικού ορόφου

2.3 Υλικά κατασκευής

Για το φέροντα οργανισμό του κτιρίου επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας S235 για τις δοκούς στις οποίες συντρέχουν οι έκκεντροι σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ, ενώ για τα υπόλοιπα μέλη του φορέα (δοκοί χωρίς συνδέσμους, υποστυλώματα και σύνδεσμοι δυσκαμψίας) επιλέχθηκε χάλυβας ποιότητας S355. Οι πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ποιότητας C20/25 και ο συνελκόμενος οπλισμός επιλέχθηκε να είναι ποιότητας S500.

2.4 Ανέγερση της κατασκευής

Η ανέγερση του φέροντος οργανισμού αποτελεί την τελευταία φάση της κατασκευής, η οποία εξελίσσεται στο χώρο του εργοταξίου. Κάθε μελέτη ενός σημαντικού έργου ολοκληρώνεται με τη μελέτη ανέγερσης στην οποία προσδιορίζονται με ακρίβεια οι διαδοχικές φάσεις που προβλέπεται να ακολουθηθούν κατά τη συναρμολόγηση, καθώς και τα μέσα προς εξασφάλιση της ευστάθειάς του. Στη μελέτη ανέγερσης επίσης σημειώνονται οι εργοταξιακές συγκολλήσεις, καθώς και ο τρόπος εξασφάλισης των προς συγκόλληση τμημάτων. Η μέθοδος η οποία θα χρησιμοποιηθεί κατά την ανέγερση επηρεάζει τόσο την ταχύτητα της εκτέλεσης, όσο και το κόστος κατασκευής.

Η επιτυχής συναρμολόγηση της κατασκευής προϋποθέτει τη σύνταξη κατασκευαστικών σχεδίων ακριβείας, αλλά και την τήρηση της ακριβείας αυτής κατά τη φάση της κατεργασίας των σιδηρών στοιχείων στο εργοστάσιο. Κατά κανόνα, σε κάθε κοχλιωτή σύνδεση τοποθετείται, κατά τη συναρμολόγηση, τουλάχιστον το ένα τρίτο των τελικώς προβλεπόμενων κοχλιών, ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι το συναρμολογηθέν μέλος συμβάλλει στην ευστάθεια του ανεγειρόμενου τμήματος. Επίσης, κατά κανόνα, η ανέγερση αρχίζει από φατνώματα στα οποία προβλέπονται, στο τελικό έργο, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο αρχικά ανεγειρόμενος πυρήνας του έργου είναι ευσταθής.

Τέλος, θα πρέπει να τονίσουμε πως κατά την προσωρινή απόθεση των σιδηρών στοιχείων στο εργοτάξιο οφείλουν να λαμβάνονται κατάλληλα μέτρα ασφαλείας και προφύλαξής τους.

2.5 Στατική κανονικότητα

2.5.1 Κανονικότητα σε κάτοψη

Για να θεωρηθεί ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

(1) Όσον αφορά την αντοχή σε οριζόντια φορτία και την κατανομή της μάζας, το κτίριο θα είναι κατά προσέγγιση συμμετρικό σε κάτοψη, σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.

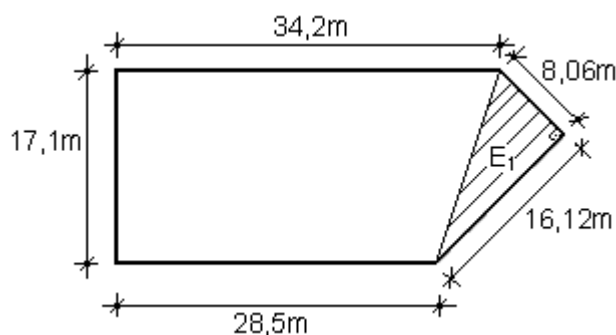
Έλεγχος

Το κτίριο μας μπορεί να θεωρηθεί συμμετρικό σε κάτοψη σε σχέση με δύο ορθογώνιους άξονες.

(2) Η διαμόρφωση της κάτοψης θα είναι συμπαγής, δηλ., κάθε πλάκα ορόφου θα οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή. Εάν υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο (εισέχουσες γωνίες ή εσοχές στην περίμετρο), η κανονικότητα σε κάτοψη μπορεί να θεωρηθεί ότι ικανοποιείται, υπό τον όρο ότι οι ανωμαλίες αυτές δεν έχουν επιπτώσεις στην δυσκαμψία της πλάκας στο επίπεδό της και ότι, σε κάθε ανωμαλία, η περιοχή μεταξύ του περιγράμματος της πλάκας και της κυρτής πολυγωνικής γραμμής που περιβάλλει την πλάκα δεν υπερβαίνει το 5% της επιφάνειας του ορόφου.

Έλεγχος

Στην κάτοψη υπάρχουν ανωμαλίες στην περίμετρο, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Έτσι,



Σχήμα 2.3: Έλεγχος κανονικότητας σε κάτοψη

$$E_1 = 1/2 \times 8,06m \times 16,12m = 65m^2$$

$$E_{o\lambda} = \frac{28,5m+34,2m}{2} \times 17,1m + 65m^2 = 602m^2$$

$$5\%E_{o\lambda} = 0,05 \times 602 = 30,1m^2$$

$$\rightarrow E_1 = 65m^2 > 5\%E_{o\lambda} = 30,1m^2$$

Συνεπώς, δεν ικανοποιείται το κριτήριο.

(3) Η δυσκαμψία των πλακών ορόφων μέσα στο επίπεδό τους θα είναι αρκετά μεγάλη σε σύγκριση με την οριζόντια δυσκαμψία των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων, έτσι ώστε η παραμόρφωση της πλάκας να έχει μικρή επίδραση στη κατανομή των δυνάμεων μεταξύ των κατακόρυφων φερόντων στοιχείων. Από την άποψη αυτή, κατόψεις με μορφή L, Π, Η, Ι, και Χ πρέπει να εξετάζονται προσεκτικά, ειδικότερα όσον αφορά την δυσκαμψία των κλάδων, που πρέπει να είναι συγκρίσιμη με αυτήν του κεντρικού σκέλους, προκειμένου να ικανοποιηθεί η συνθήκη άκαμπτου διαφράγματος. Η παρούσα παράγραφος έχει εφαρμογή για τη γενική συμπεριφορά του κτιρίου.

Έλεγχος

Ικανοποιείται

(4) Η λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη, $\lambda = L_{max}/L_{min}$, δεν θα είναι μεγαλύτερη του 4, όπου το L_{max} και το L_{min} είναι αντίστοιχα η μεγαλύτερη και η μικρότερη διάσταση του κτιρίου σε κάτοψη, μετρούμενη σε ορθογώνιες διευθύνσεις.

Έλεγχος

$$\lambda = L_{max}/L_{min} = 34,2/17,1 = 2 < 4 \rightarrow \text{Ικανοποιείται}$$

(5) Σε κάθε επίπεδο και για κάθε διεύθυνση της ανάλυσης x και y , η στατική εκκεντρότητα e_o και η ακτίνα δυστροπείας r ικανοποιούν τις δύο παρακάτω συνθήκες οι οποίες δίνονται για την διεύθυνση y της ανάλυσης:

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

όπου

e_{ox} είναι η απόσταση μεταξύ του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου μάζας, που μετράται κατά την διεύθυνση x , κάθετη στην εξεταζόμενη διεύθυνση της ανάλυσης

r_x είναι η τετραγωνική ρίζα του λόγου της δυστροπείας προς την μεταφορική δυσκαμψία στην διεύθυνση y («ακτίνα δυστροπείας»), και

l_s είναι η ακτίνα αδρανείας της μάζας της πλάκας ορόφου σε κάτοψη (τετραγωνική ρίζα του λόγου (α) της πολικής ροπής αδρανείας της μάζας της πλάκας του ορόφου σε κάτοψη, ως προς το κέντρο μάζας της πλάκας του ορόφου προς (β) την μάζα της πλάκας του ορόφου).

Συμπεραίνουμε ότι το κτίριό μας είναι μη κανονικό σε κάτοψη αφού δεν ικανοποιείται το 2^ο κριτήριο.

2.5.2 Κανονικότητα σε όψη

Για να θεωρηθεί ένα κτίριο κανονικό σε κάτοψη πρέπει να ικανοποιεί όλους τους παρακάτω όρους:

(1) Όλα τα συστήματα ανάληψης οριζοντίων φορτίων, όπως πυρήνες, φέροντα τοιχώματα ή πλαίσια, θα είναι συνεχή χωρίς διακοπή από τα θεμέλια έως την άνω

επιφάνεια του κτιρίου, ή, εάν υπάρχουν ζώνες εσοχών με διαφορετικά ύψη, έως την άνω επιφάνεια της σχετικής ζώνης του κτιρίου.

(2) Η μεταφορική δυσκαμψία και η μάζα των επιμέρους ορόφων θα παραμένουν σταθερές ή θα μειώνονται βαθμιαία, χωρίς απότομες αλλαγές, από τη βάση προς την κορυφή ενός κτιρίου.

(3) Σε κτίρια με πλαισιωτό σύστημα ο λόγος της πραγματικής αντοχής ορόφων προς την αντοχή που απαιτείται από την ανάλυση δεν πρέπει να διαφέρει δυσανάλογα μεταξύ συνεχόμενων ορόφων.

Το κτίριο μας πληροί τις προϋποθέσεις για κανονικότητα σε όψη.

2.6 Φορτία

Ο φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με τέτοιο τρόπο, ώστε σε συνδυασμό με την απαιτούμενη οικονομική δαπάνη να αντιμετωπίζει όλες τις δράσεις και επιδράσεις από το περιβάλλον, οι οποίες είναι πιθανόν να εμφανιστούν κατά την εκτέλεση και τη διάρκεια ζωής του και έτσι να παραμένει κατάλληλος καθ' όλη τη διάρκεια της χρήσης για την οποία προορίζεται.

2.6.1 Κατηγορίες φορτίων

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατό να γίνει με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνήθως με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα και αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν σε μια κατασκευή διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Μόνιμα Φορτία (G)
- Κινητά Φορτία (Q)
- Τυχηματικά Φορτία (A), τα οποία δεν αποτελούν αντικείμενο μελέτης στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία.

Τα παραπάνω φορτία μπορούν να δρουν σε συνδυασμό. Οι συνδυασμοί αυτοί και η ακριβής τιμή τους λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό με τη μέθοδο των οριακών καταστάσεων.

2.6.2 Μόνιμα φορτία

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στα μόνιμα φορτία (ή παλαιότερα γνωστά με τον όρο «νεκρά φορτία») περιλαμβάνονται όλα τα κατακόρυφα φορτία που δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως το σύνολο του ίδιου βάρους αυτής, καθώς και των λοιπών φερόντων στοιχείων κατά τη διάρκεια της ζωής της (π.χ. μονώσεις και επιστρώσεις δαπέδων, επικαλύψεις και επενδύσεις κλπ.).

Συγκεκριμένα τα μόνιμα φορτία μας σε όλα τα κτίρια είναι:

- Ι.β. σκυροδέματος: $h_c = 15cm$
 $g_c = 25kN/m^2 \times 0,15m = 3,75kN/m^2$
- Λοιπά μόνιμα φορτία: $g_{plus} = 2kN/m^2$

2.6.3 Κινητά φορτία

Τα κινητά (ή μεταβλητά) φορτία είναι φορτία βαρύτητας ή πλευρικά φορτία που δρουν όταν η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία και μεταβάλλονται ως προς τη θέση και το μέγεθός τους. Αυτά μπορεί να έχουν μόνιμο ή παροδικό χαρακτήρα και τοποθετούνται κατά δυσμενή τρόπο στο φορέα, ώστε να καλύπτεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά φορτία βαρύτητας περιλαμβάνονται άτομα, αποθηκευμένα αντικείμενα, φορτία χιονιού κ.λ.π..

Συγκεκριμένα τα κινητά μας φορτία είναι:

- $q = 2kN/m^2$

2.6.3.1 Φορτίο χιονιού

Τα φορτία χιονιού θεωρούνται στατικά και κατατάσσονται στις μεταβλητές, καθορισμένες δράσεις. Ανάλογα με τη μορφή της στέγης, τα θερμικά της χαρακτηριστικά, την τραχύτητα της επιφάνειας, το ποσό της θερμότητας που εκλύεται κάτω από τη στέγη, την απόσταση των γειτονικών κτιρίων, τον περιβάλλοντα χώρο και τις τοπικές κλιματολογικές συνθήκες, το χιόνι μπορεί να συσσωρευτεί επί της στέγης κατά διάφορους τρόπους. Ιδιαίτερη σημασία έχει το κατά πόσο είναι εκτεθειμένη η οροφή στον άνεμο, οι μεταβολές της θερμοκρασίας, καθώς και η πιθανότητα συγκέντρωσης λόγω κατακρήμνισης ή βροχόπτωσης. Σε κάθε περίπτωση το φορτίο χιονιού θεωρείται ότι ενεργεί κατακόρυφα και αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης.

Σύμφωνα με το Παράρτημα C του EN 1991 – Μέρος 1-3 το φορτίο χιονιού σε μία στέγη για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k$$

όπου:

μ_i είναι ο συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού

C_e είναι ο συντελεστής έκθεσης, ο οποίος για κανονικές συνθήκες λαμβάνεται ίσος με 1

C_t είναι ο θερμικός συντελεστής, ο οποίος για κανονικές συνθήκες θερμικής μόνωσης της στέγης λαμβάνεται ίσος με 1

s_k είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους

$$s_k = s_{k,0} \times \left(1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right)$$

όπου:

$s_{k,0}$ είναι η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας (δηλαδή για $A=0$), σε kN/m^2

A είναι το υψόμετρο της συγκεκριμένης τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας σε m

Επομένως, στη συγκεκριμένη περίπτωση θεωρούμε ότι:

→ Το κτίριό μας βρίσκεται στην περιοχή της Καστοριάς, η οποία έχει υψόμετρο 400m $\Rightarrow A = 400\text{m}$

→ Η Καστοριά βρίσκεται στη Ζώνη III $\Rightarrow s_{k,0} = 1,7\text{kN/m}^2$

Από τα παραπάνω λαμβάνουμε:

$$s_k = s_{k,0} \times \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) = 1,7 \times \left(1 + \left(\frac{400}{917}\right)^2\right) = 2,023\text{kN/m}^2$$

Επίσης, θεωρούμε ότι έχουμε:

→ Οριζόντια στέγη ($\alpha = 0^\circ$) $\Rightarrow \mu_i = 0,8$

→ Για κατασκευές προστατευμένες περιμετρικά (από κτίρια ή δένδρα) \Rightarrow

$$C_e = 1,2$$

→ Κανονικές συνθήκες μόνωσης της στέγης (δε λαμβάνω υπόψιν απώλεια θερμότητας) $\Rightarrow C_t = 1,0$

Το φορτίο χιονιού στη στέγη είναι:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k = 0,8 \times 1,2 \times 1,0 \times 2,023 = 1,94\text{kN/m}^2$$

2.6.4 Πλευρικά φορτία

2.6.4.1 Ανεμοπίεση

Οι δράσεις ανέμου κατατάσσονται στις μεταβλητές καθορισμένες δράσεις και προσδιορίζονται μέσω του Μέρους 1-4 του ευρωκώδικα 1 για ύψη κατασκευών μικρότερα των 200m που είναι και η εν λόγω κατασκευή.

Οι δράσεις λόγω ανέμου στις κατασκευές από χάλυβα παίζουν σημαντικό ρόλο και σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν και τη βασική φόρτιση, ανεξάρτητα από τον τύπο της κατασκευής, ενώ η πλέον σημαντική παράμετρος για τον προσδιορισμό τους είναι η ταχύτητα του ανέμου.

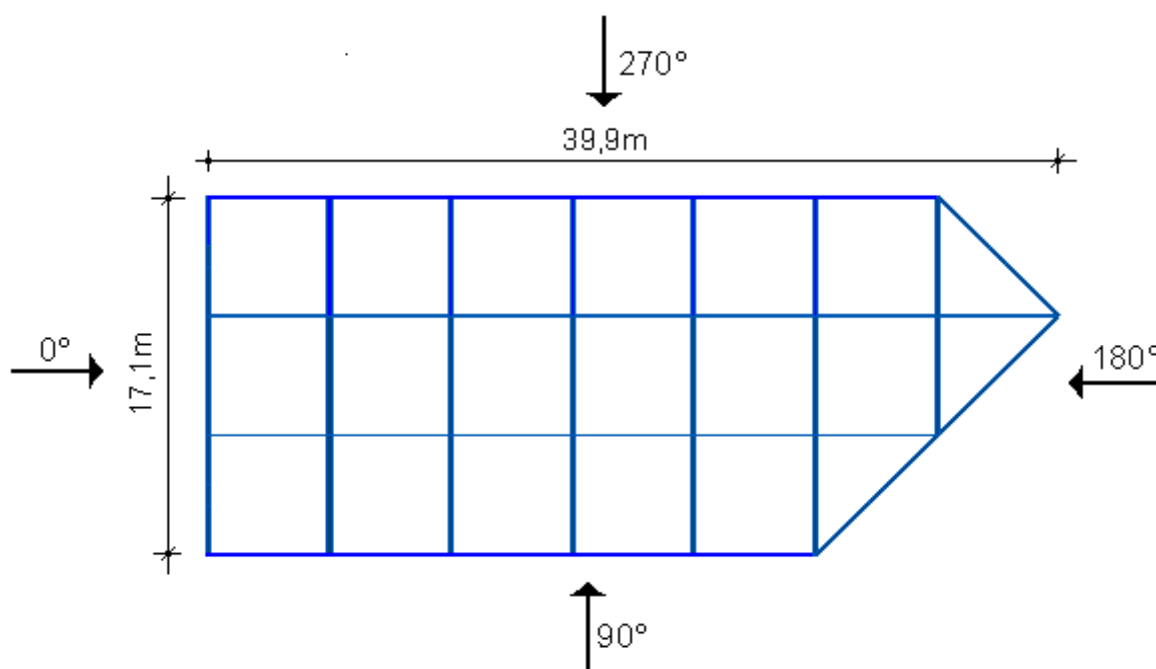
Μερικοί από τους παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος της ταχύτητας και της ασκούμενης πίεσης είναι οι εξής:

- **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.
- **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 $\Phi=H/Lu$ κατά τη διεύθυνση του ανέμου.
- **Διαστάσεις κτηρίου:** Το ύψος του μελετώμενου κτηρίου επηρεάζει σημαντικά την ταχύτητα του ανέμου.
- **Μέση ταχύτητα ανέμου:** Προσδιορίζεται από τη βασική του ταχύτητα προσαυξημένη ώστε να λάβει υπόψη το ύψος του μελετώμενου κτηρίου, 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.

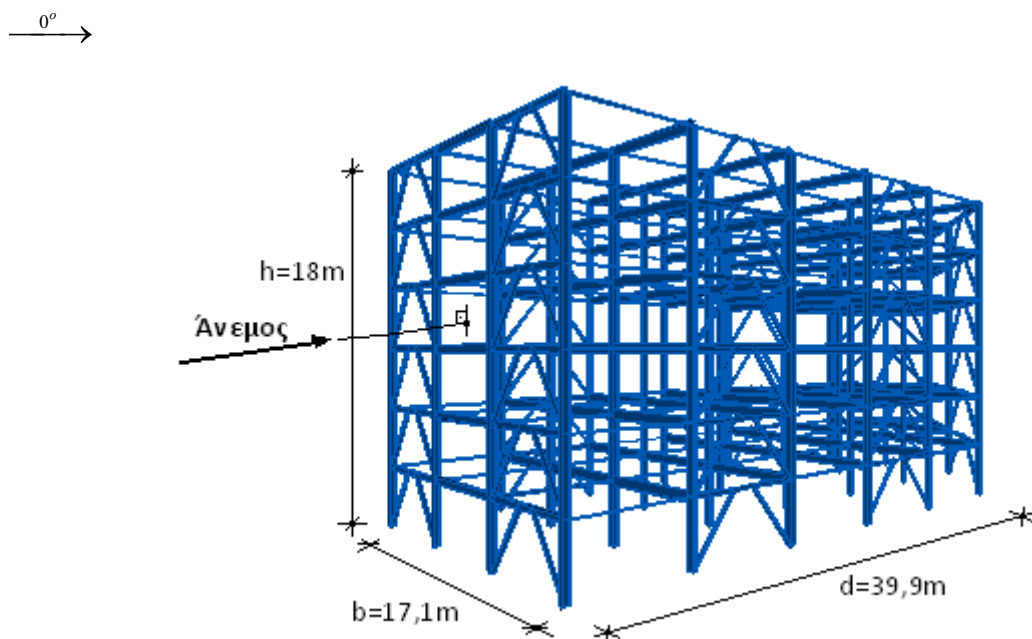
Στην παρούσα διπλωματική εργασία λαμβάνονται υπόψη και οι τέσσερις διευθύνσεις του ανέμου.

Παραδοχή: Θεωρούμε ότι πρόκειται για κτίριο με ορθογωνική κάτοψη διαστάσεων $17,1 \times 39,9\text{m}$.

Στο Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN1991-1-4 προκειμένου να απλοποιηθεί η διαδικασία εισαγωγής των δράσεων λόγω ανέμου στις κατασκευές, οι δράσεις ανάγονται σε δυνάμεις ή πιέσεις κάθετες (ή εφαπτομενικές) επί των εξωτερικών ή και εσωτερικών επιφανειών και μάλιστα με ομοιόμορφη κατανομή σε όλη την επιφάνεια μιας όψης ή σε τμήμα της.



Σχήμα 2.4: Διευθύνσεις ανέμου



Σχήμα 2.5: Προοπτική απεικόνιση επιβολής του ανέμου

- **Γενικά**

Το ύψος του κτιρίου είναι $h = 18\text{m}$, ενώ η διάσταση η εγκάρσια στον άνεμο (προσήνεμη) είναι $b = 17,1\text{m}$. Οι άλλες δύο κάθετες σε αυτή πλευρές είναι $d = 39,9\text{m}$.

→ Ύψος αναφοράς: $z_e \rightarrow h = 18\text{m} > b = 17,1\text{m} \Rightarrow z_e^1 = b = 17,1\text{m}$ και $z_e^2 = h = 18\text{m}$

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους**

→ $e = \min(b, 2h) = \min(17,1\text{m} ; 36\text{m}) = 17,1\text{m} < d = 39,9\text{m}$

Από τον πίνακα 6.1 του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1 - 4 για $h/d = 0,18/39,9 = 0,45$ με γραμμική παρεμβολή προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης, οι οποίοι φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:

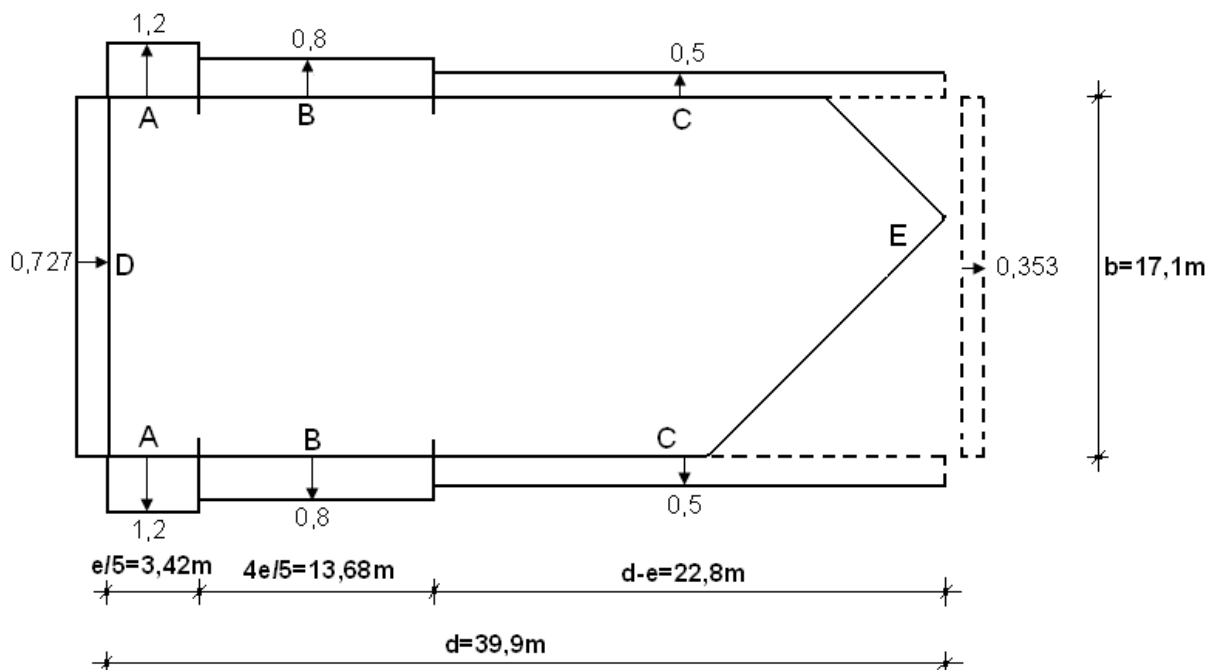
$$c_{pe,10}(A) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(B) = -0,8$$

$$c_{pe,10}(C) = -0,5$$

$$c_{pe,10}(D) = 0,727$$

$$c_{pe,10}(E) = -0,353$$



Σχήμα 2.6: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης κατακόρυφων τοίχων (κατά 0°)

- Πίεση ταχύτητας αιχμής

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου $V_{b,0}$ για τη χώρα μας ορίζεται σε $V_{b,0}=27\text{m/sec}$ για όλη τη χώρα εκτός από νησιά και παράλια μέχρι 10km (όπου $V_{b,0}=33\text{m/sec}$).

Επίσης, το έδαφος θεωρείται **κατηγορίας III**, που αναφέρεται σε περιοχές με κανονική βλάστηση ή με κτίρια ή μεμονωμένα εμπόδια με απόσταση μεταξύ τους κατά μέγιστο 20 φορές το ύψος των εμποδίων. Επομένως, για αυτή την κατηγορία εδάφους οι παράμετροι οι οποίοι προκύπτουν είναι $z_o = 0,3\text{ m}$ και $z_{\min} = 5\text{ m}$.

Τέλος, το έδαφος θεωρείται **επίπεδο** (δεν εντοπίστηκαν στην περιοχή μεμονωμένοι λόφοι, γκρεμοί κλπ), οπότε ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης $c_o(z_e)$ τίθεται ίσος με τη μονάδα $c_o(z_e)=1$.

Η βασική ταχύτητα ανέμου είναι:

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0}$$

όπου:

C_{dir} είναι ο συντελεστής διεύθυνσης, που λαμβάνεται ίσος με 1

C_{season} είναι ο συντελεστής εποχής, που λαμβάνεται ίσος με 1

$V_{b,0}$ είναι η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, που όπως αναφέραμε $V_{b,0} = 27m/sec$

Δηλαδή,

$$V_b = 1,0 \times 1,0 \times 27 = 27m/sec$$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου σε ύψος z πάνω από το έδαφος είναι:

$$V_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times V_b$$

όπου:

$c_r(z)$ είναι ο συντελεστής τραχύτητας, που δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{για } z_{min} \leq z_e \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) = k_r \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{για } z_e \leq z_{min}$$

Επειδή $z_{min} = 5m \leq z_e = (17,1m ; 18m) \leq z_{max} = 200m \Rightarrow$

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)$$

όπου:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,07} \quad (\text{συντελεστής εδάφους})$$

Δηλαδή,

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215389$$

Άρα

$$c_r(z_e) = 0,215389 \times \ln\left(\frac{17,1}{0,3}\right) = 0,870829, \quad \text{για } z_e = 17,1m$$

$$c_r(z_e) = 0,215389 \times \ln\left(\frac{18}{0,3}\right) = 0,881877, \quad \text{για } z_e = 18m$$

Επομένως,

$$V_m(z) = 0,870829 \times 1,0 \times 27 = 23,8m/sec \quad \text{για } c_r(z_e) = 0,870829$$

$$V_m(z) = 0,881877 \times 1,0 \times 27 = 23,8m/sec \quad \text{για } c_r(z_e) = 0,881877$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z_e είναι:

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \times I_v(z_e)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times V_m^2(z_e)$$

όπου:

ρ είναι η πυκνότητα του αέρα που ισούται με $1,25 \text{ Kg/m}^3$

$I_v(z_e)$ είναι η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z_e , που δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$I_v(z_e) = \frac{k_I}{c_0 \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} \quad \text{για } z_{min} \leq z_e \leq z_{max}$$

$$I_v(z_e) = I_v(z_{min}) \quad \text{για } z_e \leq z_{min}$$

όπου:

$c_0(z_e)$ είναι ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης, που λαμβάνεται ίσος με 1

Άρα,

$$I_v(z_e) = \frac{1,0}{1,0 \times \ln\left(\frac{17,1}{0,3}\right)} = 0,25 \quad \text{για } z_e = 17,1m \text{ και}$$

$$I_v(z_e) = \frac{1,0}{1,0 \times \ln\left(\frac{18}{0,3}\right)} = 0,24 \quad \text{για } z_e = 18m$$

Επομένως,

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \times 0,25] \times \frac{1}{2} \times 0,00125 \times 23,5^2 = 0,95kN/m^2 \quad \text{για } I_v(z_e) = 0,25$$

και

$$q_p(z_e) = [1 + 7 \times 0,24] \times \frac{1}{2} \times 0,00125 \times 23,8^2 = 0,95kN/m^2 \quad \text{για } I_v(z_e) = 0,24$$

Άρα, οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους κατά 0° , οι οποίες δρουν κάθετα σε αυτούς προκύπτουν από τη σχέση:

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

και υπολογίζονται αναλυτικά στη συνέχεια:

$$W_{e,10}(A) = 0,95 \times 1,2 = 1,14kN/m^2$$

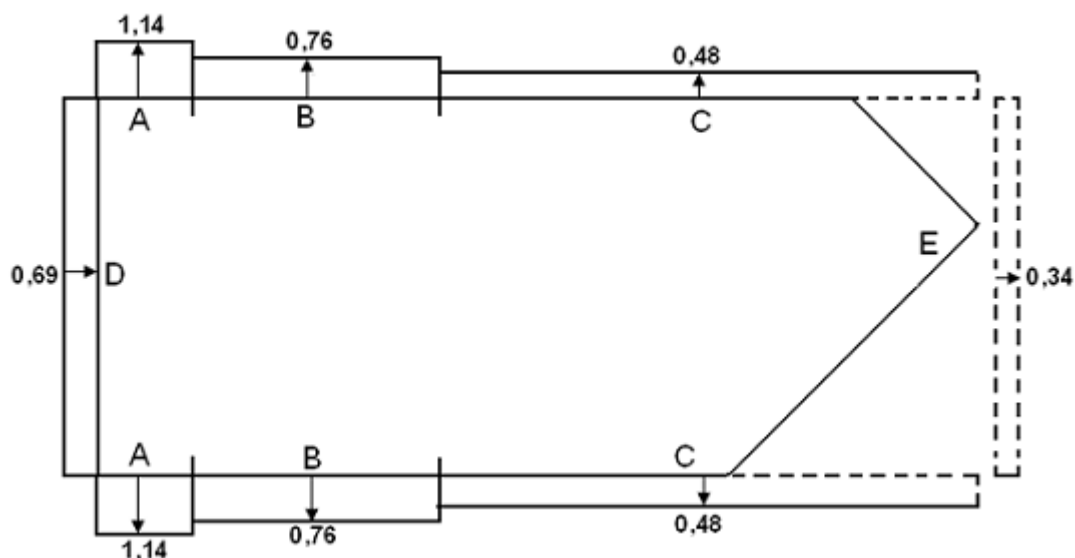
$$W_{e,10}(B) = 0,95 \times 0,8 = 0,76kN/m^2$$

$$W_{e,10}(C) = 0,95 \times 0,5 = 0,48kN/m^2$$

$$W_{e,10}(D) = 0,95 \times 0,727 = 0,69kN/m^2$$

$$W_{e,10}(E) = 0,95 \times 0,353 = 0,34kN/m^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.7: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους (κατά 0°), σε kN/m²

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την οριζόντια στέγη**

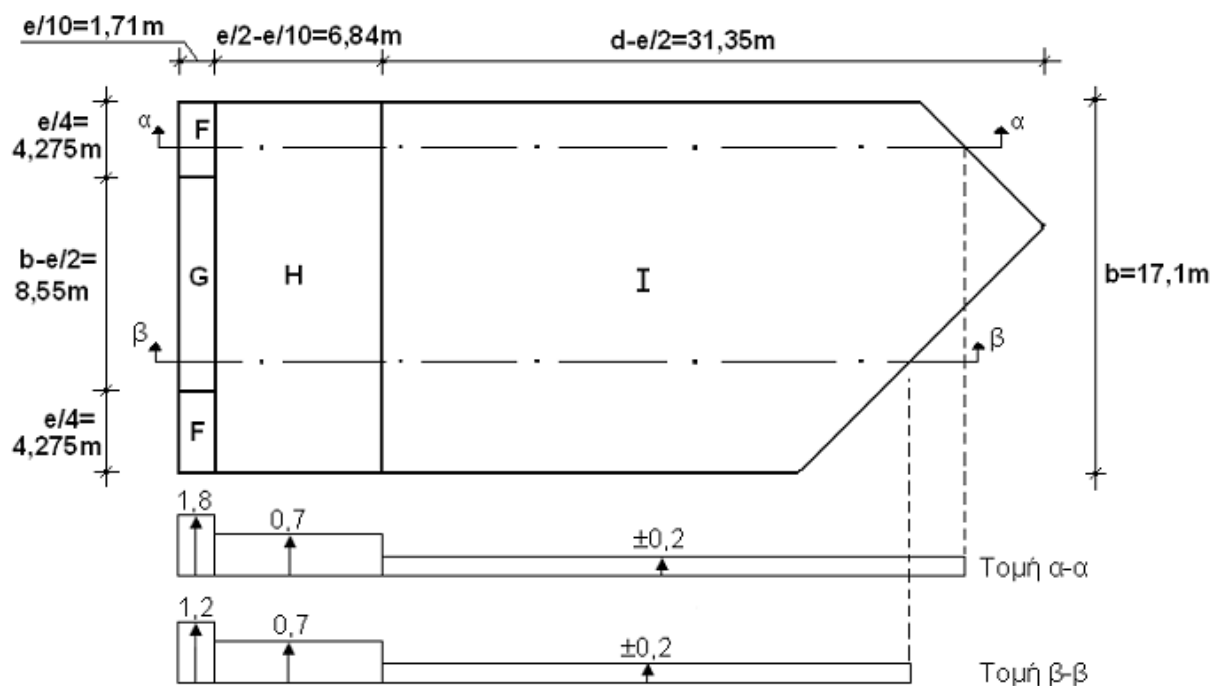
Η στέγη είναι οριζόντια, χωρίς στηθαίο με αιχμηρά άκρα άρα από τον πίνακα 6.2 του Ευρωκώδικα 1 - Μέρος 1 - 4 προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης.

$$c_{pe,10}(F) = -1,8$$

$$c_{pe,10}(G) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(H) = -0,7$$

$$c_{pe,10}(I) = \pm 0,2$$



Σχήμα 2.8: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης οριζόντιας οροφής (κατά 0°)

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στην οροφή κατά 0° υπολογίζονται αναλυτικά στη συνέχεια:

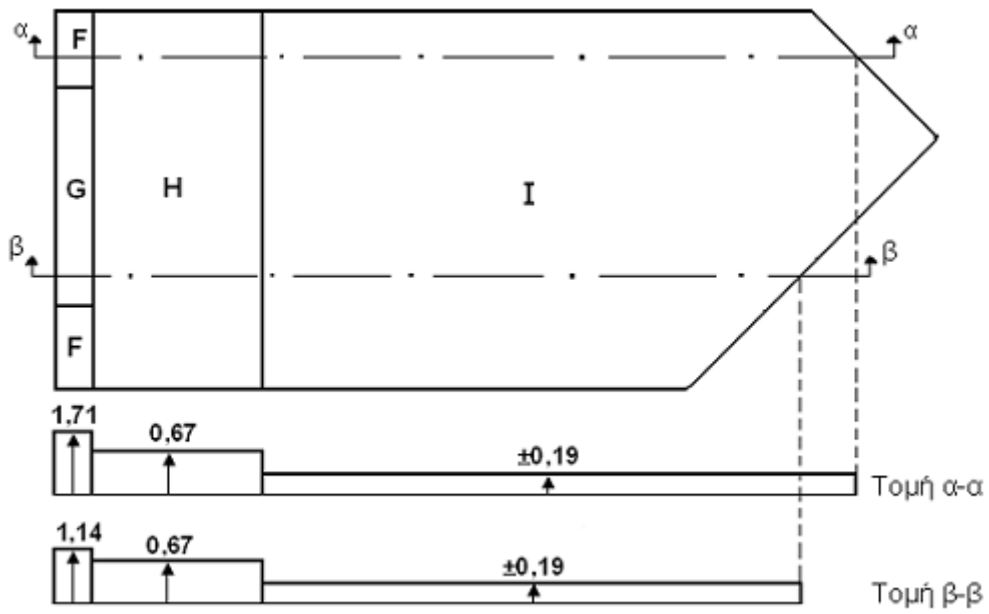
$$W_{e,10}(F) = 0,95 \times 1,8 = 1,71 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e,10}(G) = 0,95 \times 1,2 = 1,14 \text{ kN/m}^2$$

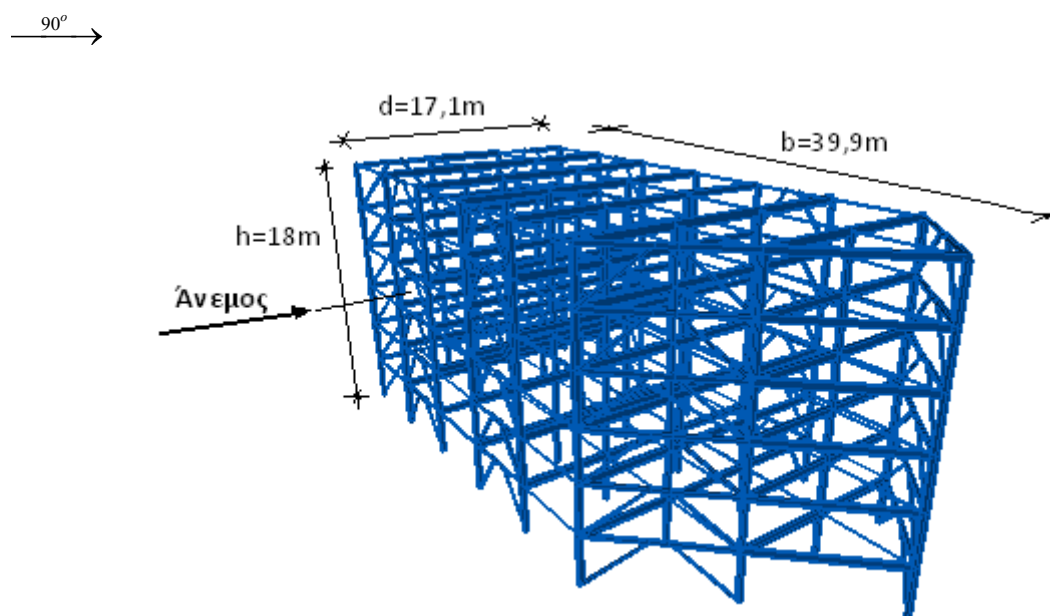
$$W_{e,10}(H) = 0,95 \times 0,7 = 0,67 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e,10}(I) = 0,95 \times (\pm 0,2) = \pm 0,19 \text{ kN/m}^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στην οροφή φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.9: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου στην οροφή (κατά 0°), σε kN/m²



Σχήμα 2.10: Προοπτική απεικόνιση επιβολής του ανέμου

- **Γενικά**

Το ύψος του κτιρίου είναι $h = 18m$, ενώ η διάσταση η εγκάρσια στον άνεμο (προσήνεμη) είναι $b = 39,9m$. Οι άλλες δύο κάθετες σε αυτή πλευρές είναι $d = 17,1m$.

→ Ύψος αναφοράς $z_e \rightarrow h = 18m < b = 39,9m \Rightarrow z_e = h = 18m$

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους**

→ $e = \min(b, 2h) = \min(39,9m ; 36m) = 36m > d = 17,1m$

Από τον πίνακα 6.1 του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1 - 4 για $h/d = 0,18/17,1 = 1,05$ με γραμμική παρεμβολή προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$c_{pe,10}(A) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(B) = -0,8$$

$$c_{pe,10}(D) = 0,8$$

$$c_{pe,10}(E) = -0,503$$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής

Με τον ίδιο τρόπο όπως και παραπάνω λαμβάνουμε:

$$\rightarrow V_b = 27m/sec$$

$$\rightarrow V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times V_b$$

- $c_0(z_e) = 1$
- Κατ. εδάφους III $\Rightarrow z_o = 0,3m$ και $z_{min} = 5m$
- $k_r = 0,215389$
- $z_{min} = 5m \leq z_e = 18m \leq z_{max} = 200m \Rightarrow c_r(z_e) = 0,881877$

$$\rightarrow z_{min} = 5m \leq z_e = 18m \leq z_{max} = 200m \Rightarrow I_v(z_e) = 0,24$$

Άρα,

$$q_p(z_e) = 0,95kN/m^2$$

Άρα, οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους κατά 90° , οι οποίες δρουν κάθετα σε αυτούς προκύπτουν από τη σχέση;

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

και υπολογίζονται αναλυτικά στη συνέχεια:

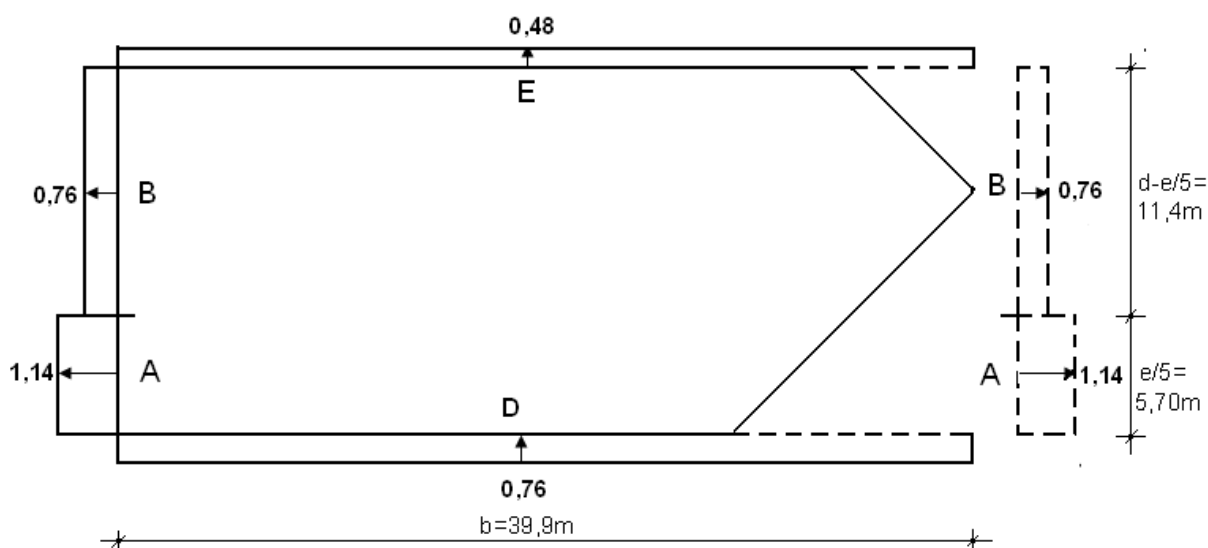
$$W_{e,10}(A) = 0,95 \times 1,2 = 1,14kN/m^2$$

$$W_{e,10}(B) = 0,95 \times 0,8 = 0,76kN/m^2$$

$$W_{e,10}(D) = 0,95 \times 0,8 = 0,76kN/m^2$$

$$W_{e,10}(E) = 0,95 \times 0,503 = 0,48kN/m^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.11: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους (κατά 90°), σε kN/m^2

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την οριζόντια στέγη

Η στέγη είναι οριζόντια, χωρίς στηθαίο με αιχμηρά άκρα άρα από τον πίνακα 6.2 του Ευρωκώδικα 1 - Μέρος 1 - 4 προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης.

$$c_{pe,10}(F) = -1,8$$

$$c_{pe,10}(G) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(H) = -0,7$$

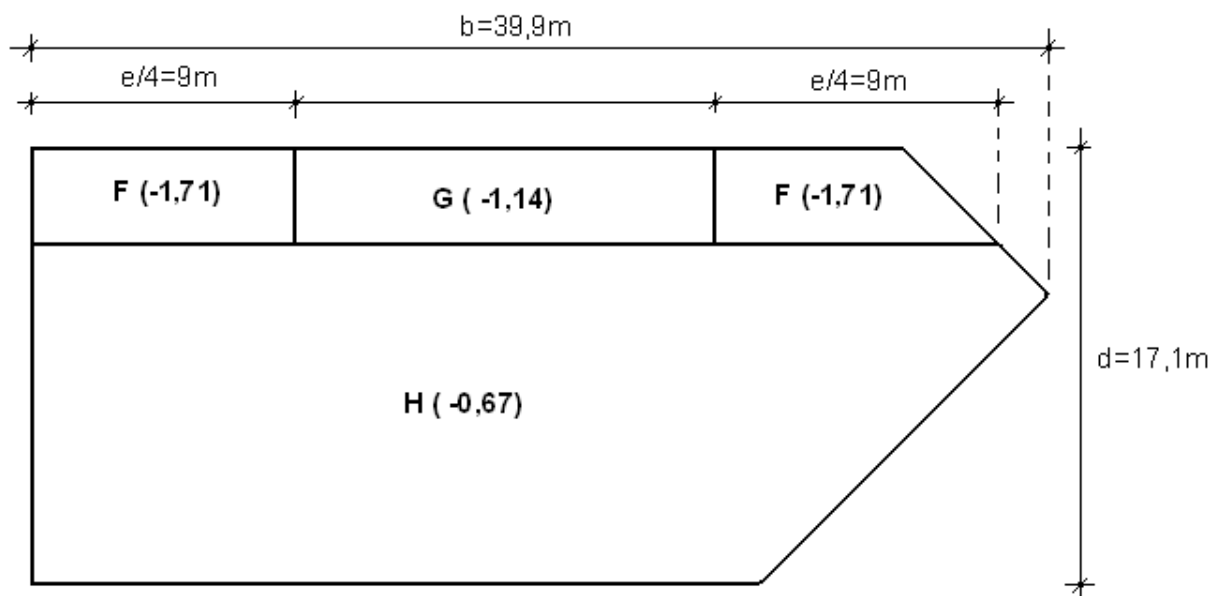
Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στην οροφή κατά 90° υπολογίζονται αναλυτικά στη συνέχεια:

$$W_{e,10}(F) = 0,95 \times 1,8 = 1,71 \text{ kN/m}^2$$

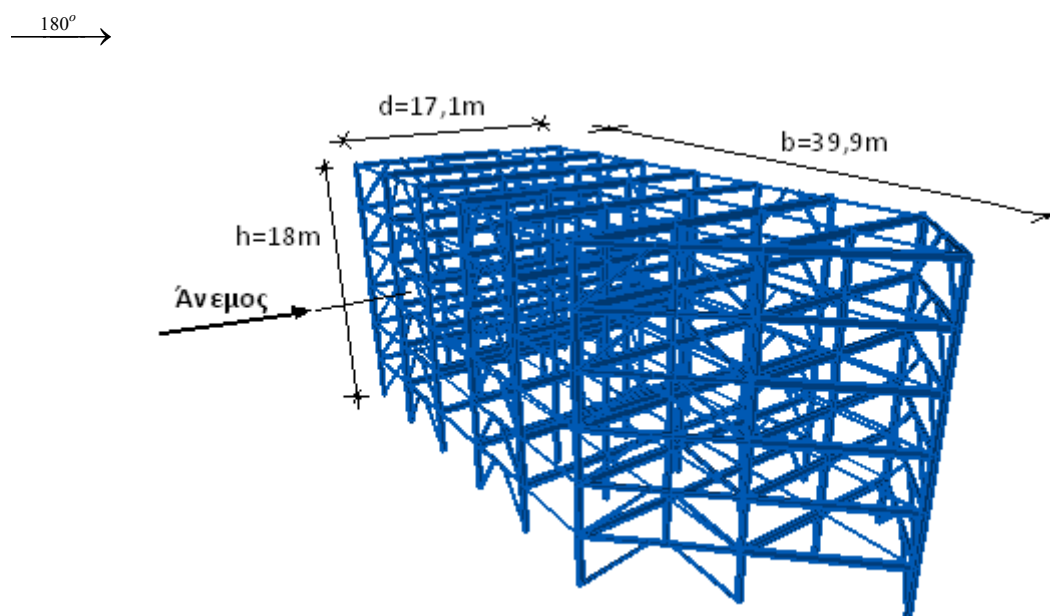
$$W_{e,10}(G) = 0,95 \times 1,2 = 1,14 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e,10}(H) = 0,95 \times 0,7 = 0,67 \text{ kN/m}^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στην οροφή φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.12: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου στην οροφή (κατά 90°), σε kN/m^2



Σχήμα 2.13: Προοπτική απεικόνιση επιβολής του ανέμου

- **Γενικά**

Το ύψος του κτιρίου είναι $h = 18m$, ενώ η διάσταση η εγκάρσια στον άνεμο (προσήνεμη) είναι $b = 17,1m$. Οι άλλες δύο κάθετες σε αυτή πλευρές είναι $d = 39,9m$.

→ Ύψος αναφοράς: $z_e \rightarrow h = 18m > b = 17,1m \Rightarrow z_e^1 = b = 17,1m$ και $z_e^2 = h = 18m$

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους**

→ $e = \min(b, 2h) = \min(17,1m ; 36m) = 17,1m < d = 39,9m$

Από τον πίνακα 6.1 του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1 - 4 για $h/d = 0,18/39,9 = 0,45$ με γραμμική παρεμβολή προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης.

$$c_{pe,10}(A) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(B) = -0,8$$

$$c_{pe,10}(C) = -0,5$$

$$c_{pe,10}(D) = 0,727$$

$$c_{pe,10}(E) = -0,353$$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής

Με τον ίδιο τρόπο όπως και παραπάνω λαμβάνουμε:

$$\rightarrow V_b = 27m/sec$$

$$\rightarrow V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times V_b$$

- $c_0(z_e) = 1$
- Κατ. εδάφους III $\Rightarrow z_o = 0,3m$ και $z_{min} = 5m$
- $k_r = 0,215389$
- $z_{min} = 5m \leq z_e = 18m \leq z_{max} = 200m \Rightarrow c_r(z_e) = 0,881877$

$$\rightarrow z_{min} = 5m \leq z_e = 18m \leq z_{max} = 200m \Rightarrow I_v(z_e) = 0,24$$

Άρα,

$$q_p(z_e) = 0,95kN/m^2$$

Άρα, οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους κατά 180° , οι οποίες δρουν κάθετα σε αυτούς προκύπτουν από τη σχέση;

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

και υπολογίζονται αναλυτικά στη συνέχεια:

$$W_{e,10}(A) = 0,95 \times 1,2 = 1,14kN/m^2$$

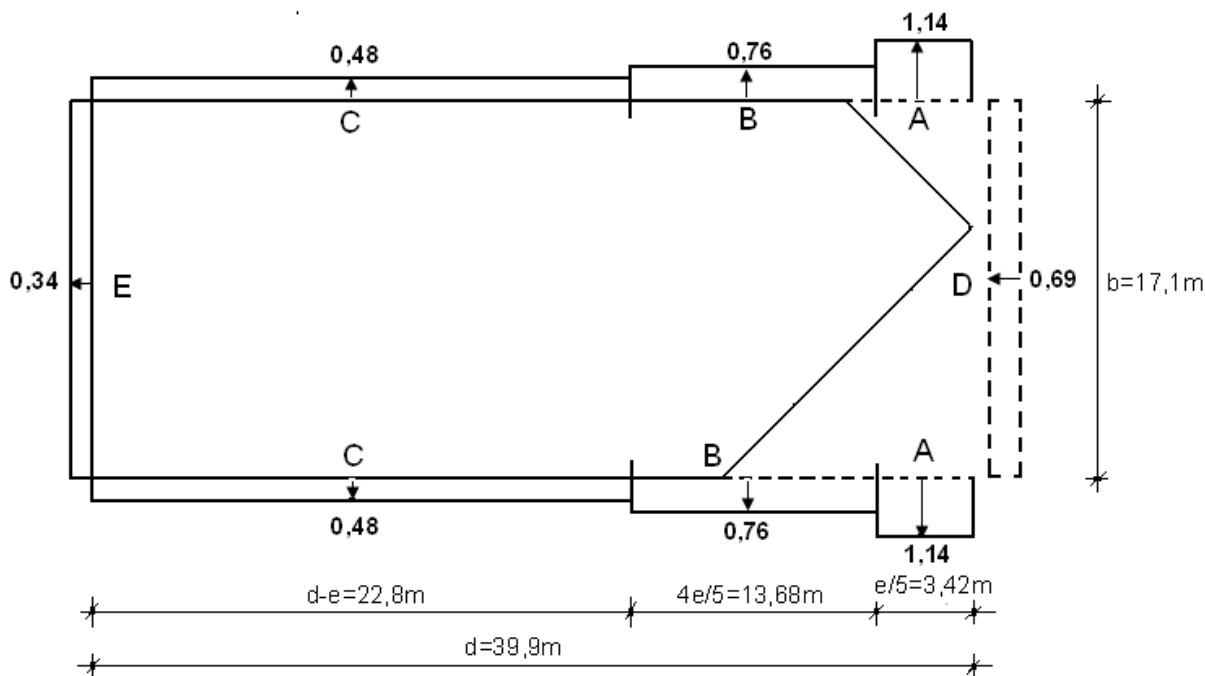
$$W_{e,10}(B) = 0,95 \times 0,8 = 0,76kN/m^2$$

$$W_{e,10}(C) = 0,95 \times 0,5 = 0,48kN/m^2$$

$$W_{e,10}(D) = 0,95 \times 0,727 = 0,69kN/m^2$$

$$W_{e,10}(E) = 0,95 \times 0,353 = 0,34kN/m^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.14: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους (κατά 180°), σε kN/m²

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την οριζόντια στέγη**

Η στέγη είναι οριζόντια, χωρίς στηθαίο με αιχμηρά άκρα άρα από τον πίνακα 6.2 του Ευρωκώδικα 1 - Μέρος 1 - 4 προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης.

$$c_{pe,10}(H) = -0,7$$

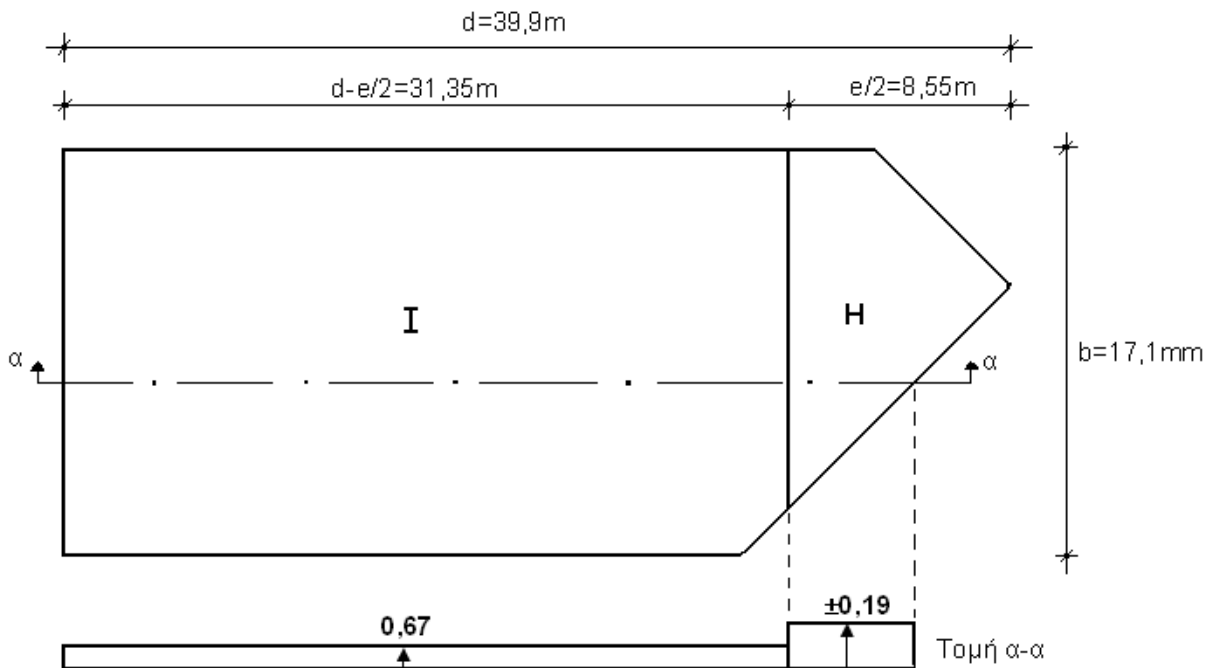
$$c_{pe,10}(I) = \pm 0,2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στην οροφή κατά 180° υπολογίζονται αναλυτικά στη συνέχεια:

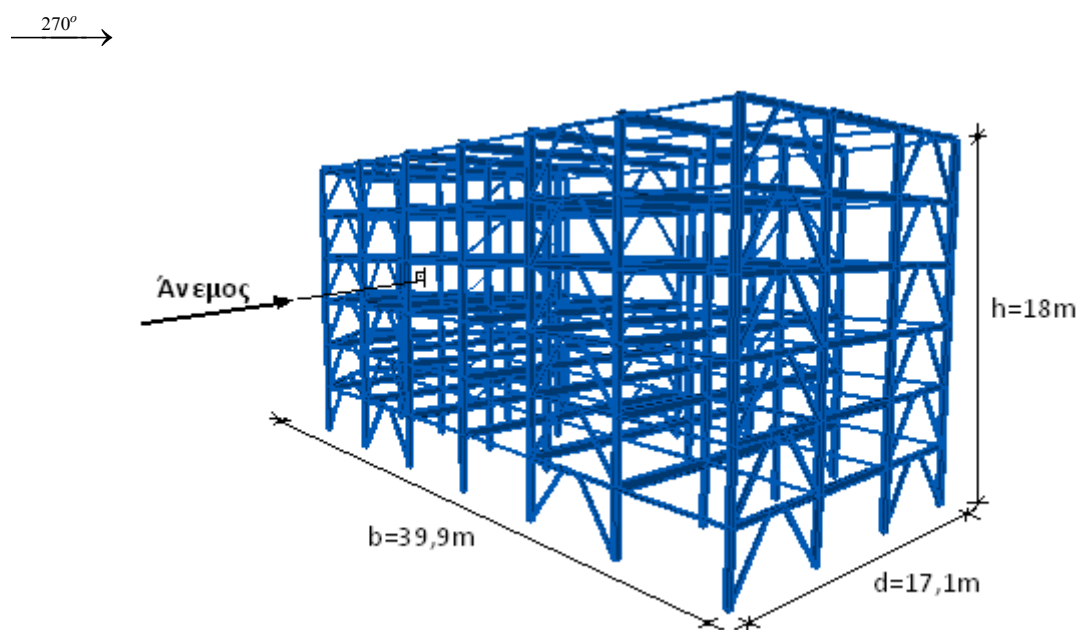
$$W_{e,10}(H) = 0,95 \times 0,7 = 0,67 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e,10}(I) = 0,95 \times (\pm 0,2) = \pm 0,19 \text{ kN/m}^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στην οροφή φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.15: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου στην οροφή (κατά 180°), σε kN/m^2



Σχήμα 2.16: Προοπτική απεικόνιση επιβολής του ανέμου

- Γενικά

Το ύψος του κτιρίου είναι $h = 18\text{m}$, ενώ η διάσταση η εγκάρσια στον άνεμο (προσήνεμη) είναι $b = 39,9\text{m}$. Οι άλλες δύο κάθετες σε αυτή πλευρές είναι $d = 17,1\text{m}$.

→ Ύψος αναφοράς $z_e \rightarrow h = 18\text{m} < b = 39,9\text{m} \Rightarrow z_e = h = 18\text{m}$

- Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κατακόρυφους τοίχους

→ $e = \min(b, 2h) = \min(39,9\text{m} ; 36\text{m}) = 36\text{m} > d = 17,1\text{m}$

Από τον πίνακα 6.1 του Ευρωκώδικα 1 – Μέρος 1 - 4 για $h/d = 0,18/17,1 = 1,05$ με γραμμική παρεμβολή προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης:

$$c_{pe,10}(A) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(B) = -0,8$$

$$c_{pe,10}(D) = 0,8$$

$$c_{pe,10}(E) = -0,503$$

- Πίεση ταχύτητας αιχμής

Με τον ίδιο τρόπο όπως και παραπάνω λαμβάνουμε:

$$\rightarrow V_b = 27m/sec$$

$$\rightarrow V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times V_b$$

- $c_0(z_e) = 1$
- Κατ. εδάφους III $\Rightarrow z_o = 0,3m$ και $z_{min} = 5m$
- $k_r = 0,215389$
- $z_{min} = 5m \leq z_e = 18m \leq z_{max} = 200m \Rightarrow c_r(z_e) = 0,881877$

$$\rightarrow z_{min} = 5m \leq z_e = 18m \leq z_{max} = 200m \Rightarrow I_v(z_e) = 0,24$$

Άρα,

$$q_p(z_e) = 0,95kN/m^2$$

Άρα, οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους κατά 270° , οι οποίες δρουν κάθετα σε αυτούς προκύπτουν από τη σχέση;

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

και υπολογίζονται αναλυτικά στη συνέχεια:

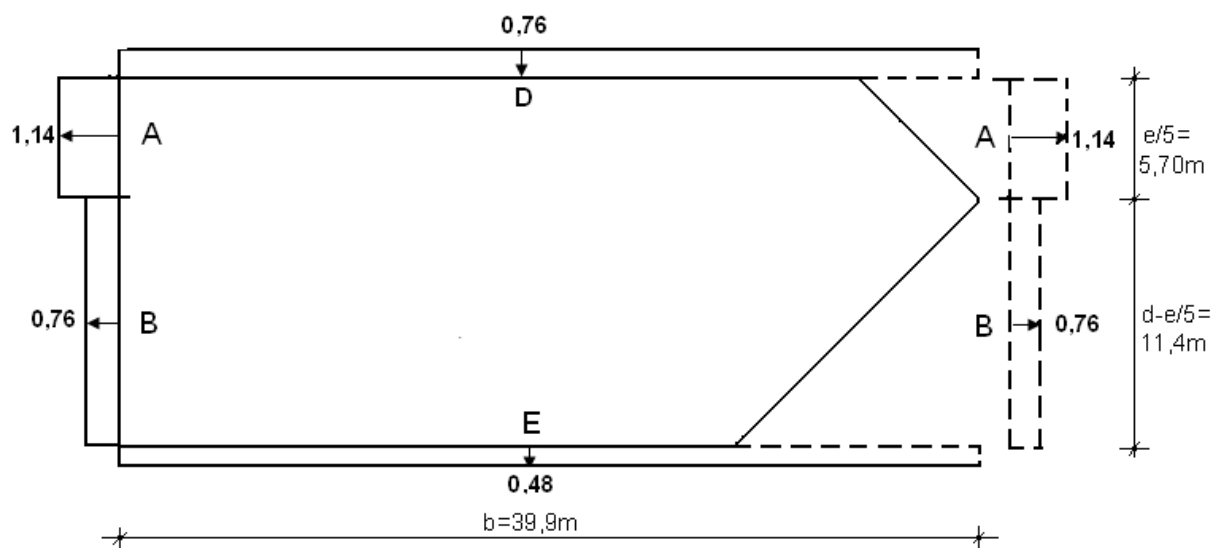
$$W_{e,10}(A) = 0,95 \times 1,2 = 1,14kN/m^2$$

$$W_{e,10}(B) = 0,95 \times 0,8 = 0,76kN/m^2$$

$$W_{e,10}(D) = 0,95 \times 0,8 = 0,76kN/m^2$$

$$W_{e,10}(E) = 0,95 \times 0,503 = 0,48kN/m^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.17: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου στους κατακόρυφους τοίχους (κατά 270°), σε kN/m^2

- **Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για την οριζόντια στέγη**

Η στέγη είναι οριζόντια, χωρίς στηθαίο με αιχμηρά άκρα άρα από τον πίνακα 6.2 του Ευρωκώδικα 1 - Μέρος 1 - 4 προκύπτουν οι ακόλουθοι συντελεστές εξωτερικής πίεσης.

$$c_{pe,10}(F) = -1,8$$

$$c_{pe,10}(G) = -1,2$$

$$c_{pe,10}(H) = -0,7$$

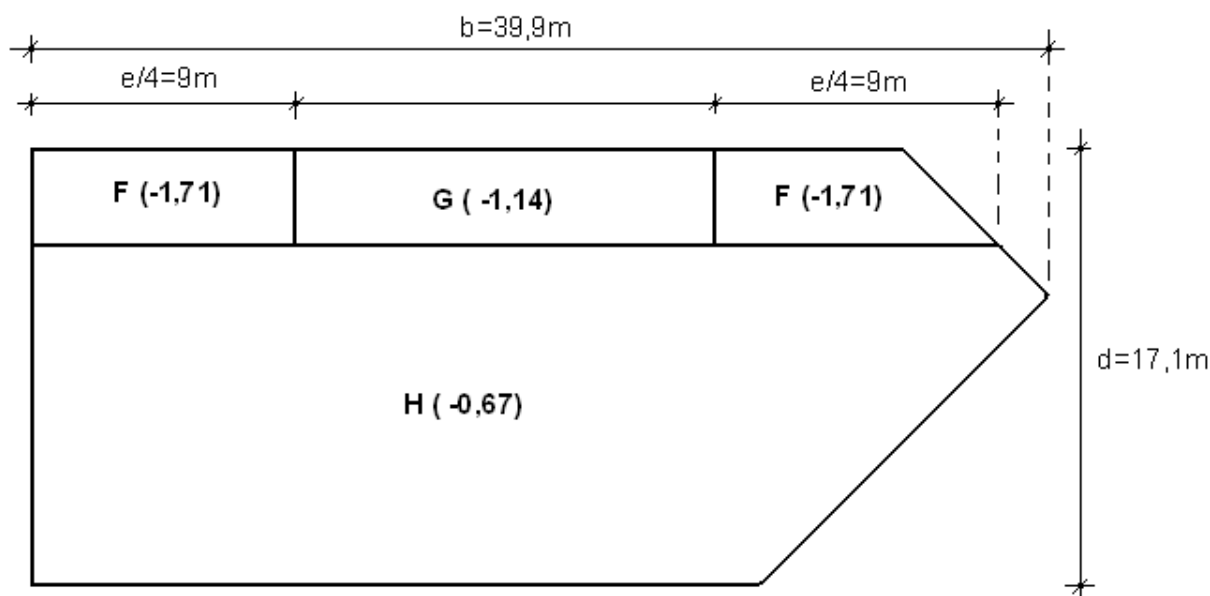
Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στην οροφή κατά 270° υπολογίζονται αναλυτικά στη συνέχεια:

$$W_{e,10}(F) = 0,95 \times 1,8 = 1,71kN/m^2$$

$$W_{e,10}(G) = 0,95 \times 1,2 = 1,14kN/m^2$$

$$W_{e,10}(H) = 0,95 \times 0,7 = 0,67kN/m^2$$

Οι εξωτερικές πιέσεις ανέμου στην οροφή φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 2.18: Εξωτερικές πιέσεις λόγω ανέμου στην οροφή (κατά 270°), σε kN/m^2

2.6.4.2 Σεισμικές δράσεις κατά τον EC8

Σεισμικές δυνάμεις

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 σειсмоγόνου 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 δομήματα 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.

Κριτήρια για στατική κανονικότητα

Για την αντισεισμική μελέτη, οι φορείς των κτιρίων ταξινομούνται σε κανονικούς και μη-κανονικούς.

Αυτή η διάκριση έχει επιπτώσεις στα ακόλουθα θέματα της σεισμικής μελέτης:

- Στο στατικό προσομοίωμα το οποίο μπορεί να είναι είτε απλουστευμένο επίπεδο προσομοίωμα είτε χωρικό προσομοίωμα
- Στη μέθοδο ανάλυσης, που μπορεί να είναι είτε απλουστευμένη ανάλυση φάσματος απόκρισης (διαδικασία οριζόντιας φόρτισης) ή ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης
- Στην τιμή του συντελεστή q , που θα είναι μειωμένη για μη-κανονικά σε όψη κτίρια

Τα χαρακτηριστικά κανονικότητας του κτιρίου σε κάτοψη και όψη εξετάζονται ξεχωριστά όσο αφορά τις επιπτώσεις της στατικής κανονικότητας στην ανάλυση και μελέτη και φαίνονται στον παρακάτω πίνακα του EC8.

Πίνακας 2.1: Επιπτώσεις της σεισμικής ανάλυσης σε σεισμική ανάλυση και μελέτη

Κανονικότητα σε		Επιτρεπόμενη απλοποίηση		Συντελεστής συμπεριφοράς
Κάτοψη	Όψη	Προσομοίωμα	Γραμμική-ελαστική ανάλυση	(για γραμμική ανάλυση)
Ναι	Ναι	Επίπεδο	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Ναι	Όχι	Επίπεδο	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή
Όχι	Ναι	Χωρικό	Οριζόντια φόρτιση	Τιμή αναφοράς
Όχι	Όχι	Χωρικό	Ιδιομορφική ανάλυση	Μειωμένη τιμή

Στη συγκεκριμένη Διπλωματική θα χρησιμοποιήσουμε φυσικά χωρικό προσομοίωμα και Ιδιομορφική ανάλυση, όπως αναφέρουμε αναλυτικά παρακάτω.

Σεισμικές κινήσεις εδάφους

Οι σεισμικές κινήσεις 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. Από αυτές οι οριζόντιες θεωρούνται οι πιο σημαντικές χωρίς αυτό να σημαίνει ότι οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν καταστροφικές υπό ορισμένες συνθήκες. Στην παρούσα διπλωματική μελέτη θα ασχοληθούμε μόνο με τις οριζόντιες σεισμικές διεγέρσεις, καθώς επιτρέπεται γενικά η παράλειψη της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού.

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή των παρακάτω μεθόδων:

- Η «Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης»
- Η «μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης»
- Μη- γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- Μη –γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Για την μελέτη των κτιρίων έναντι σεισμού επιλέξαμε την ιδιομορφική ανάλυση, την οποία θα αναλύσουμε σε επόμενο κεφάλαιο.

Εδαφικές συνθήκες και σεισμικές ζώνες

Θεωρούμε ότι το κτίριό μας ανήκει στην κατηγορία εδάφους Β, το οποίο χαρακτηρίζεται από αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων ή και πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος. Επίσης, η κατασκευή μας ανήκει σε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας II, η οποία αντιστοιχεί σε σεισμική επιτάχυνση εδάφους $A=0,16g$.

Κατηγορία σπουδαιότητας

Γενικά οι κατασκευές κατατάσσονται σε 4 κατηγορίες ανάλογα με τις συνέπειες που θα είχε η κατάρρευσή τους σε ανθρώπινες ζωές, τη σημασία τους για τη δημόσια ασφάλεια και την προστασία των πολιτών κατά την άμεση μετασεισμική περίοδο και τις κοινωνικές και οικονομικές συνέπειες της κατάρρευσης.

Πίνακας 2.2: Κατηγορίες σπουδαιότητας κατασκευών

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Για αυτό το σκοπό εισάγεται ο συντελεστής σπουδαιότητας γ_i που διαφοροποιείται για κάθε κατηγορία και συγκεκριμένα η τιμή του για την κατηγορία σπουδαιότητας II είναι ίση με 1,0.

Προσομοίωση σεισμικής δράσης

Στο πλαίσιο του EN1998, η σεισμική κίνηση σε ένα ορισμένο σημείο στην επιφάνεια προσομοιώνεται με ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης εδαφικής επιτάχυνσης, το οποίο αποκαλείται ελαστικό φάσμα απόκρισης. Η οριζόντια σεισμική δράση περιγράφεται από δύο ορθογώνιες συνιστώσες που θεωρούνται ανεξάρτητες μεταξύ τους και που εκφράζονται από το ίδιο φάσμα απόκρισης.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T)$ καθορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (n \times 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \times S \times n \times 2,5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

$S_e(T)$ είναι το ελαστικό φάσμα απόκρισης

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε έδαφος κατηγορίας A ($a_g = a_{gR}$);

T_B είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

S είναι ο συντελεστής εδάφους

η είναι ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης, με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για 5% ιξώδη απόσβεση

Οι τιμές των περιόδων T_B , T_C , T_D καθώς και αυτή του συντελεστή εδάφους S που περιγράφουν τη μορφή του ελαστικού φάσματος απόκρισης εξαρτώνται από την κατηγορία του εδάφους. Εάν δεν είναι διαθέσιμη η γεωλογία των βαθύτερων στρωμάτων, η συνιστάμενη τιμή είναι η χρήση δύο τύπων φασμάτων: Τύπος 1 και Τύπος 2, για τους οποίους προτείνονται διαφορετικές τιμές των περιόδων και του συντελεστή εδάφους. Εάν οι σεισμοί που συνεισφέρουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα που ορίζεται για την περιοχή έχουν μέγεθος επιφανειακού κύματος M_s^* (surface-wave magnitude) όχι μεγαλύτερο από 5,5, συνιστάται να γίνεται χρήση του Τύπου 2, διαφορετικά θα γίνεται χρήση του Τύπου 1. Εν προκειμένω επιλέγονται οι τιμές που αντιστοιχούν στο φάσμα Τύπου 1.

Πίνακας 2.3: Τιμές των παραμέτρων που περιγράφουν τα συνιστώμενα φάσματα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1

Εδαφικός Τύπος	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

*Το μέγεθος του επιφανειακού κύματος σεισμού M_s μπορεί να αντιστοιχιστεί με την κλίμακα Richter από τον εξής τύπο: $M_s = -3,2 + 1,45 \times M_L$, όπου M_L το μέγεθος του σεισμού σε κλίμακα Richter ([http://en.wikipedia.org/wiki/Surface wave magnitude](http://en.wikipedia.org/wiki/Surface_wave_magnitude)).

Αρχές σχεδιασμού - Συντελεστής συμπεριφοράς q

Τα αντισεισμικά κτίρια από χάλυβα σχεδιάζονται με μία από τις ακόλουθες αρχές σύμφωνα με τον EN1998:

- Αρχή α) Περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά
- Αρχή β) Πλάστική συμπεριφορά

Στην αρχή β) λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα μερών του φορέα (ζώνες απόδοσης ενέργειας) να ανθίστανται σε δράσεις σεισμού μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς. Έτσι, για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στη μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό που ονομάζεται φάσμα σχεδιασμού. Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Σύμφωνα με τον EN1998, ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μια προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα επιβαλλόταν ο φορέας εάν η απόκρισή του ήταν απεριόριστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στη μελέτη, με ένα ελαστικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική απόκριση του φορέα. Οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q , που περιλαμβάνουν επίσης την επιρροή ιξώδους απόσβεσης διαφορετικής από 5% δίνονται για διάφορα υλικά και στατικά συστήματα σε εξάρτηση από τις σχετικές κατηγορίες πλαστιμότητας στα διάφορα μέρη του EN1998. Η τιμή του μπορεί να είναι διαφορετική σε διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις του φορέα, αλλά η κατηγορία πλαστιμότητας θα είναι η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Συμπερασματικά, η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q δίνεται από τον παρακάτω πίνακα.

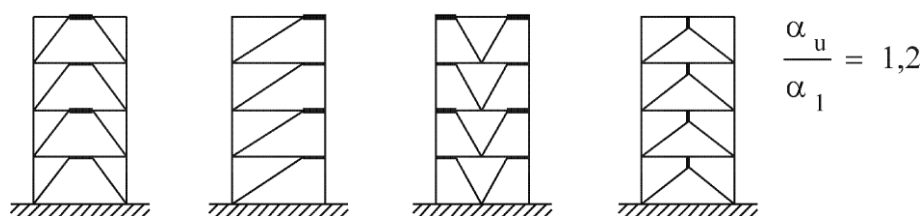
Πίνακας 2.4: Αρχές σχεδιασμού, κατηγορίες πλαστιμότητας και ανώτερες τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q
Αρχή α) Περιορισμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια)	≤ 4 επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 2.5
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 2.5

Φορείς οι οποίοι σχεδιάζονται σύμφωνα με την αρχή β), όπως φαίνεται από τον παραπάνω πίνακα θα ανήκουν στις κατηγορίες πλαστιμότητας ΚΠΜ και ΚΠΥ. Στην παρούσα μελέτη, το κτίριό μας θεωρούμε ότι ανήκει στην κατηγορία πλαστιμότητας ΚΠΥ (Υψηλή). Οι κατηγορίες αυτές αντιστοιχούν σε αυξημένη ικανότητα του φορέα να αποδίδει ενέργεια με πλαστικούς μηχανισμούς.

Τύποι στατικών συστημάτων – Συντελεστής συμπεριφοράς q

Το κτίριό μας κατατάσσεται στην κατηγορία **Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους**. Είναι εκείνα στα οποία οι οριζόντιες δυνάμεις παραλαμβάνονται κυρίως από αξονικά φορτιζόμενα μέλη και στα οποία η εκκεντρότητα της διάταξης είναι τέτοια ώστε η ενέργεια να μπορεί να αποσβένεται σε σεισμικούς συνδέσμους είτε μέσω ανακυκλικής κάμψης, είτε μέσω ανακυκλικής τέμνουσας. Για πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους πρέπει να χρησιμοποιούνται διατάξεις, οι οποίες να εξασφαλίζουν ότι όλοι οι σύνδεσμοι είναι ενεργοί, όπως απεικονίζεται στο σχήμα 6.4 του EN1998 και στο σχήμα 2.19 της παρούσας Διπλωματικής.



Σχήμα 2.19: Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε συνδέσμους κάμψης ή τέμνουσας). Καταχρηστικές τιμές για a_u/a_1

Έτσι, σύμφωνα με τα παραπάνω και τον πίνακα 6.2 του EN 1998, ο οποίος είναι ο πίνακας που ακολουθεί μπορεί να υπολογιστεί η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Πίνακας 2.5: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4 2	4 2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_u/\alpha_1$

όπου:

α_1 είναι η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική δράση έτσι ώστε ένα οποιοδήποτε μέλος του φορέα να φτάσει πρώτα την πλαστική του αντοχή, ενώ όλες οι άλλες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές,

α_u είναι η τιμή με την οποία πολλαπλασιάζεται η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού, έτσι ώστε να δημιουργηθούν πλαστικές αρθρώσεις σε έναν αριθμό διατομών ικανών να προκαλέσουν συνολική αστάθεια του φορέα, ενώ όλες οι υπόλοιπες δράσεις σχεδιασμού παραμένουν σταθερές. Ο συντελεστής α_u μπορεί να λαμβάνεται από μη-γραμμική στατική (pushover) ανάλυση του συνόλου.

Δηλαδή,

$$q = 1,2 \times 5 = 6$$

Η παραπάνω τιμή του συντελεστή δεν επηρεάζεται από τη μη-κανονικότητα των κτιρίων μας σύμφωνα με τον πίνακα 2.1.

Επομένως, για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το φάσμα σχεδιασμού δίνεται $S_d(T)$, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases}$$

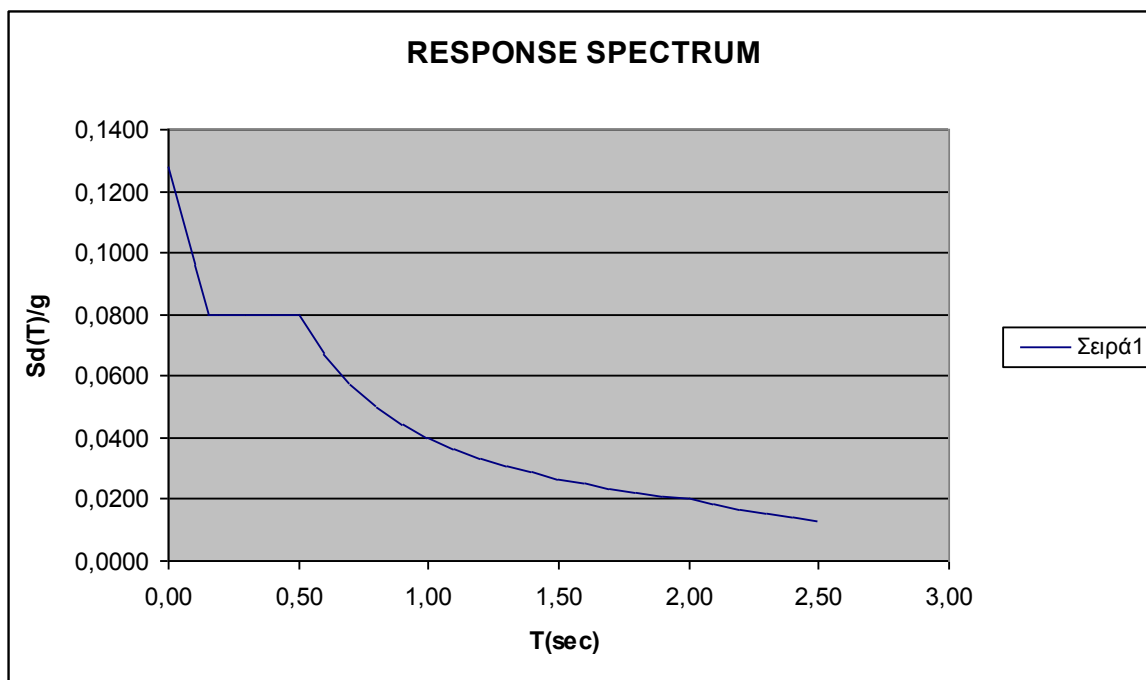
όπου:

a_g, S, T_C and T_D όπως ορίστηκαν προηγουμένως

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

Συνεπώς, το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής μας κατά EC8 είναι:



Σχήμα 2.19: Φάσμα σχεδιασμού

2.7 Συνδυασμοί φορτίσεων

Στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται οι βασικές αρχές που διέπουν την ανάλυση και το σχεδιασμό μεταλλικών και σύμμικτων κατασκευών σύμφωνα με τις διατάξεις που επιβάλλουν οι Ευρωκώδικες 1,3,4,8.

Μετά τον προσδιορισμό των δράσεων, οι οποίες θα ενεργήσουν επί της κατασκευής κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της, αλλά και σε όλες τις φάσεις ανέγερσης, ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων. Στόχος είναι να διαπιστωθεί ότι για αυτούς τους συνδυασμούς, για τους οποίους γίνεται αναφορά παρακάτω, για κάθε μέλος και σε κάθε διατομή του φέροντα οργανισμού, τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη ικανοποιούν τον έλεγχο με τον οποίο διαπιστώνεται η επάρκεια του φορέα. Ο έλεγχος αυτός δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$S_d \leq R_d$$

όπου:

S_d : οι τιμές σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων

R_d : οι αντίστοιχες τιμές σχεδιασμού των αντιστάσεων

2.7.1 Οριακές καταστάσεις

Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του και διακρίνονται στις ακόλουθες δύο κατηγορίες:

- Οριακή κατάσταση αστοχίας

Συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κ.τ.λ.). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι οι ακόλουθοι:

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

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

β) Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

γ) Για καταστάσεις σεισμού:

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

Τα σύμβολα στους παραπάνω συνδυασμούς είναι τα εξής :

+	σημαίνει «επαλληλία με»
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,1}$	χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν
A_d	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_P	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\psi_{0,i}$, $\psi_{1,i}$, $\psi_{2,i}$	συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

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

$$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$$

$$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)}$$

Στον ακόλουθο πίνακα δίνονται οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού ψ_i ανάλογα με την κατηγορία του κτιρίου:

Πίνακας 2.5: Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά τον EC1			
Δράση	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Μεταβλητά φορτία σε κτίρια ⁽¹⁾			
Κατηγορία A: κατοικίες	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία B: γραφεία	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης (σχολεία, εστιατόρια, εκκλησίες, θέατρα, κινηματογράφοι κ.λ.π)	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία D: καταστήματα	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	[1,0]	[0,9]	[0,8]
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτίρια			
Κατηγορία F: βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	[0,7]	[0,7]	[0,6]
Κατηγορία G: $30\text{kN} \leq$ βάρος οχημάτων $\leq 160\text{kN}$	[0,7]	[0,5]	[0,3]
Κατηγορία H: στέγες	[0]	[0]	[0]
Φορτία χιονιού σε κτίρια	[0,6] ⁽²⁾	[0,2] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Φορτία ανέμου σε κτίρια	[0,5] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός φωτιάς) ⁽³⁾	[0,6] ⁽²⁾	[0,5] ⁽²⁾	[0] ⁽²⁾
(1) Για συνδυασμούς επιβεβλημένων φορτίων σε πολυώροφα κτίρια βλ. EC1:Μέρος 2-1			
(2) Ενδέχεται να απαιτούνται τροποποιήσεις για διαφορετικές γεωγραφικές περιοχές			
(3) Βλ. EC1:Μέρος 2-5			

Τα κτίριά μας ανήκουν στην κατηγορία B των γραφείων.

- Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για μέλος αυτού (μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κ.τ.λ.). Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι ακόλουθοι:

α) Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

β) Συχνός συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

γ) Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\Sigma G_{k,j} + P + \Sigma \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

2.7.2 Συνδυασμοί για τα σεισμικά φορτία κατά x και y

Ως σεισμικές δράσεις θεωρούνται οι λόγω σεισμού ταλαντωτικές κινήσεις του εδάφους για τις οποίες απαιτείται να γίνεται ο σχεδιασμός των έργων. Ο σεισμός είναι μία τυχηματική φόρτιση και επομένως εξετάζεται μία μόνο στάθμη φόρτισης με την αντίστοιχη ονομαστική τιμή της και δεν συνδυάζεται με άλλες τυχηματικές δράσεις.

Για την κατάσταση σεισμού, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις λόγω συνδυασμού των οριζόντιων συνιστωσών της σεισμικής δράσης μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας και τους δύο ακόλουθους συνδυασμούς:

$$\alpha) E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} \quad (2.5.1)$$

$$\beta) 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} \quad (2.5.2)$$

όπου

"+" σημαίνει "να συνδυαστεί με "

E_{Edx} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του οριζόντιου άξονα x που επιλέχθηκε για τον φορέα

E_{Edy} είναι τα εντατικά μεγέθη ή μετακινήσεις λόγω της εφαρμογής της ίδιας σεισμικής δράσης κατά την διεύθυνση του ορθογώνιου προς τον x οριζόντιου άξονα y του φορέα.

Επίσης, τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού θα αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\sum G_{k,j} \text{ "+" } \sum \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

όπου:

$\psi_{E,i}$ είναι ο συντελεστής σχεδιασμού για τη μεταβλητή δράση i

Οι συντελεστές συνδυασμού $\psi_{E,i}$ την πιθανότητα τα φορτία $q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο το φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμού. Οι συντελεστές αυτοί μπορεί επίσης να λάβουν υπόψη τη μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους και υπολογίζονται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2i}$$

Οι τιμές του φ λαμβάνονται από τον πίνακα 4.2 του EC8, ο οποίος είναι ο πίνακας 2.6 της παρούσας Διπλωματικής.

Πίνακας 2.6: Τιμές του φ για τον υπολογισμό του ψ_{Ei}

Τύπος μεταβλητής δράσης	Όροφος	φ
Κατηγορίες A-C*	Δώμα	1,0
	Όροφοι με συσχετισμένες χρήσεις	0,8
	Όροφοι με μη-συσχετισμένες χρήσεις	0,5
Κατηγορίες D-F* και αρχεία		1,0

Επομένως, εφόσον είμαστε στην κατηγορία B ο συντελεστής φ για το δώμα θα λαμβάνει την τιμή 1, και για τους υπόλοιπους ορόφους την τιμή 0,8.

Αναλυτικά οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα Διπλωματική εργασία για την επίλυση του κτιρίου είναι:

→ Οριακή κατάσταση αστοχίας – Δυσμενής φόρτιση

$$1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_0 + 0,75S$$

$$1,35G \pm 1,50W_0 + 0,90Q + 0,75S$$

$$1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_{90} + 0,75S$$

$$1,35G \pm 1,50W_{90} + 0,90Q + 0,75S$$

$$1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_{180} + 0,75S$$

$$1,35G \pm 1,50W_{180} + 0,90Q + 0,75S$$

$$1,35G + 1,50Q \pm 0,90W_{270} + 0,75S$$

$$1,35G \pm 1,50W_{270} + 0,90Q + 0,75S$$

→ Οριακή κατάσταση αστοχίας – Ευμενής φόρτιση

$$1,00G$$

→ Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

$$1,00G + 1,00Q \pm 0,60W_0 + 0,50S$$

$$1,00G \pm 1,00W_0 + 0,70Q + 0,50S$$

$$1,00G + 1,00Q \pm 0,60W_{90} + 0,50S$$

$$1,00G \pm 1,00W_{90} + 0,70Q + 0,50S$$

$$1,00G + 1,00Q \pm 0,60W_{180} + 0,50S$$

$$1,00G \pm 1,00W_{180} + 0,70Q + 0,50S$$

$$1,00G + 1,00Q \pm 0,60W_{270} + 0,50S$$

$$1,00G \pm 1,00W_{270} + 0,70Q + 0,50S$$

→ Σεισμικοί συνδυασμοί

$$1,00G + 0,30Q \pm E_x \pm 0,30E_y$$

$$1,00G + 0,30Q \pm E_y \pm 0,30 E_x$$

όπου:

G	μόνιμα φορτία
Q	φορτία λειτουργίας
S	φορτίο χιονιού
W_0	άνεμος στη διεύθυνση $\theta=0^\circ$
W_{90}	άνεμος στη διεύθυνση $\theta=90^\circ$
W_{180}	άνεμος στη διεύθυνση $\theta=180^\circ$
W_{270}	άνεμος στη διεύθυνση $\theta=270^\circ$
E_x	σεισμός κατά τη διεύθυνση x-x
E_y	σεισμός κατά τη διεύθυνση y-y

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Σύγκριση κτιρίων

3.1 Εισαγωγή

Όπως αναφέραμε και στο προηγούμενο κεφάλαιο, στην παράγραφο της γενικής περιγραφής του έργου, στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζονται συνολικά δέκα μεταλλικά κτίρια με κοινή γεωμετρία, κοινά φορτία και υλικά, καθώς και κοινό τύπο συνδέσμων δυσκαμψίας, τα οποία διαφέρουν **μόνο** ως προς τη θέση των συνδέσμων αυτών. Τα κτίρια αυτά συγκρίνονται μεταξύ τους με βάση διάφορα κριτήρια και στη συνέχεια επιλέγεται **ένα**, με το οποίο εξασφαλίζεται η καταλληλότερη διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας και το οποίο κατόπιν διαστασιολογείται και ελέγχεται.

Ένα από τα κριτήρια αξιολόγησης των κτιρίων μας είναι η συμπεριφορά τους με βάση την ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, η οποία χρησιμοποιείται στην παρούσα διπλωματική εργασία για τον γραμμικό υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών μας. Τα υπόλοιπα κριτήρια παρουσιάζονται στην παράγραφο 3.4, καθώς και αναλυτικότερες πληροφορίες για τις μεθόδους σεισμικής απόκρισης παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 7.

Γενικά, η αυτή η 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. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους.

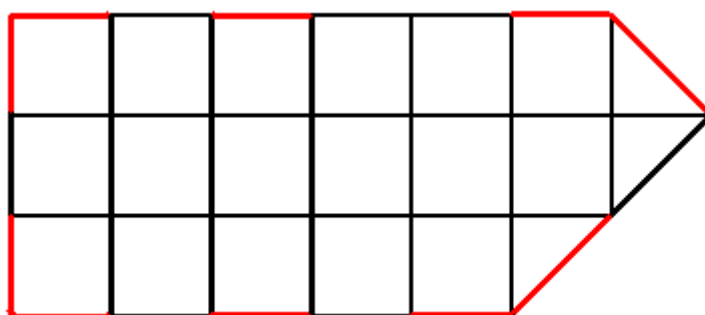
Στη μέθοδο της ανάλυσης σε ιδιομορφές κανονικά θα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλες οι ιδιομορφές. Επειδή όμως η συμμετοχή των υψηλότερων ιδιομορφών είναι συνήθως αμελητέα, στην πράξη λαμβάνονται υπόψη μόνο οι k πρώτες ιδιομορφές. Το ελάχιστο πλήθος ιδιομορφών k που απαιτούνται εκλέγεται από την εξής συνθήκη: το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών σε κάθε διεύθυνση σεισμού θα πρέπει να είναι τουλάχιστον ίσο με το 90% της ταλαντούμενης μάζας του

συστήματος σε αυτή τη διεύθυνση. Το SAP2000 v14.1.0 είναι το πρόγραμμα με το οποίο πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση του κτιρίου.

3.2 Παρουσίαση κτιρίων

Τα κτίρια είναι συνολικά δέκα και παρακάτω παρουσιάζονται οι κατόψεις τους μαζί με την ιδιομορφική ανάλυση που έδωσε το Sap για κάθε ένα από αυτά, όπου με κόκκινο χρώμα επισημαίνονται οι θέσεις των συνδέσμων δυσκαμψίας.

1^η ΛΥΣΗ



Σχήμα 3.1: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (1^η Λύση)

Πίνακας 3.2: Ιδιομορφικές μάζες (1^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,849495	2,94E-06	0,82059	2,94E-06	0,82059
MODAL	Mode	2	0,587872	0,81677	3,67E-06	0,81677	0,82059
MODAL	Mode	3	0,472745	0,00073	0,00023	0,8175	0,82082
MODAL	Mode	4	0,29165	2,5E-06	0,12686	0,8175	0,94768
MODAL	Mode	5	0,203097	0,12771	3,15E-07	0,94521	0,94768

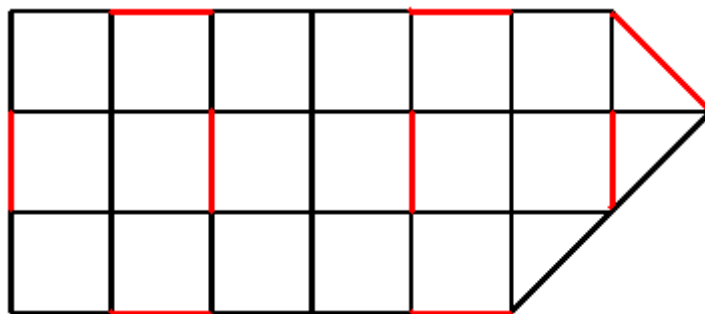
2^η ΛΥΣΗΣχήμα 3.2: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (2^η Λύση)Πίνακας 3.2: Ιδιομορφικές μάζες (2^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,784299	0,16944	0,64005	0,16944	0,64005
MODAL	Mode	2	0,726564	0,57901	0,1337	0,74845	0,77375
MODAL	Mode	3	0,53213	0,06199	0,04079	0,81044	0,81453
MODAL	Mode	4	0,270797	0,01954	0,11031	0,82998	0,92484
MODAL	Mode	5	0,248831	0,10129	0,01493	0,93127	0,93977

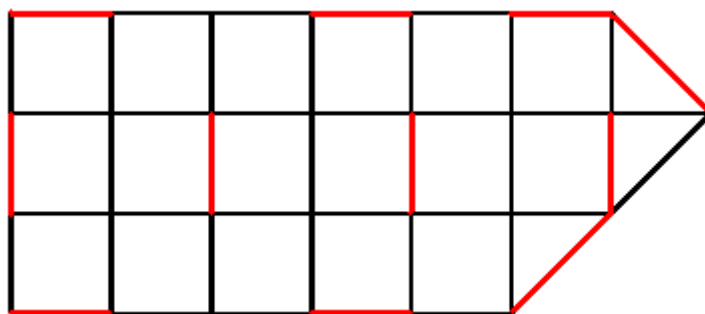
3^η ΛΥΣΗΣχήμα 3.3: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (3^η Λύση)Πίνακας 3.3: Ιδιομορφικές μάζες (3^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,77375	0,09113	0,70182	0,09113	0,70182
MODAL	Mode	2	0,667755	0,66746	0,06159	0,75859	0,76341
MODAL	Mode	3	0,538518	0,04875	0,05817	0,80734	0,82158
MODAL	Mode	4	0,26751	0,01359	0,11121	0,82093	0,93279
MODAL	Mode	5	0,229167	0,11447	0,00745	0,9354	0,94024

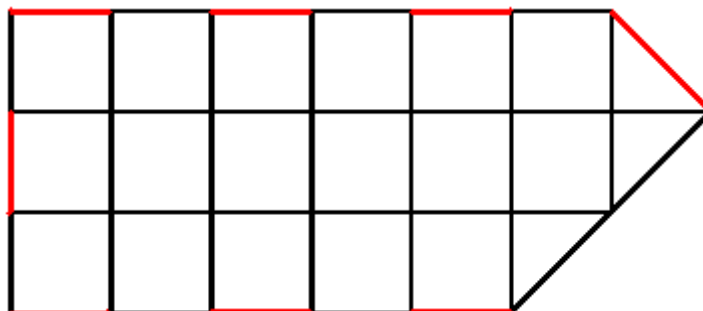
4^η ΛΥΣΗΣχήμα 3.4: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (4^η Λύση)Πίνακας 3.4: Ιδιομορφικές μάζες (4^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,106746	0,0344	0,78772	0,0344	0,78772
MODAL	Mode	2	0,748377	0,61182	0,03491	0,64622	0,82263
MODAL	Mode	3	0,596544	0,16217	0,00205	0,80839	0,82468
MODAL	Mode	4	0,37645	0,0053	0,11612	0,81369	0,9408
MODAL	Mode	5	0,255295	0,09951	0,00568	0,91319	0,94647

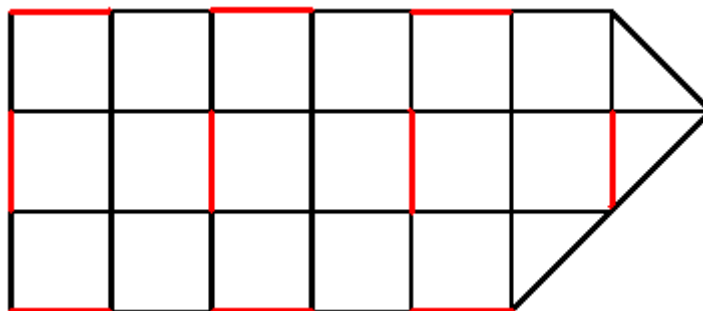
5^η ΛΥΣΗΣχήμα 3.5: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (5^η Λύση)Πίνακας 3.5: Ιδιομορφικές μάζες (5^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,804372	0,00011	0,81095	0,00011	0,81095
MODAL	Mode	2	0,666525	0,79862	0,00033	0,79873	0,81128
MODAL	Mode	3	0,611914	0,01025	0,00391	0,80898	0,81519
MODAL	Mode	4	0,278762	1,97E-05	0,13053	0,809	0,94571
MODAL	Mode	5	0,228538	0,13233	3,89E-05	0,94133	0,94575

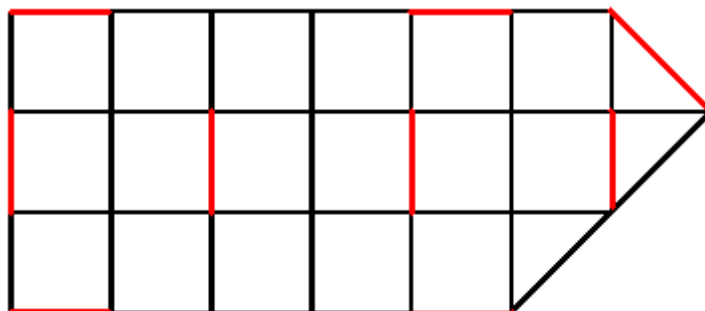
6^η ΛΥΣΗΣχήμα 3.6: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (6^η Λύση)Πίνακας 3.6: Ιδιομορφικές μάζες (6^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,78739	0,2206	0,59099	0,2206	0,59099
MODAL	Mode	2	0,734564	0,52858	0,18084	0,74917	0,77183
MODAL	Mode	3	0,534624	0,06114	0,04269	0,81031	0,81453
MODAL	Mode	4	0,271626	0,02392	0,10605	0,83423	0,92057
MODAL	Mode	5	0,251462	0,09698	0,01866	0,93121	0,93923

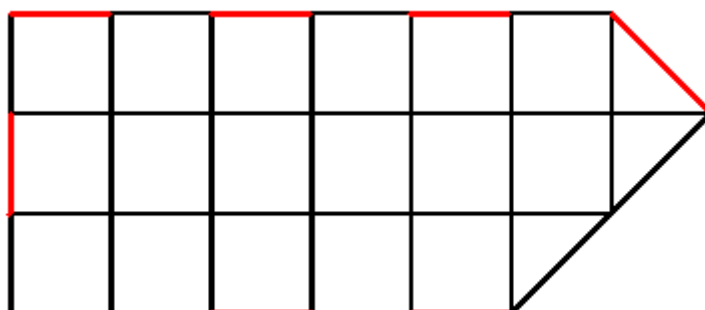
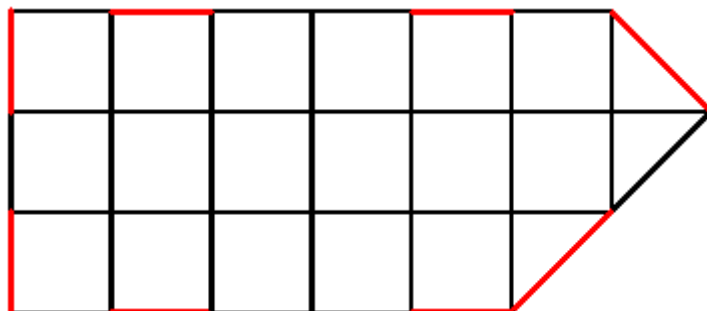
7^η ΛΥΣΗΣχήμα 3.7: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (7^η Λύση)Πίνακας 3.7: Ιδιομορφικές μάζες (7^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,09612	0,01404	0,80967	0,01404	0,80967
MODAL	Mode	2	0,658098	0,54755	0,01265	0,56158	0,82233
MODAL	Mode	3	0,561357	0,2449	0,00227	0,80648	0,8246
MODAL	Mode	4	0,373276	0,00243	0,11949	0,80891	0,94409
MODAL	Mode	5	0,226365	0,09038	0,00256	0,89929	0,94664
MODAL	Mode	6	0,214773	0,00086	0,03235	0,90015	0,979

8^η ΛΥΣΗ

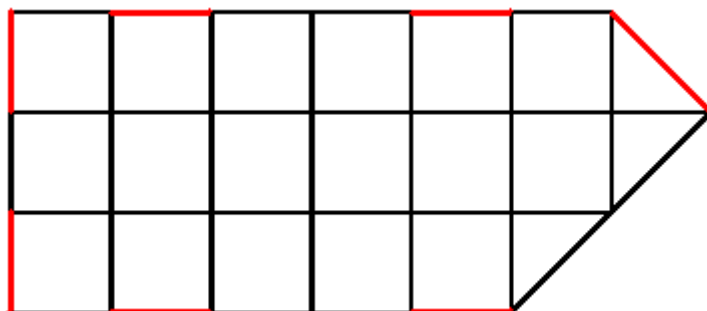


Σχήμα 3.8: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (8^η Λύση)

Πίνακας 3.8: Ιδιομορφικές μάζες (8^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,855081	0,00128	0,81609	0,00128	0,81609
MODAL	Mode	2	0,675461	0,81671	0,00168	0,81799	0,81777
MODAL	Mode	3	0,507455	0,00034	5,17E-06	0,81833	0,81777
MODAL	Mode	4	0,293409	0,00047	0,1296	0,8188	0,94737
MODAL	Mode	5	0,231353	0,12525	0,00011	0,94404	0,94747

9^η ΛΥΣΗ



Σχήμα 3.9: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (9^η Λύση)

Πίνακας 3.9: Ιδιομορφικές μάζες (9^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,017455	0,0788	0,69761	0,0788	0,69761
MODAL	Mode	2	0,722166	0,68521	0,10173	0,76401	0,79935
MODAL	Mode	3	0,544276	0,04815	0,01887	0,81216	0,81821
MODAL	Mode	4	0,346439	0,01159	0,10859	0,82375	0,9268
MODAL	Mode	5	0,246829	0,10971	0,01696	0,93346	0,94376

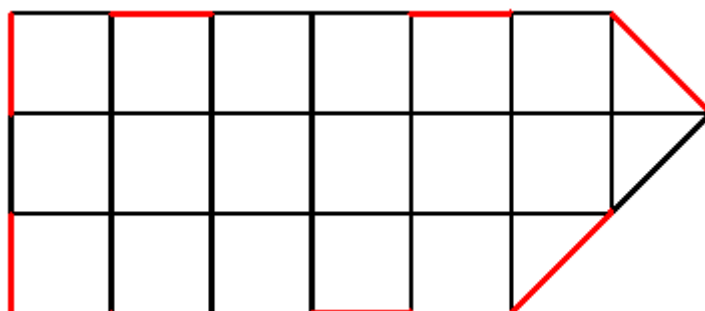
10^η ΛΥΣΗΣχήμα 3.10: Κάτοψη κτιρίου για την απεικόνιση της θέσης των συνδέσμων δυσκαμψίας (10^η Λύση)Πίνακας 3.10: Ιδιομορφικές μάζες (10^η Λύση)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,856117	5,88E-06	0,81673	5,88E-06	0,81673
MODAL	Mode	2	0,687241	0,81294	6,67E-06	0,81294	0,81673
MODAL	Mode	3	0,512984	0,00084	0,00026	0,81379	0,81699
MODAL	Mode	4	0,29397	2,35E-06	0,13035	0,81379	0,94734
MODAL	Mode	5	0,235164	0,12937	4,45E-07	0,94315	0,94734

3.3 Κριτήρια επιλογής

Η ιδανική τοποθέτηση των κατακόρυφων συνδέσμων είναι σε συμμετρική διάταξη, κατά μήκος της περιμέτρου του κτιρίου. Με αυτό τον τρόπο εξασφαλίζεται η πλευρική ευστάθεια και κατά τις δύο διευθύνσεις και η όσο το δυνατό μεγαλύτερη δυστρεψία του κτιρίου. Εν τούτοις, συνήθως αρχιτεκτονικοί ή λειτουργικοί περιορισμοί δυσκολεύουν μια τέτοια επιλογή. Έτσι, τα τοιχώματα, ως μέρη κλιμακοστασίων ή ανελκυστήρων, βρίσκονται συνήθως στο εσωτερικό και όχι στην περίμετρο του κτιρίου, με αποτέλεσμα να μειώνεται η δυστρεψία του. Εν τούτοις, η τοποθέτηση συνδέσμων στην περίμετρο είναι συχνά προβληματική λόγω των παραθύρων και άλλων ανοιγμάτων. Πρόσθετα προβλήματα παρουσιάζονται όταν είναι δυνατή η

τοποθέτηση συνδέσμων σε μία όψη αλλά όχι στην απέναντι. Μια τέτοια μη συμμετρική διάταξη προκαλεί προβλήματα στροφής του κτιρίου.

Γενικώς, η διάταξη των συνδέσμων γίνεται με βάση τις παρακάτω αρχές:

- Η διάταξη σε κάτοψη πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να επιτρέπει την παραλαβή των οριζόντιων δυνάμεων και στις δύο διευθύνσεις του κτιρίου.
- Σε κάθε διεύθυνση πρέπει να υπάρχουν ζεύγη συνδέσμων, στα οποία κατανέμεται η οριζόντια δύναμη. Αν σε μια διεύθυνση υπάρχει μόνο ένας σύνδεσμος, δημιουργείται εκκεντρότητα μεταξύ θέσης εφαρμογής των σεισμικών δυνάμεων στο κέντρο μάζας του ορόφου και παραλαβής τους από το σύνδεσμο.
- Η δυσκαμψία των μελών του ζεύγους των συνδέσμων πρέπει να είναι παρόμοια, ώστε να μη δημιουργούνται προβλήματα στρέψης.
- Η ευνοϊκότερη θέση είναι στην περίμετρο του κτιρίου, ώστε να αυξάνεται η δυστρεψία.
- Πρέπει να μη διακόπτεται η συνέχεια των συνδέσμων καθ' ύψος του κτιρίου. Εν τούτοις μπορεί αρχιτεκτονικοί ή λειτουργικοί λόγοι να επιβάλλουν τη μετάθεση της θέσης τους σε ορισμένους ορόφους. Στις περιπτώσεις αυτές το κέντρο δυσκαμψίας αλλάζει από όροφο σε όροφο, με συνέπεια να δημιουργούνται πρόσθετες στρεπτικές καταπονήσεις.
- Πρέπει να επιδιώκεται η επίτευξη παρόμοιας δυσκαμψίας στις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου.

Συγκεντρωτικά, λαμβάνοντας υπόψη όλα τα παραπάνω μπορούμε να καταλήξουμε στα εξής:

1^ο κριτήριο: ποσοστό ιδιομορφικής μάζας

Αρχικά, η μεγαλύτερη επιδίωξή μας ήταν να δημιουργήσουμε κτίρια τα οποία να συμπληρώνουν μεγάλο ποσοστό της ιδιομορφικής τους μάζας στις πρώτες ιδιομορφές, έτσι ώστε ο φορέας να ταλαντώνεται ως σύνολο και να καταλήξουμε σε εκείνο το κτίριο το οποίο να συμπληρώνει το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών

μαζών ίσο με το 90% της ταλαντούμενης μάζας του συστήματος σε κάθε διεύθυνση σεισμού, στη λιγότερη σε πλήθος ιδιομορφή. Κάτι τέτοιο όμως ήταν εξαιρετικά δύσκολο, καθώς όπως παρατηρούμε από τους πίνακες της παραγράφου 3.2, η πλειοψηφία των κτιρίων συμπληρώνει το παραπάνω άθροισμα και στις δύο διευθύνσεις του σεισμού στην 5^η ιδιομορφή.

2^ο κριτήριο: ιδιομορφές ταλάντωσης κτιρίου

Ένα, από άποψη εξασφάλισης της πλευρικής ευστάθειας κατάλληλα μορφωμένο κτίριο έχει το εξής χαρακτηριστικό: οι κατώτερες ιδιομορφές του πρέπει να είναι μεταφορικές. Σε όλα τα κτίριά μας οι δύο πρώτες ιδιομορφές είναι μεταφορικές και προς τις δύο διευθύνσεις και η τρίτη στρεπτική. Εν τούτοις, σε κάποια κτίρια παρατηρείται ότι σε κάποιες ιδιομορφές οι κινήσεις δεν είναι καθαρά μεταφορικές προς τη μία διεύθυνση. Δηλαδή, το κτίριο μετακινείται και στρέφεται ελαφρώς. Αυτό εκτός από οπτική ιδιομορφική ταλάντωση του κτιρίου μέσα από το Sap, παρατηρείται εύκολα και από τους παραπάνω πίνακες, όπως π.χ. στην 2^η λύση η διαφορά του ποσοστού της ιδιομορφικής μάζας μεταξύ των δύο διευθύνσεων είναι της τάξης του 47%, σε αντίθεση με τις καθαρά μεταφορικές κινήσεις όπου η διαφορά φτάνει στο 82%.

3^ο κριτήριο: συνδέσεις

Πρόβλημα στις συνδέσεις υπάρχει όταν τοποθετούνται σε διαδοχικές δοκούς ή σε γωνιακά διατεταγμένες δοκούς οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας, καθώς αυτοί καταλήγουν στο ίδιο υποσύλωμα.

4^ο κριτήριο: περιμετρική-εσωτερική διάταξη των συνδέσμων

Όπως αναφέραμε και παραπάνω, η ευνοϊκότερη θέση είναι στην περίμετρο του κτιρίου.

3.4 Σύγκριση

Με βάση τα κριτήρια της προηγούμενης παραγράφου δημιουργούμε τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 3.11: Αναλυτική παρουσίαση κριτηρίων

	$\sum M_i > 90\%$		Κινήσεις		Συνδέσεις		Διάταξη	
	έως 5 ^η ιδιομ.	έως 6 ^η ιδιομ.	Καθαρά μεταφορικές	Όχι καθαρά μεταφορικές	Ανύπαρκτο πρόβλημα	Πρόβλημα	περιμετρικά	+εσωτερικά
Κτ. 1	✓		✓			✓	✓	
Κτ. 2	✓			✓	✓			✓
Κτ. 3	✓			✓		✓		✓
Κτ. 4	✓			✓	✓		✓	
Κτ. 5	✓		✓		✓			✓
Κτ. 6	✓			✓	✓			✓
Κτ. 7		✓		✓	✓		✓	
Κτ. 8	✓		✓			✓	✓	
Κτ. 9	✓			✓	✓		✓	
Κτ. 10	✓		✓		✓		✓	

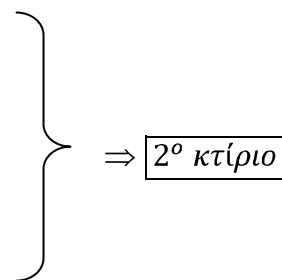
Στη συνέχεια για να γίνει πιο εύκολη η σύγκριση, τα κτίρια θα χωριστούν σε ομάδες και θα συγκριθούν μεταξύ τους με τη βοήθεια του παραπάνω πίνακα.

1^η ΟΜΑΔΑ: Κτίρια με περιμετρικά και εσωτερικά διατεταγμένους συνδέσμους δυσκαμψίας

- 2^ο και 6^ο:

2^ο → 2 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + συνδέσεις)
 1 μειονέκτημα (κινήσεις)

6^ο → 2 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + συνδέσεις)



1 μειονέκτημα (κινήσεις, χειρότερες ταλαντώσεις)

- 2° και 3°:

$\left. \begin{array}{l} 2^\circ \rightarrow 2 \text{ πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + συνδέσεις)} \\ \quad 1 \text{ μειονέκτημα (κινήσεις)} \\ \\ 3^\circ \rightarrow 1 \text{ πλεονέκτημα (ιδιομορφές)} \\ \quad 2 \text{ μειονεκτήματα (κινήσεις + συνδέσεις)} \end{array} \right\}$	\Rightarrow	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">2° κτίριο</div>
--	---------------	--

- 2° και 5°:

$\left. \begin{array}{l} 2^\circ \rightarrow 2 \text{ πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + συνδέσεις)} \\ \quad 1 \text{ μειονέκτημα (κινήσεις)} \\ \\ 5^\circ \rightarrow 3 \text{ πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις + συνδέσεις)} \\ \quad \text{Κανένα μειονέκτημα} \end{array} \right\}$	\Rightarrow	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">5° κτίριο</div>
--	---------------	--

2^η ΟΜΑΔΑ: Κτίρια με περιμετρικά διατεταγμένους συνδέσμους δυσκαμψίας

- 7° και 9°:

$\left. \begin{array}{l} 7^\circ \rightarrow 1 \text{ πλεονέκτημα (συνδέσεις)} \\ \quad 2 \text{ μειονεκτήματα (ποσοστό ιδιομορφών + κινήσεις)} \\ \\ 9^\circ \rightarrow 2 \text{ πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + συνδέσεις)} \\ \quad 2 \text{ μειονεκτήματα (κινήσεις)} \end{array} \right\}$	\Rightarrow	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">9° κτίριο</div>
--	---------------	--

- 9° και 10°:

$\left. \begin{array}{l} 9^\circ \rightarrow 2 \text{ πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + συνδέσεις)} \\ \quad 1 \text{ μειονέκτημα (κινήσεις)} \\ \\ 10^\circ \rightarrow 3 \text{ πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις + συνδέσεις)} \\ \quad \text{Κανένα μειονέκτημα} \end{array} \right\}$	\Rightarrow	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">10° κτίριο</div>
---	---------------	---

- 4° και 8°:

4° → 2 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + συνδέσεις)	}	⇒	8° κτίριο
1 μειονέκτημα (κινήσεις)			
8° → 2 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις)			
1 μειονέκτημα (συνδέσεις)			

- 8° και 10°:

8° → 2 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις)	}	⇒	10° κτίριο
1 μειονέκτημα (συνδέσεις)			
10° → 3 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις + συνδέσεις)			
Κανένα μειονέκτημα			

- 1° και 10°:

1° → 2 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις)	}	⇒	10° κτίριο
1 μειονέκτημα (συνδέσεις)			
10° → 3 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις + συνδέσεις)			
Κανένα μειονέκτημα			

Έως τώρα έχουμε καταλήξει στο 5° κτίριο από την πρώτη ομάδα και στο 10° κτίριο από τη δεύτερη και αυτά θα συγκρίνουμε τελικά μεταξύ τους.

- 5° και 10°:

5° → 3 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις + συνδέσεις)
Κανένα μειονέκτημα

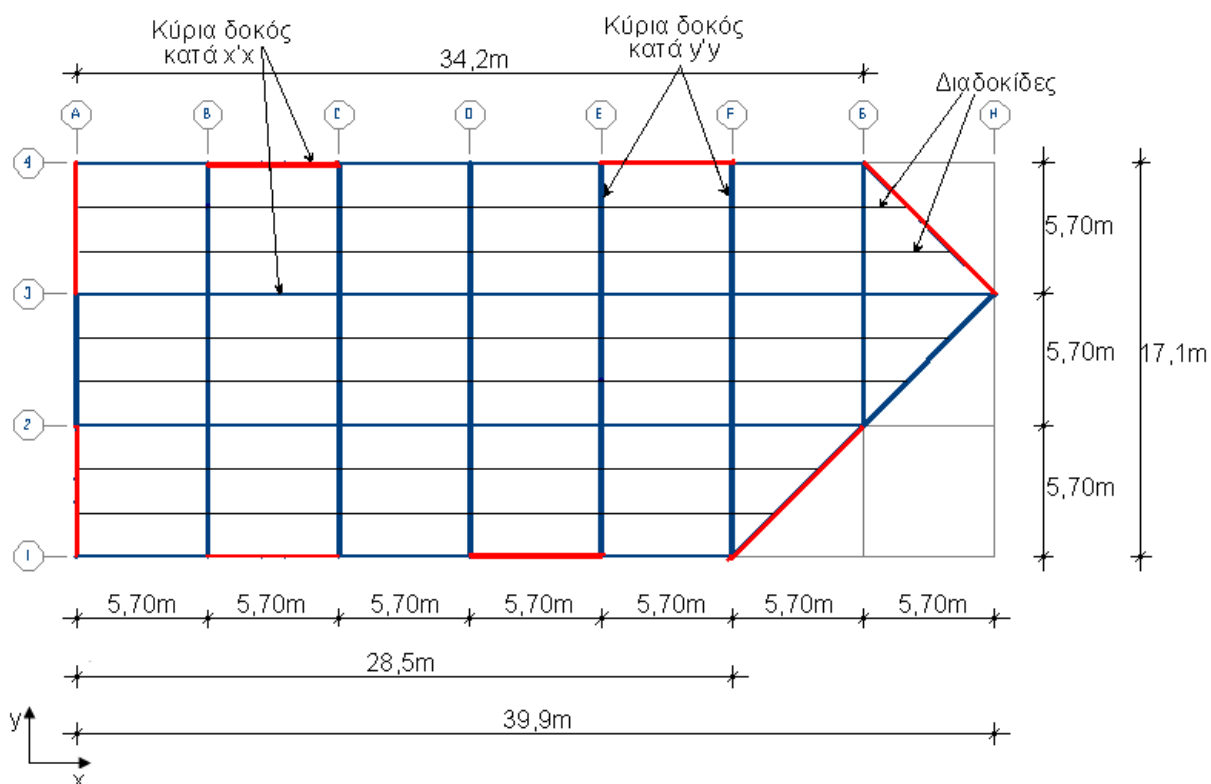
10° → 3 πλεονεκτήματα (ιδιομορφές + κινήσεις + συνδέσεις)

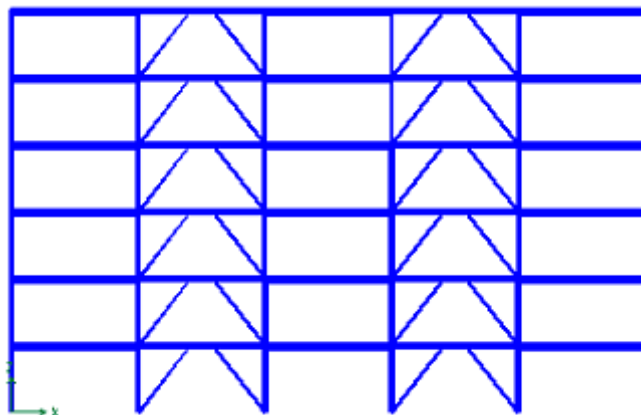
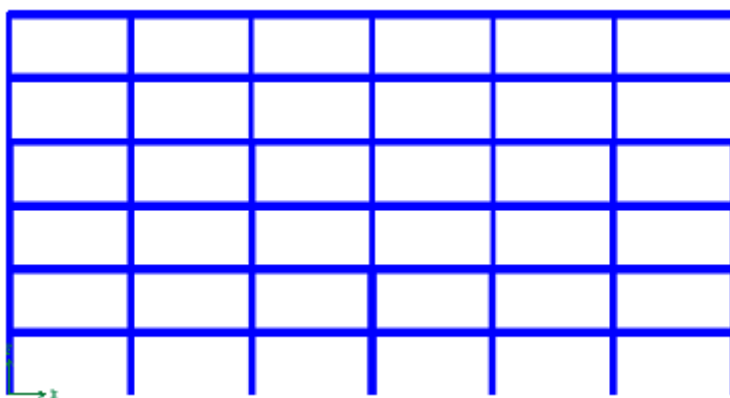
Κανένα μειονέκτημα

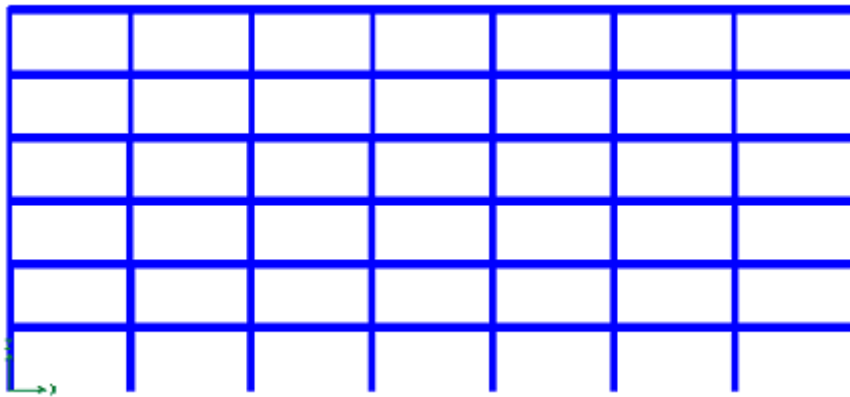
Παρατηρούμε ότι έχουν ακριβώς τα ίδια χαρακτηριστικά. Έτσι, αν λάβουμε υπόψη τα πλεονεκτήματα της περιμετρικής διάταξης που αναφέραμε στην παράγραφο 3.2, καθώς και τους αρχιτεκτονικούς λόγους που υπαγορεύουν μια τέτοια επιλογή (για αισθητικούς-αρχιτεκτονικούς λόγους απορρίπτεται η διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας στο εσωτερικό του κτιρίου) θα καταλήξουμε εύκολα στην διάταξη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας του **κτιρίου 10**.

3.5 Τελική γεωμετρία κατασκευής

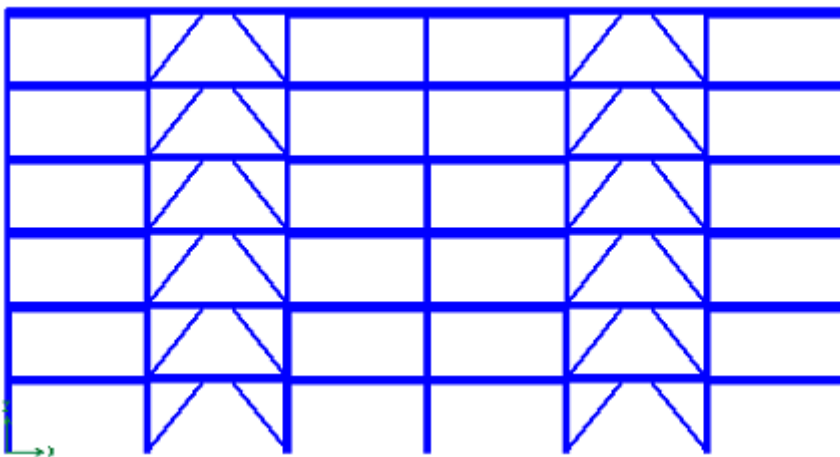
Στα ακόλουθα σχήματα φαίνονται αναλυτικά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κτιρίων σε κάτοψη και τομές, όπως αυτά προσομοιάστηκαν στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 v14.1.0.



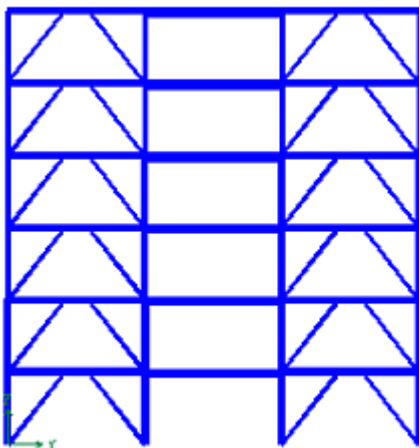
Σχήμα 3.11: Κάτοψη τυπικού ορόφου**Σχήμα 3.12:** Επίπεδο 1 κατά $x'x$ **Σχήμα 3.13:** Επίπεδο 2 κατά $x'x$



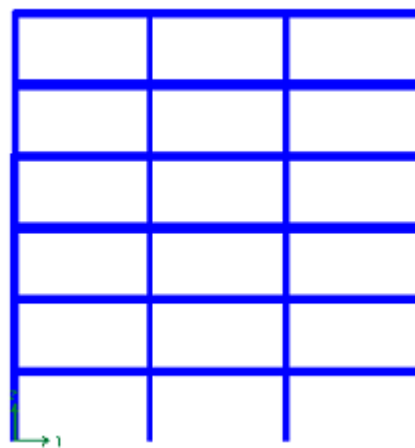
Σχήμα 3.14: Επίπεδο 3 κατά $x'x$



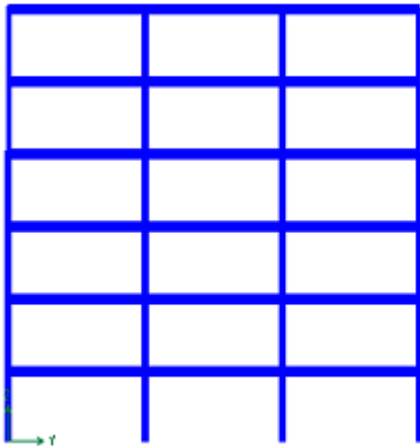
Σχήμα 3.15: Επίπεδο 4 κατά $x'x$



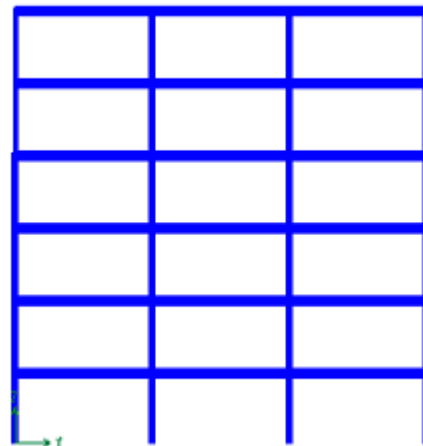
Σχήμα 3.16: Επίπεδο A κατά $y'y$



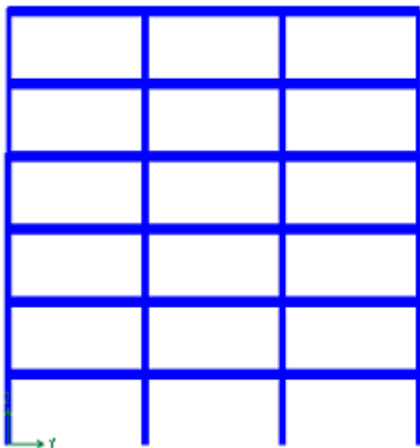
Σχήμα 3.17: Επίπεδο B κατά $y'y$



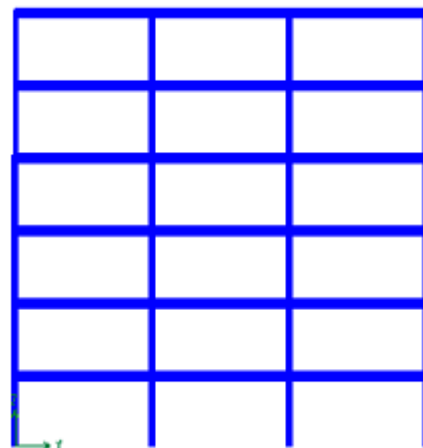
Σχήμα 3.18: Επίπεδα C κατά y'y



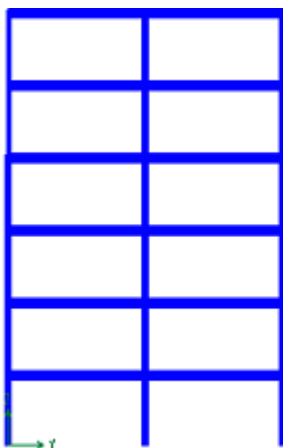
Σχήμα 3.19: Επίπεδο D κατά y'y



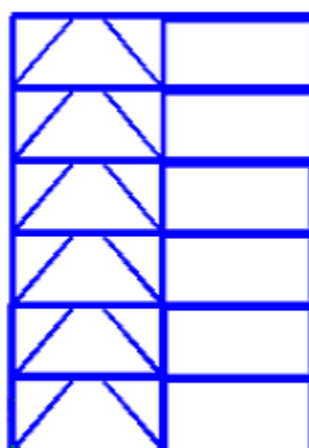
Σχήμα 3.20: Επίπεδα E κατά y'y



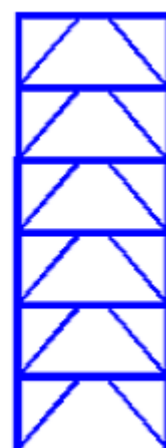
Σχήμα 3.21: Επίπεδο F κατά y'y



Σχήμα 3.22: Επίπεδο G κατά y'y



Σχήμα 3.23: Κεκλιμένα επίπεδα 1F-3H και 3H-4G αντίστοιχα



ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Έλεγχοι μελών φορέα

4.1 Διαστασιολόγηση των μελών της κατασκευής

Η ανάλυση των φορέα πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα SAP2000 v14.1.0 Advanced. Το συγκεκριμένο πρόγραμμα έχει τη δυνατότητα να κάνει αυτοματοποιημένα τον έλεγχο επάρκειας των διατομών σύμφωνα με τον EC3. Με επαναληπτικές διαδικασίες ανάλυσης και διαστασιολόγησης με τη βοήθεια του Sap επιλέξαμε τις διατομές των στοιχείων του φορέα μας, έτσι ώστε να επαρκούν έναντι των δεδομένων ελέγχων και επιπλέον να είναι οικονομική η ανέγερση της κατασκευής μας. Μέσω αυτού ελήφθησαν τα εντατικά μεγέθη των μελών για όλες τις φορτίσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβλήθηκαν στο φορέα. Πρέπει να τονιστεί εδώ ότι εκτός από τους ελέγχους αντοχής, η κατασκευή θα πρέπει να πληροί τους κατάλληλους ικανοτικούς ελέγχους. Η εφαρμογή των κανόνων του ικανοτικού σχεδιασμού παρουσιάζεται αναλυτικά σε επόμενο κεφάλαιο. Η τελική μόρφωση του φορέα μας εξασφαλίζει συντελεστές εκμετάλλευσης για κάθε ένα από τα μέλη του επαρκώς μικρότερους της μονάδας.

Οι διατομές των στοιχείων παρουσιάζονται αναλυτικά στο παράρτημα Α.

Σ' αυτό το σημείο θα πρέπει να αναφέρουμε πως τόσο οι κύριες δοκοί όσο και οι διαδοκίδες δεν ελέγχονται σε Στρεπτοκαμπτικό (ή πλευρικό) λυγισμό υπό κάμψη περί τον ισχυρό άξονα καθώς θεωρούνται πλευρικά εξασφαλισμένες.

➤ Δοκοί και πλευρική εξασφάλιση

Οι δοκοί των οποίων η πλευρική παραμόρφωση παρεμποδίζεται από αλλά δομικά στοιχεία, ονομάζονται πλευρικά εξασφαλισμένες, η δε αντοχή τους σε κάμψη δεν επηρεάζεται από λυγισμό εκτός του επιπέδου φορτίσεώς τους (πλευρική αστάθεια). Ως πλευρικά εξασφαλισμένες θεωρούνται οι δοκοί για τις οποίες:

- Εξασφαλίζεται πλήρης πλευρική στήριξη. Για παράδειγμα το άνω θλιβόμενο πέλμα αμφιέριστης δοκού υποστηρίζει το σύστημα δαπέδου, όπως πλάκα σκυροδέματος η οποία είναι επαρκώς συνδεδεμένη επί της δοκού με διατμητικούς συνδέσμους και διαθέτει επαρκή δυσκαμψία. Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν τόσο οι διαδοκίδες όσο και οι κύριες δοκοί των κτιρίων μας κατά τις δύο διευθύνσεις.
- Υπάρχουν πυκνά τοποθετημένοι εγκάρσιοι σύνδεσμοι, ώστε τα μεταξύ αυτών ελεύθερα μήκη και οι σχετικές λυγηρότητες περί τον ασθενή άξονα να είναι μικρά. Σ' αυτήν την κατηγορία ανήκουν οι κύριες δοκοί των κτιρίων μας κατά την διεύθυνση γ'γ στις οποίες πλευρική στήριξη προσφέρουν οι διαδοκίδες.

Οι έλεγχοι των διατομών και των μελών κατηγοριοποιήθηκαν ανά κτίριο και ανά είδος ράβδου (Υποσύλωμα, Τύπου Λ σύνδεσμοι δυσκαμψίας με εκκεντρότητα, Σύμμικτες δοκοί, Σύμμικτες διαδοκίδες).

Αναλυτικά οι έλεγχοι των μελών που πραγματοποιήθηκαν είναι οι εξής:

- Σύμμικτη δοκός: ελέγχθηκε στη φάση αστοχίας (αντοχή σε θετικές ροπές M_{Ed}^+ , αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση V_{Ed} και αντοχή σε διαμήκη διάτμηση $V_{l,Ed}$) και σε φάση λειτουργικότητας (βέλη κάμψης).
- Υποσύλωμα: ελέγχθηκε σε αξονική θλιπτική δύναμη, σε τέμνουσα, σε μονοαξονική κάμψη, σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.
- Τύπου έκκεντρων Λ σύνδεσμοι δυσκαμψίας: ελέχθησαν σε αξονική θλιπτική δύναμη.
- Σύμμικτη διαδοκίδα: ελέγχθηκε η δυσμενέστερη σε οριακή κατάσταση αστοχίας (αντοχή σε θετικές ροπές M_{Ed}^+ , αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση V_{Ed} και αντοχή σε διαμήκη διάτμηση $V_{l,Ed}$) και λειτουργικότητας (βέλη κάμψης).

4.2 Στατική ανάλυση

4.2.1 Επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας του φορέα

Τα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη σε στατικά ορισμένους φορείς μπορούν γενικά να υπολογισθούν χρησιμοποιώντας μόνο τις εξισώσεις ισορροπίας, ενώ σε στατικά αόριστους φορείς απαιτείται να ληφθούν επιπλέον υπόψη και κάποιες γεωμετρικές συνθήκες. Ο υπολογισμός μπορεί να γίνει μέσω ελαστικής ή πλαστικής ανάλυσης. Η ελαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε όλες τις περιπτώσεις, ενώ η πλαστική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνον όταν οι διατομές των μελών και ο χρησιμοποιούμενος χάλυβας ικανοποιούν ορισμένες ειδικές απαιτήσεις. Επίσης, ανάλογα με το εάν η επίδραση των παραμορφώσεων στον φορέα μπορεί ή όχι να θεωρηθεί αμελητέα, τα εντατικά μεγέθη είναι δυνατόν να προκύψουν με διαφορετικές προσεγγίσεις.

- κατά την ανάλυση πρώτης τάξης οι υπολογισμοί γίνονται πάντοτε χρησιμοποιώντας την αρχική γεωμετρία του φορέα, την απαραμόρφωτη κατάσταση. Στην περίπτωση αυτή οι προκύπτουσες μετακινήσεις δεν μεταβάλλουν σημαντικά την γεωμετρία του φορέα και επομένως δεν διαφοροποιείται η εντατική κατάσταση των μελών
- κατά την ανάλυση δεύτερης τάξης λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των παραμορφώσεων της κατασκευής καθώς αυξάνουν σημαντικά τις επιρροές των δράσεων και τροποποιούν σημαντικά την συμπεριφορά του φορέα. Επομένως, πρέπει να γίνεται χρήση της παραμορφωμένης γεωμετρίας της φορτισμένης κατάστασης.

Ανάλυση πρώτης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται, εάν η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα οφειλόμενη σε παραμορφώσεις, μπορεί να αγνοηθεί. Αυτός ο όρος μπορεί να θεωρηθεί ότι εκπληρώνεται, εάν ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

$$a_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{για ελαστική ανάλυση}$$

$$a_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση}$$

όπου

a_{cr} είναι ο παράγοντας με τον οποίο θα πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια

F_{Ed} είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα

F_{cr} είναι το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες

Στην παρούσα διπλωματική ο υπολογισμός της τιμής του a_{cr} θα γίνει με τον παρακάτω προσεγγιστικό τύπο:

$$a_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} * \frac{h}{\delta_{H,Ed}}$$

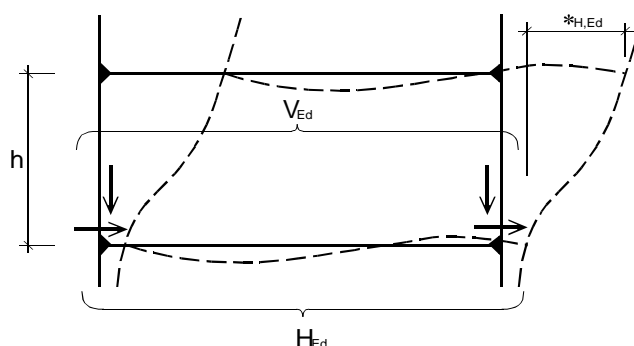
όπου

H_{Ed} τιμή σχεδιασμού της οριζόντιας αντίδρασης στην οροφή του ορόφου, λόγω των οριζόντιων φορτίων και των ισοδύναμων οριζόντιων φορτίων λόγω ατελειών

V_{Ed} ολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού του φορέα στην βάση του ορόφου

$\delta_{H,Ed}$ οριζόντια μετατόπιση στην κορυφή του ορόφου σε σχέση με την βάση του όταν το πλαίσιο φορτίζεται με οριζόντια φορτία (π.χ. σεισμός) και ισοδύναμα οριζόντια φορτία, τα οποία εφαρμόζονται σε κάθε όροφο

h ύψος του ορόφου



Σχήμα 4.1: Συμβολισμοί

Τελικά, το κριτήριο που θέλουμε να ικανοποιείται είναι:

$$a_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση}$$

4.2.2 Υπολογισμός του συντελεστή a_{cr} με τον τύπο του EN1993-1-1

Για την εφαρμογή του προσεγγιστικού τύπου EN1993-1-1 απαιτείται ο υπολογισμός των ισοδύναμων σεισμικών δυνάμεων στην στάθμη του κάθε ορόφου. Δεδομένου όμως ότι όπως προαναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 2, ο υπολογισμός της σεισμικής απόκρισης του κτιρίου έγινε σύμφωνα με την δυναμική φασματική μέθοδο, για την ανάλυση της κατασκευής δεν χρησιμοποιήθηκαν ισοδύναμα σεισμικά φορτία. Συνεπώς, στην προκειμένη περίπτωση τα απαιτούμενα οριζόντια φορτία μπορούμε να τα υπολογίσουμε κατανέμοντας την ακραία τιμή της τέμνουσας βάσης, όπως αυτή προκύπτει από την δυναμική φασματική ανάλυση στις στάθμες των ορόφων. Η διαδικασία αυτή γίνεται ξεχωριστά για κάθε κτίριο και για κάθε κύρια διεύθυνση του κτιρίου.

Συγκεκριμένα, για την περίπτωση φόρτισης $G + 0,3Q + E_{XY}$ (Response Spectrum Analysis), έχουμε τις εξής ακραίες τιμές για την τέμνουσα βάσης (Base Reactions):

$$exV_{ox} = 1100kN$$

$$exV_{oy} = 1092kN$$

Η κατανομή των οριζόντιων σεισμικών φορτίων στις στάθμες των ορόφων προκύπτει από την παρακάτω σχέση:

$$F_i = exV_o \frac{m_i z_i}{\sum m_i z_i}$$

όπου

m_i η μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε όροφο

z_i το ύψος του κάθε ορόφου

Στους πίνακες που ακολουθούν φαίνεται η κατανομή των σεισμικών φορτίων στις στάθμες των ορόφων κατά την διεύθυνση x και y αντίστοιχα.

Πίνακας 4.1: Κατανομή σεισμικών φορτίων στις στάθμες των ορόφων (δieleύθυνση x)

Όροφος (i)	W_i (kN)	m_i (Kg)	h_i (kN)	F_i (kN)
1 ^{ος}	3744,98	381,72	3,00	52,09
2 ^{ος}	3744,98	381,72	6,00	104,19
3 ^{ος}	3744,98	381,72	9,00	156,28
4 ^{ος}	3744,98	381,72	12,00	208,38
5 ^{ος}	3744,98	381,72	15,00	260,47
6 ^{ος}	3816,76	389,07	18,00	318,58
				$V_{ox} = 1100$

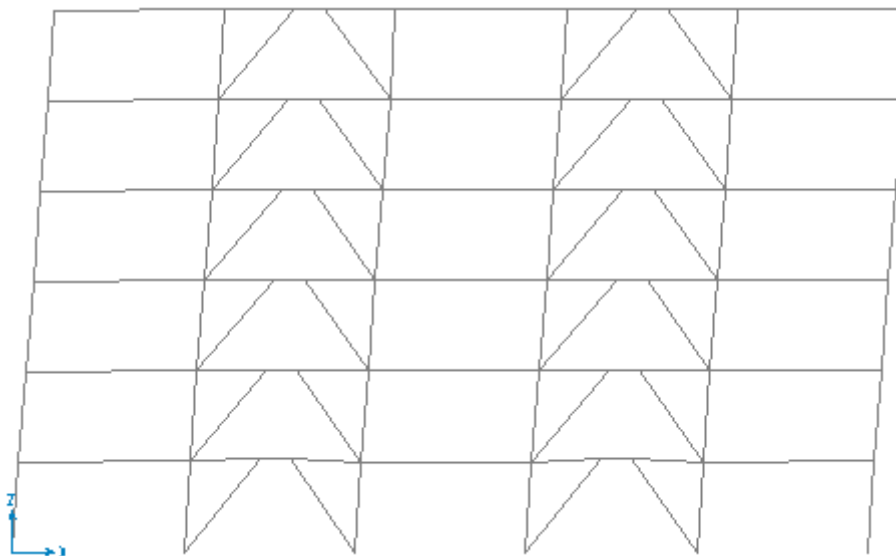
Πίνακας 4.2: Κατανομή σεισμικών φορτίων στις στάθμες των ορόφων (δieleύθυνση y)

Όροφος (i)	W_i (kN)	m_i (Kg)	h_i (kN)	F_i (kN)
1 ^{ος}	3744,98	381,72	3,00	51,72
2 ^{ος}	3744,98	381,72	6,00	103,43
3 ^{ος}	3744,98	381,72	9,00	155,15
4 ^{ος}	3744,98	381,72	12,00	206,86
5 ^{ος}	3744,98	381,72	15,00	258,58
6 ^{ος}	3816,76	389,07	18,00	316,27
				$V_{oy} = 1092$

Στους παρακάτω πίνακες φαίνεται ο υπολογισμός του συντελεστή α_{cr} κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις του κτιρίου ξεχωριστά. Πρέπει να σημειωθεί ότι το ολικό κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού στην βάση του ορόφου V_{Ed} υπολογίστηκε για τον συνδυασμό $G + 0,3Q$.

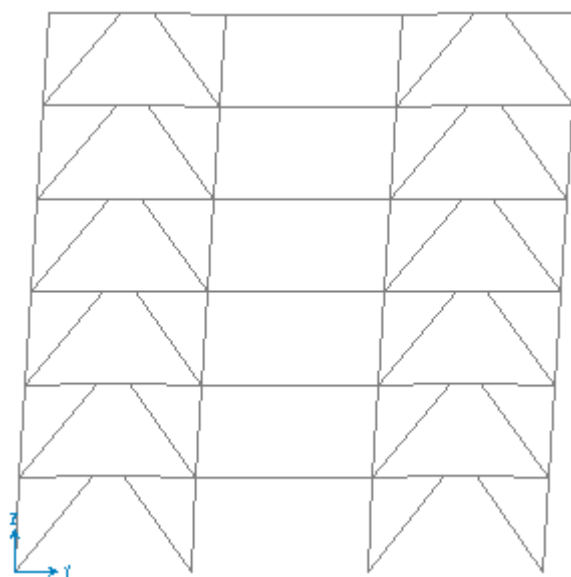
Πίνακας 4.3: Υπολογισμός του a_{cr} στη διεύθυνση x

όροφος	$V_{Ed,x} (kN)$ $G + 0,3Q$	$H_{Ed,x} (kN)$	$d_i (cm)$	$\delta_{HEd,x}$ $= d_i - d_{i-1}$ (cm)	$h (cm)$	a_{cr}
1 ^{ος}	22541,66	52,09	0,15	0,15	300	4,62
2 ^{ος}	18796,68	104,19	0,34	0,19	300	8,75
3 ^{ος}	15051,70	156,28	0,52	0,18	300	17,30
4 ^{ος}	11306,72	208,38	0,72	0,20	300	27,64
5 ^{ος}	7561,74	260,47	0,89	0,17	300	60,79
6 ^{ος}	3816,76	318,58	1,00	0,11	300	227,64

Σχήμα 4.2: Εικόνα παραμορφωμένου φορέα (μετακινήσεις στον άξονα x)

Πίνακας 4.4: Υπολογισμός του a_{cr} στη διεύθυνση y

όροφος	$V_{Ed,x} (kN)$ $G + 0,3Q$	$H_{Ed,x} (kN)$	$d_i (cm)$	$\delta_{HEd,x}$ $= d_i - d_{i-1}$ (cm)	$h (cm)$	a_{cr}
1 ^{ος}	22541,66	51,72	0,23	0,23	300	3
2 ^{ος}	18796,68	103,43	0,48	0,25	300	6,6
3 ^{ος}	15051,70	155,15	0,72	0,24	300	12,89
4 ^{ος}	11306,72	206,86	0,99	0,27	300	20,33
5 ^{ος}	7561,74	258,58	1,20	0,21	300	48,85
6 ^{ος}	3816,76	316,27	1,35	0,15	300	165,73

Σχήμα 4.3: Εικόνα παραμορφωμένου φορέα (μετακινήσεις στον άξονα y)

Παρατηρούμε ότι ο έλεγχος δεν ικανοποιείται και αυτό θα ληφθεί υπόψη μέσα από το Sap2000.

4.3 Τυπολόγιο ελέγχων στοιχείων στην οριακή κατάσταση αστοχίας κατά τον Ευρωκώδικα 3 (EC3)

4.3.1 Ποιότητα χάλυβα και μηχανικά χαρακτηριστικά

Πίνακας 4.5: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 355	355	510	335	470

Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

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

- μέτρο ελαστικότητας $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81000 \text{ N/mm}^2$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- συντελεστής (N/mm^2) $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

4.3.2 Κατάταξη διατομών

Βασικές αρχές

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

Κατάταξη

Οι τέσσερις κατηγορίες διατομών καθορίζονται ως εξής:

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

Για την κατάταξη των διατομών χρησιμοποιήθηκαν οι ακόλουθοι πίνακες κατάταξης πέλματος και κορμού:

Πίνακας 4.6: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

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	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 4.7: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχοντα πέλαμα						
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	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

4.3.3 Συντελεστές ασφαλείας

- αντοχή διατομών, όποια και αν είναι η κατηγορία: γ_{M0}
- αντοχή των μελών σε αστάθεια που προσδιορίζεται από ελέγχους μελών: γ_{M1}
- αντοχή διατομών σε εφελκυσμό μέχρι τη θραύση: γ_{M2}

Οι επιμέρους συντελεστές γ_{Mi} για κτίρια μπορούν να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι τιμές που προτείνονται για κτίρια είναι οι εξής :

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,00$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

4.3.4 Αντοχές διατομών

4.3.4.1 Έλεγχος διατομής μέλους σε μονοαξονικό εφελκυσμό

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

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$$

όπου:

α) $N_{t,Rd}$ η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής

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

4.3.4.2 Έλεγχος διατομής μέλους σε θλίψη

Η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης N_{Ed} σε κάθε διατομή πρέπει να ικανοποιεί:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Η αντοχή σχεδιασμού της διατομής για ομοιόμορφη θλίψη $N_{c,Rd}$ πρέπει να καθορίζεται όπως παρακάτω:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3}$$

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

Επιπλέον, θα πρέπει να ελέγχεται η αντίσταση σε λυγισμό του μέλους. Σε θλιβόμενα μέλη δεν απαιτείται να λαμβάνονται υπόψη οι οπές συνδέσμων εκτός των περιπτώσεων υπερμεγεθών οπών ή οπών εγκοπής.

4.3.4.3 Έλεγχος διατομής μέλους σε ροπή κάμψης

Σε περιπτώσεις όπου η τέμνουσα δύναμη στην 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:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

όπου $M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε κάμψη.

Η αντοχή σχεδιασμού για κάμψη περί ένα κύριο άξονα μιας διατομής καθορίζεται ως εξής:

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

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

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

όπου $W_{el,min}$ και $W_{eff,min}$ αντιστοιχούν στην ίνα με τη μεγαλύτερη ελαστική τάση

4.3.4.4 Έλεγχος διατομής μέλους σε διάτμηση

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Όπου $V_{c,Rd}$ είναι η διατμητική αντοχή σχεδιασμού.

Για πλαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η πλαστική διατμητική αντοχή $V_{pl,Rd}$ ενώ για ελαστικό σχεδιασμό $V_{c,Rd}$ είναι η ελαστική διατμητική αντοχή.

Για απουσία στρέψης, η πλαστική διατμητική αντοχή δίνεται από:

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

Το όριο διαρροής του χάλυβα σε διάτμηση είναι σύμφωνα με το κριτήριο ισοδυναμίας von Mises ίσο με $f_y/\sqrt{3}$

A_v είναι η επιφάνεια διάτμησης όπου υπολογίζεται ανάλογα με τον τύπο διατομής.

Για ελατές διατομές I και H(που χρησιμοποιούνται στην περίπτωση μας) με φορτίο παράλληλο στον κορμό η A_v προσδιορίζεται ως εξής

$$A_v = 1,04 h_w t_w$$

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

b είναι το συνολικό πλάτος

h_w είναι το ύψος του κορμού

t_f είναι το πάχος του πέλματος

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

4.3.4.5 Αντοχή σε κάμψη και διάτμηση

Όταν στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική διατμητική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στη ροπή αντοχής, δεδομένου ότι μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή της τέμνουσας.

- αν $V_{Ed} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$ δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής
- αν $V_{Ed} > 0,5 \times V_{pl,Rd}$ απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής

και η απομειωμένη ροπή αντοχής προσδιορίζεται ως εξής:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \times A_w^2}{4 \times t_w} \right] \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{αλλά } M_{y,V,Rd} \leq M_{y,c,Rd}$$

όπου : $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} - 1 \right)^2$ όταν υπάρχει στρέψη

$M_{y,c,Rd}$ λαμβάνεται από την 3.3.4.3

$$A_w = h_w t_w$$

4.3.4.6 Έλεγχος διατομής μέλους σε μονοαξονική κάμψη και ταυτόχρονη αξονική δύναμη

Όπου υπάρχει αξονική δύναμη, πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την επίδρασή της στην πλαστική ροπή αντοχής ως εξής.

Για διατομές κατηγορίας 1 και 2, πρέπει να ικανοποιείται το παρακάτω κριτήριο:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

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 χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα y-y όταν ικανοποιούνται και τα δύο παρακάτω κριτήρια:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{pl,Rd} \text{ και}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές διπλής συμμετρίας I- και H-, δεν χρειάζεται να γίνει πρόβλεψη για την επίδραση της αξονικής δύναμης στην πλαστική ροπή αντοχής περί τον άξονα z-z όταν:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

Για διατομές όπου οι οπές κοχλιών δεν λαμβάνονται υπόψη, οι παρακάτω προσεγγίσεις μπορούν να χρησιμοποιούνται για ελατές διατομές I ή H και για συγκολλητές διατομές I ή H με ίσα πέλματα:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0,5a) \quad \text{αλλά} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

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

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

$$\text{όπου } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2bt_f) / A \quad \text{αλλά} \quad a \leq 0,5$$

4.3.4.7 Έλεγχος σε μονοαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

Σε αυτή την περίπτωση μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο :

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

Όπου

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

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

χ_y, χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού που προσδιορίζονται ως εξής :

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

Όπου:

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

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

$\bar{\lambda}_{y,z}$ ανηγμένη λυγηρότητα

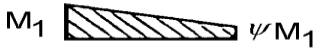
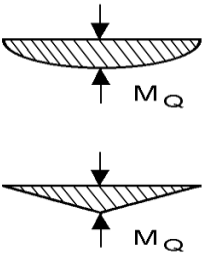
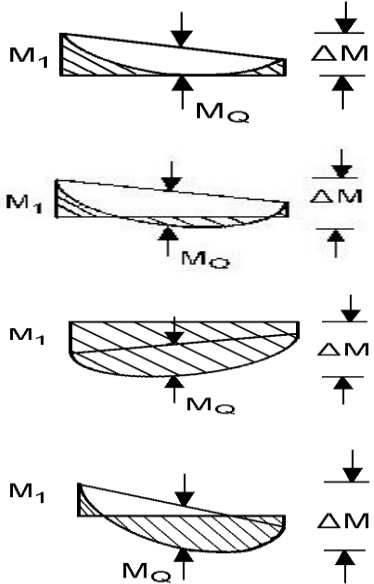
$$\bar{\lambda}_{y,z} = \frac{l_{y,z} \sqrt{\beta_A}}{i_{y,z} 93,9 \varepsilon} \quad (\beta_A = 1,0 \text{ κατηγορία διατομής } 1,2,3)$$

k_y, k_z είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

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

$$\text{όπου: } \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \cdot \psi \cdot \beta_{My,z} - 4 \left(\frac{w_{pl,y,z} - w_{el,y,z}}{w_{el,y,z}} \right) \leq 0,90$$

Πίνακας 4.8: Συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής β_M

<p>Ροπές άκρων</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1.0 \leq \psi \leq +1.0$</p>	<p>$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7 \psi$</p>
<p>Ροπές λόγω εγκάρσιας φόρτισης</p>  <p>M_Q</p> <p>M_Q</p>	<p>$\beta_{M,Q} = 1.3$</p> <p>$\beta_{M,Q} = 1.4$</p>
<p>Ροπές λόγω συνδυασμού των προηγούμενων περιπτώσεων</p>  <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_1 M_Q ΔM</p>	<p>$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} \cdot (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$</p> <p>Μόνο λόγω της εγκάρσιας φόρτισης</p> <p>$M_Q = \max M$</p> <p>Για ομόσημο διάγραμμα ροπών</p> <p>$\Delta M = \max M$</p> <p>Για διάγραμμα ροπών με αλλαγή προσήμου</p> <p>$\Delta M = \max M + \min M$</p>

4.3.4.8 Αντοχή διατομών σε λυγισμό-μέλη σταθερής διατομής υπό θλίψη

4.3.4.8.1 Αντοχή σε λυγισμό

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης,

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

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

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

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

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

4.3.4.8.2 Καμπύλες λυγισμού

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

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

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

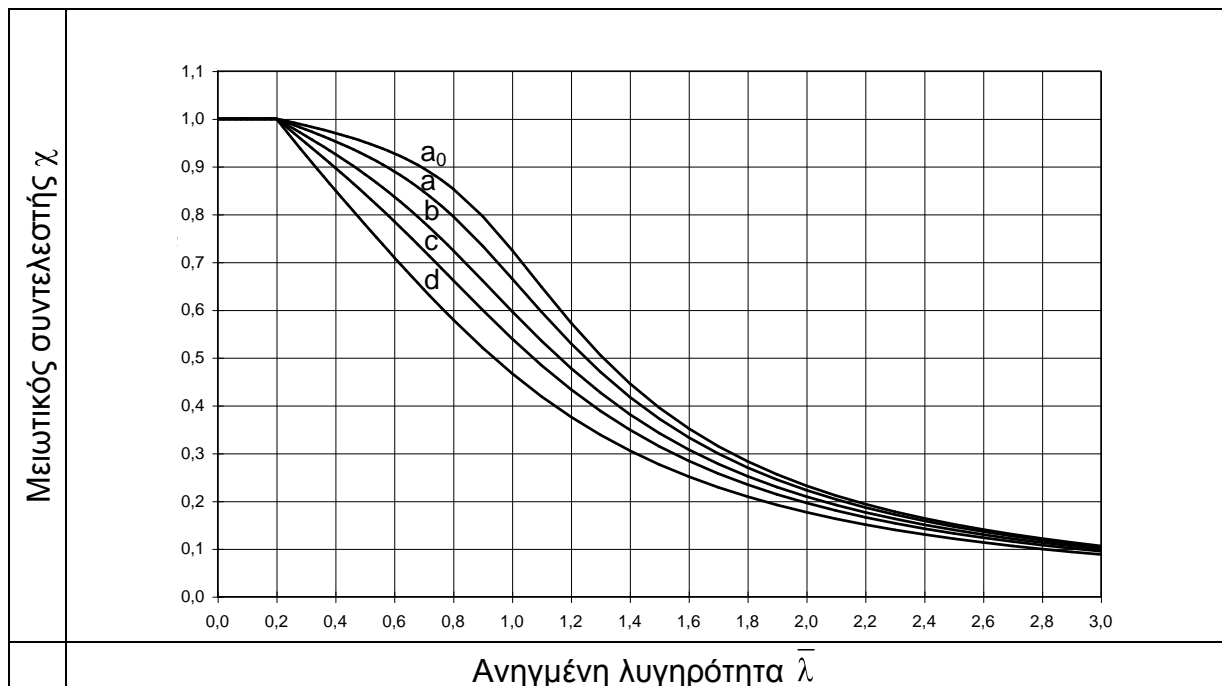
N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού πρέπει να λαμβάνεται από τον Πίνακα 4.9.

Πίνακας 4.9: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

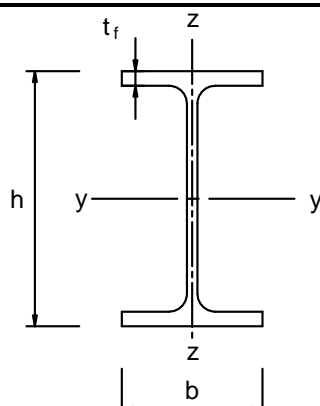
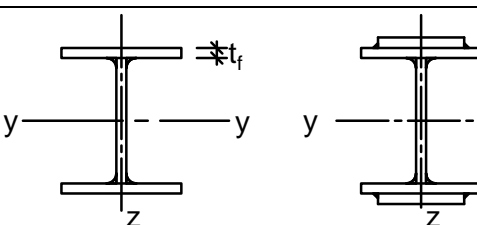
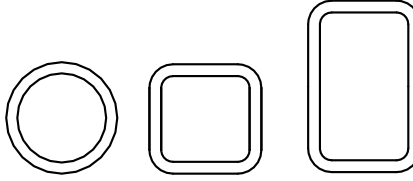
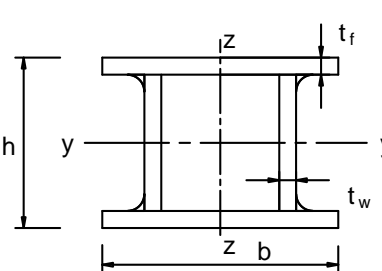
Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 4.4.

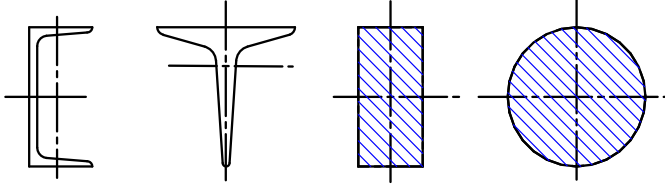
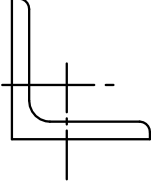


Σχήμα 4.4: Τιμές μειωτικού συντελεστή χ συναρτήσει της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$

Για λυγρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.

Πίνακας 4.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Ελαττές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y	a
			z - z	b
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y	b
			z - z	c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y	b	
		z - z	c	
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	
Συγκολλητές κιβωτιοειδείς διατομές 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	

<p>U-, T- και συμπαγείς διατομές</p>		<p>Κάθε</p>	<p>c</p>	<p>c</p>
<p>L-διατομές</p>		<p>Κάθε</p>	<p>b</p>	<p>b</p>

4.3.4.9 Αντοχή σε λυγισμό-μέλη σταθερής διατομής υπό κάμψη

4.3.4.9.1 Αντοχή σε λυγισμό

Μία πλευρικά μη προστατευμένη δοκός που υπόκειται σε κάμψη περί τον ισχυρό άξονα πρέπει να ελέγχεται έναντι στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού ως εξής:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0$$

όπου M_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της ροπής

$M_{b,Rd}$ είναι η ροπή αντοχής σε στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό.

Η ροπή αντοχής σε λυγισμό μιας πλευρικά μη προστατευμένης δοκού πρέπει να λαμβάνεται ως:

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

όπου W_y είναι η κατάλληλη ροπή αντίστασης της διατομής ως εξής:

- $W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2
- $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3
- $W_y = W_{eff,y}$ για διατομές κατηγορίας 4

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής για στρεπτοκαμπτικό (πλευρικό) λυγισμό.

4.3.4.9.2 Λιγηρότητα για καμπτικό λυγισμό

Η ανηγμένη λιγηρότητα $\bar{\lambda}$ δίνεται από:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

όπου L_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού

i είναι η ακτίνα αδρανείας περί τον αντίστοιχο άξονα, υπολογιζόμενη χρησιμοποιώντας τις ιδιότητες της πλήρους διατομής

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$$

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

4.3.4.9.3 Λιγηρότητα για στρεπτικό και στρεπτοκαμπτικό λυγισμό

Για μέλη με ανοιχτές διατομές πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο η αντοχή του μέλους σε στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό να είναι μικρότερη από την αντοχή του σε καμπτικό λυγισμό.

Η ανηγμένη λιγηρότητα $\bar{\lambda}_T$ για στρεπτικό ή στρεπτοκαμπτικό λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} f_y}{N_{\text{cr}}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

όπου $N_{\text{cr}} = N_{\text{cr,TF}}$ αλλά $N_{\text{cr}} < N_{\text{cr,T}}$

$N_{\text{cr,TF}}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού,

$N_{\text{cr,T}}$ είναι η ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού.

4.3.4.9.4 Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού- Γενική περίπτωση

Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά, βλέπε Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς εν βρέθηκε., για καμπτόμενα μέλη σταθερής διατομής, η τιμή του χ_{LT} για την αντίστοιχη ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} , πρέπει να καθορίζεται από:

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

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

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

$$\bar{\lambda}_{\text{LT}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{\text{cr}}}}$$

M_{cr} είναι η ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού, υπολογιζόμενη με βάση τις ιδιότητες της πλήρους διατομής και λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες φόρτισης, την πραγματική κατανομή της ροπής και τις πλευρικές δεσμεύσεις.

Πίνακας 4.6: Συνιστώμενες τιμές των συντελεστών ατελειών για καμπύλες στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Πίνακας 4.7: Σύσταση για την επιλογή καμπύλης στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού για διατομές

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

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,2$ (ή $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ για ελατές διατομές) ή για $\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04$ (ή

$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16$ για ελατές διατομές) οι επιδράσεις στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού)

λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

4.3.4.9.5 Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\}$$

Όπου:

C_1, C_2, C_3 : συντελεστές εξαρτώμενοι από τις συνθήκες φόρτισης και στρεπτικής στήριξης.

I_t : η σταθερά στρέψης

I_w : η σταθερά στρέβλωσης

I_z : η ροπή αδρανείας ως προς τον ασθενή άξονα

L : το μήκος του μέλους μεταξύ σημείων πλευρικά εξασφαλισμένων

k και k_w : συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευόμενου τμήματος.

Οι συντελεστές k και k_w

- Για πλήρη πάκτωση λαμβάνουν την τιμή 0,5

- Για απλές στηρίξεις λαμβάνουν την τιμή 1,0
- Για περιπτώσεις που έχουμε το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο λαμβάνουν την τιμή 0,7

$z_g = z_a - z_s$: η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου

z_a : η τεταγμένη του σημείου εφαρμογής του φορτίου ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y-y$

z_s : η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y-y$

z_j : $z_j = z_s - 0,5 \times \int z \times (y^2 + z^2) dA / I_y$, (για διατομές διπλής συμμετρίας $z_j = 0$)

Οι τεταγμένες z_a, z_s μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής.

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

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

4.3.4.10 Έλεγχος σε στρεπτοκαμπτικόλυγισμό υπό κάμψη και θλίψη

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

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

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

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

χ_y και χ_z είναι οι μειωτικοί συντελεστές λόγω καμπτικού λυγισμού

χ_{LT} είναι ο μειωτικός συντελεστής λόγω στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

Πίνακας 4.9: Τιμές για $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{i,Rk} = f_y W_i$ και $\Delta M_{i,Ed}$

Κατηγορία	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτική παραμόρφωση το χ_{LT} θα είναι $\chi_{LT} = 1,0$.

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} εξαρτώνται από τη μέθοδο που έχει επιλεγεί. Στην παρούσα διπλωματική επιλέγεται η μέθοδος 2.

Μέθοδος 2: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij}

Πίνακας 4.10: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Τύπος διατομών	Παραδοχές σχεδιασμού	
		ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	διατομές I διατομές RHS	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + \bar{\lambda}_y - 0,2 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	διατομές I διατομές RHS	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	διατομές I διατομές RHS	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	διατομές I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + \bar{\lambda}_z - 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS	$C_{mz} \left(1 + \bar{\lambda}_z - 0,2 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + \bar{\lambda}_z - 0,2 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$


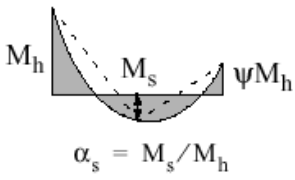
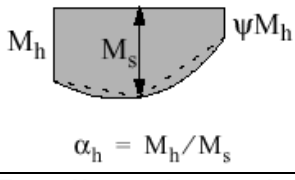
Για διατομές I και H και ορθογωνικές κοίλες διατομές με αξονική θλίψη και μονοαξονική κάμψη $M_{y,Ed}$ ο συντελεστής k_{zy} μπορεί να είναι $k_{zy} = 0$.

Πίνακας 4.11: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομών κατηγορία 1, κατηγορία 2
k_{yy}	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1	k_{yy} από τον Πίνακα Β.1
k_{yz}	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1	k_{yz} από τον Πίνακα Β.1

k_{zy}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z N_{Ed}}{C_{mLT} - 0,25 \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z N_{Ed}}{C_{mLT} - 0,25 \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$
	$\geq \left[1 - \frac{0,05 N_{Ed}}{C_{mLT} - 0,25 \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\geq \left[1 - \frac{0,1 N_{Ed}}{C_{mLT} - 0,25 \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$
		<p>για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z N_{Ed}}{C_{mLT} - 0,25 \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 4.12: Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής στους Πίνακες 3.12 και 3.11

Διάγραμμα ροπής	Περιοχή		C_{my} και C_{mz} και C_{mLT}		
			Ομοιόμορφο φορτίο	Συγκεντρωμένο φορτίο	
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 <p>$\alpha_s = M_s / M_h$</p>	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
	0	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
 <p>$\alpha_h = M_h / M_s$</p>	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$	
	0	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
			$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

Για μέλη με λυγισμό από μετάθεση ο συντελεστής ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής πρέπει να λαμβάνεται $C_{my} = 0,9$ ή $C_{Mz} = 0,9$ αντίστοιχα.

Τα C_{my} , C_{mz} και C_{mLT} πρέπει να λαμβάνονται σύμφωνα με το διάγραμμα ροπών μεταξύ των αντίστοιχων πλευρικά στηριζόμενων σημείων ως εξής:

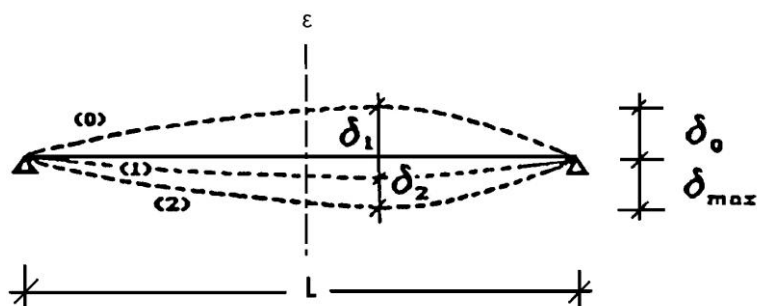
συντελεστής ροπής	άξονας κάμψης	σημεία εξασφαλιζόμενα κατά τη διεύθυνση
C_{my}	y-y	z-z
C_{mz}	z-z	y-y
C_{mLT}	y-y	y-y

4.3 Τυπολόγιο ελέγχων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας στοιχείων κατά τον Ευρωκώδικα 3 (EC3)

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 στην λειτουργία γερανογεφυρών, οπτική ενόχληση στους χρήστες και σε εξαιρετικές περιπτώσεις αλλαγές στη στατική λειτουργία του φορέα που μπορεί να προκαλέσει ακόμα και αστοχίες.

Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει προσδιορισμό των κατακόρυφων βελών και των οριζόντιων μετατοπίσεων 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).



Σχήμα 4.5: Βέλη κάμψης

$$\delta_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot I}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 < \frac{L}{250}$$

$$\delta_2 = \delta_{DEAD PLUS} + \delta_{LIVE}$$

$$\delta_{LIVE} \leq \frac{L}{300}$$

Μέγιστες αποδεκτές τιμές βελών κάμψης για δάπεδα γενικά και για οροφές υποδεχόμενες πρόσωπα πέραν του προσωπικού συντηρήσεως.

όπου:

δ_1 βέλος κάμψης κατά την φάση σκυροδέτησης, δηλαδή βέλος κάμψης της χαλύβδινης δοκού (και όχι της σύμμικτης) λόγω του ίδιου βάρους της δοκού και του ίδιου βάρους του νωπού σκυροδέματος της πλάκας.

$\delta_{DEAD PLUS}$ βέλος κάμψης κατά την φάση λειτουργίας, άρα βέλος κάμψης της σύμμικτης δοκού λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

δ_{LIVE} βέλος κάμψης κατά την φάση λειτουργίας, άρα βέλος κάμψης της σύμμικτης δοκού λόγω των ωφέλιμων φορτίων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Σύμμικτες δοκοί

5.1 Γενικά

Στην παρούσα Διπλωματική Εργασία έχουμε ένα ενιαίο επίπεδο δοκών, επί των οποίων επικάθεται η πλάκα. Με τον τρόπο αυτό, τόσο οι διαδοκίδες όσο και οι κύριες δοκοί μπορεί να έχουν σύμμικτη λειτουργία. Το συνολικό στατικό ύψος είναι ίσο με το ύψος της πλάκας, συν το ύψος των κύριων δοκών. Σε αυτήν την περίπτωση απαιτείται απότμηση του άνω πέλματος των διαδοκίδων.

Ο ρόλος των διαδοκίδων είναι η παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων από τις πλάκες και η μεταφορά τους στις κύριες δοκούς. Οι κύριες δοκοί έχουν ως ρόλο την παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων από τις διαδοκίδες και τη μεταφορά τους στα υποστυλώματα. Οι δοκοί είναι σύμμικτες και η έδραση τόσο των κύριων δοκών επί των υποστυλωμάτων όσο και των διαδοκίδων επί των κύριων δοκών διαμορφώνεται ως απλή στήριξη. Επομένως το στατικό σύστημα των δοκών και διαδοκίδων είναι η αμφιέριστη δοκός. Η διάταξη αυτή έχει πλεονέκτημα ότι η δοκός καταπονείται μόνο από θετικές ροπές, πράγμα που εξασφαλίζει την πλήρη συμμετοχή του σκυροδέματος, το οποίο βρίσκεται μόνο σε θλίψη. Η σύμμικτη λειτουργία υπάρχει όμως μόνο στην τελική φάση λειτουργίας του κτιρίου. Στη φάση κατασκευής, προ της πήξης του σκυροδέματος της πλάκας το φέρον στοιχείο είναι η σιδηροδοκός.

Η αρχική διατομή πριν από την έγχυση του σκυροδέματος αποτελείται από τη σιδηροδοκό, η οποία παραλαμβάνει το ίδιο βάρος της. Κατά τη φάση διάστρωσης του σκυροδέματος και πριν την σκλήρυνση του, η σιδηροδοκός συνεχίζει να παραλαμβάνει όλα τα φορτία της κατασκευής, δηλαδή το ίδιο βάρος της και το ίδιο βάρος του υγρού σκυροδέματος. Μόνο μετά την πήξη του σκυροδέματος η δοκός δρα ως σύμμικτη, παραλαμβάνοντας πλέον τα πρόσθετα μόνιμα φορτία και τα κινητά φορτία. Επομένως η σύμμικτη δοκός παραλαμβάνει εν γένει ένα τμήμα μόνο των μόνιμων φορτίων και όλα τα ωφέλιμα. Το ποσοστό των μόνιμων φορτίων που παραλαμβάνει η σύμμικτη διατομή ονομάζεται βαθμός σύμμικτης δράσης. Όσο πιο υψηλός είναι αυτός ο βαθμός τόσο πιο οικονομική, δηλαδή μικρότερων διαστάσεων

γίνεται η σιδηροδοκός, επειδή το άνω πέλμα της στη σύμμικτη διατομή έχει ως κύριο σκοπό την τοποθέτηση των διατμητικών συνδέσμων. Ο βαθμός σύμμικτης δράσης μπορεί να αυξηθεί με κατασκευαστικά μέτρα. Στην παρούσα διπλωματική όπου χρειαστεί θα γίνει προσωρινή πλήρης υποστήριξη της σιδηροδοκού κατά την φάση κατασκευής με ικριώματα μέχρι την πήξη του σκυροδέματος και την αποκατάσταση της σύμμικτης λειτουργίας. Τότε ο βαθμός σύμμικτης δράσης γίνεται 100%.

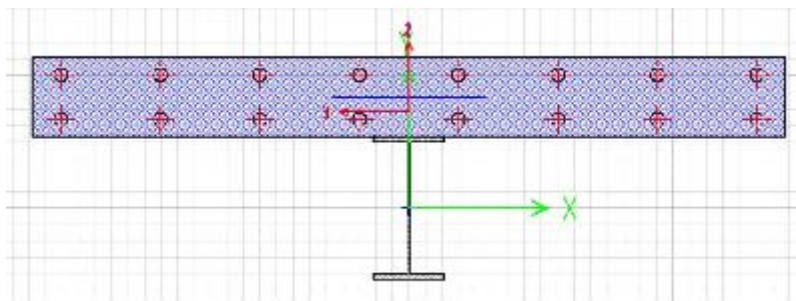
5.2 Έλεγχος των κύριων δοκών

Η πραγματική θεώρηση φόρτισης των κύριων δοκών κατά y-y είναι συγκεντρωμένα φορτία στις θέσεις των διαδοκίδων, οι οποίες στηρίζονται στις κύριες δοκούς. Ωστόσο, επειδή οι αποστάσεις αυτών των σημειακών φορτίων είναι πολύ κοντινές (μόλις 1,9m), η φόρτιση των κύριων δικών προσομοιάζεται με ομοιόμορφα καταναμημένα φορτία.

Ενδεικτικά θα ελεγχθεί η μεσαία (με πλάτος επιρροής $2,85\text{m}+2,85\text{m}=5,70\text{m}$) σύμμικτη δοκός του δώματος με τα μεγαλύτερα εντατικά μεγέθη, τα οποία προέκυψαν από τον κρίσιμο συνδυασμό της δοκού σε Ο.Κ.Α.: $1,35G + 1,50Q - 0,90W_{90} + 0,75S$.

Γεωμετρία

- Η δοκός είναι διατομής IPE 270 με τα εξής χαρακτηριστικά:



Σχήμα 5.1: Σύμμικτη κύρια δοκός

$$h = 270\text{mm} \quad i_y = 11,23\text{cm}$$

$$b = 135\text{mm} \quad i_z = 3,02\text{cm}$$

$$t_w = 6,6\text{mm} \quad I_t = 15,94\text{cm}^4$$

$$t_f = 10,2\text{mm} \quad I_w = 70580\text{cm}^6$$

$$d = 219,6\text{mm} \quad W_{el,y} = 428,9\text{cm}^3$$

$$A = 45,95\text{cm}^2 \quad W_{el,z} = 62,20\text{cm}^3$$

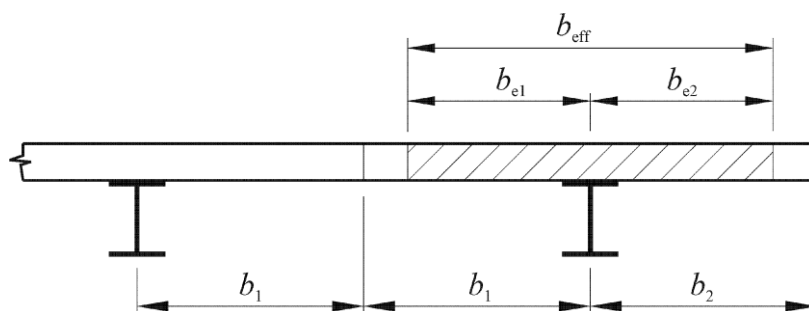
$$A_{vz} = 22,14\text{cm}^2 \quad W_{pl,y} = 484,0\text{cm}^3$$

$$r = 15\text{mm} \quad W_{pl,z} = 96,95\text{cm}^3$$

$$I_y = 5790\text{cm}^4 \quad I_z = 419,9\text{cm}^4$$

Συνεργαζόμενο πλάτος

Το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} του πέλματος από σκυρόδεμα, το οποίο σχετίζεται με κάθε κορμό από χάλυβα, θα πρέπει να λαμβάνεται ως το σύνολο των συνεργαζόμενων πλατών b_{e1} και b_{e2} του τμήματος του πέλματος σε κάθε πλευρά του άξονα του κορμού από χάλυβα, αλλά δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από τα πραγματικά διαθέσιμα πλάτη b_1 και b_2 .



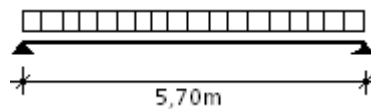
Σχήμα 5.2: Ορισμός του συνεργαζόμενου πλάτους b_e και b_{eff}

$$b_{eff} = \sum b_{ei}$$

$$b_{ei} = l_0/8 \leq b_i$$

Όπου l_0 η απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών.

Όλες οι δοκοί μου είναι αμφιαρθρωτές $\rightarrow l_0 = 5,70m$



Σχήμα 5.3: Στατικό μοντέλο κύριας δοκού

Άρα

$$b_{eff} = \sum b_{ei} = \frac{5,70}{8} \times 2 = 1,425m$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 < 72\varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b - t_w)/2] - r}{10,2} = \frac{[(135 - 6,6)/2] - 15}{10,2} = 4,82 < 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29$$

\rightarrow Κατηγορία 1

Άρα όλη η διατομή ανήκει στη κατηγορία 1.

5.2.1 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

- Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων ($V_{sd} = 211,25kN$)

Οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού. Η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από τη σχέση:

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_a/\sqrt{3}}{\gamma_a}$$

όπου A_v το εμβαδό του κορμού το οποίο παραλαμβάνει την τέμνουσα.

Το εμβαδόν αυτό λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με:

$$A_v = 1,04 h t_w \text{ για πρότυπες διατομές}$$

Προϋπόθεση ισχύος της παραπάνω εξίσωσης αντοχής είναι ο κορμός να μην είναι λεπτότοιχος ώστε να υπόκειται σε τοπικό λυγισμό (κύρτωση). Αυτό εξαρτάται από το λόγο ύψους προς πάχος κορμού h_w/t_w , από το αν ο κορμός είναι εγκιβωτισμένος ή όχι στο σκυρόδεμα και από το αν ενισχύεται ή όχι με εγκάρσιες νευρώσεις, δεδομένου ότι ο εγκιβωτισμός στο σκυρόδεμα και οι νευρώσεις δυσχεραίνουν την ανάπτυξη του τοπικού λυγισμού.

Ο EC4 προβλέπει τα παρακάτω όρια:

→ Μη ενισχυμένος, μη εγκιβωτισμένος κορμός:

$$h_w/t_w < 69\varepsilon$$

→ Μη ενισχυμένος, εγκιβωτισμένος κορμός:

$$h_w/t_w < 124\varepsilon$$

→ Ενισχυμένος, μη εγκιβωτισμένος κορμός:

$$h_w/t_w < 30 \varepsilon \sqrt{k_\tau}$$

όπου k_τ είναι ο συντελεστής κύρτωσης.

Κατάταξη κορμού

$h_w/t_w = 219,6/6,6 = 33,27 < 69 \times 0,81 = 55,89 \rightarrow$ μη ενισχυμένος, μη εγκιβωτισμένος κορμός

Αντοχή σε τέμνουσα

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_a/\sqrt{3}}{\gamma_a} = 18,53 \times \frac{35,5/\sqrt{3}}{1,1} = 345,32kN$$

όπου

$$A_v = 1,04 \times 27 \times 0,66 = 18,53cm^2$$

$$f_a = 35,5kN/cm^2 \quad \text{και} \quad \gamma_a = 1,1$$

Έλεγχος

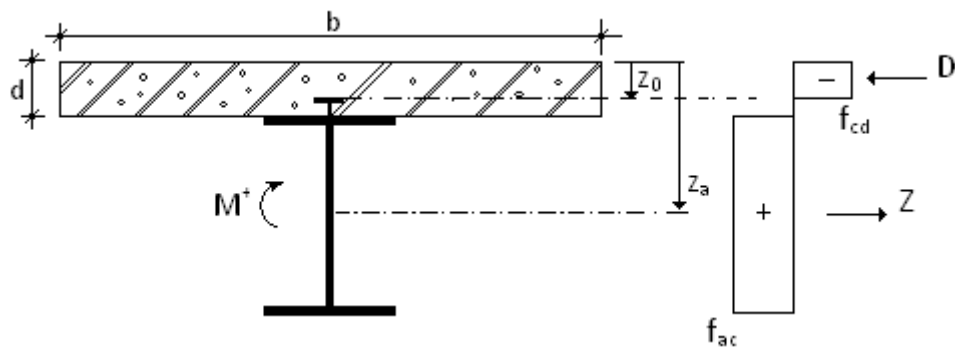
$V_{sd} = 211,253kN < V_{pl,Rd} = 345,32kN \rightarrow$ ο έλεγχος ικανοποιείται

- Έλεγχος αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης – τεμνουσών δυνάμεων

Στις διατομές του φορέα όπου δρουν ταυτόχρονα ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις πρέπει να εξετάζεται η πιθανότητα αλληλεπίδρασής τους. Όμως, σε αμφιέριστες δοκούς όπως όλες οι δοκοί της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας, οι μέγιστες τέμνουσες και ροπές δρουν σε διαφορετικές θέσεις και έτσι δεν αλληλοεπηρεάζονται. Συνεπώς, δεν απαιτείται έλεγχος αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων.

- Έλεγχος σε κάμψη με πλαστική ανάλυση ($M_{sd} = 299,10kNm$)

Υποθέτουμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος: $z_0 \leq d$



Σχήμα 5.4: Κατανομή τάσεων στη διατομή για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στην πλάκα

$$f_{cd} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} = \frac{0,85 \times 2,0}{1,5} = 1,13 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{και}$$

$$f_{ad} = \frac{f_{ya}}{1,1} = \frac{35,5}{1,1} = 32,27 \text{ kN/cm}^2$$

Θλιπτική δύναμη: $D = b \times z_0 \times f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη: $Z = A_a \times f_{ad}$

Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη: $D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a \times f_{ad}}{b \times f_{cd}} = \frac{45,95 \times 32,27}{142,5 \times 1,13} =$

$$9,21 \text{ cm} < d = 15 \text{ cm}$$

Άρα, η πλαστική ροπή είναι:

$$M_{pl,Rd}^+ = Z \times \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 45,95 \times 32,27 \times \left(15 + \frac{27}{2} - \frac{9,21}{2} \right) = 354,32 \text{ kNm}$$

Δηλαδή,

$$M_{sd} = 299,10 \text{ kNm} < M_{pl,Rd}^+ = 354,32 \text{ kNm} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

5.2.2 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

ΦΑΣΗ ΣΚΥΡΟΔΕΤΗΣΗΣ → Δοκός χαλύβδινη

→ Βέλος κάμψης δ_1 λόγω του ίδιου βάρους της δοκού και του ίδιου βάρους του νωπού σκυροδέματος

Φορτία

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $h_c = 15\text{cm} \rightarrow g_c = (25\text{kN/m}^3 \times 0,15\text{m}) \times 5,70\text{m} = 21,375\text{kN/m}$
- Ίδιο βάρος μεταλλικής δοκού: $g_a = 36,1\text{kg/m} = 0,361\text{kN/m}$
- Συνολικό φορτίο δοκού σε αυτή τη φάση: $q_1 = g_a + g_c = 21,375 + 0,361 = 21,736\text{kN/m}$

Βέλος κάμψης κατά τη φάση σκυροδέτησης

$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 21,736 \times 5,70^4}{384 \times 2,1 \times 5790} = 2,42\text{cm}$$

ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ → Δοκός σύμμικτη

→ Βέλος κάμψης δ_2 λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

Φορτία

Λοιπά μόνιμα: $g_p = 2\text{kN/m}^2 \times 5,70\text{m} = 11,40\text{kN/m}$

Υπολογισμός ροπής αδράνειας

$$I_e = I_{a,0} + A_a(z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{n} + \frac{A_c}{n}(z_c - z_e)^2 + A_s(z_s - z_e)^2$$

όπου

$$n = E_a/E_c = 210/29 = 7,24$$

$$A_a = 45,95\text{cm}^2, z_a = 15 + 27/2 = 28,5\text{cm}, I_{a,0} = 5790\text{cm}^4$$

$$A_c = 142,5 \times 15 = 2137,5\text{cm}^2, z_c = 15/2 = 7,5\text{cm}, I_{c,0} = \frac{142,5 \times 15^3}{12} = 40078,13\text{cm}^4$$

$$A_e = A_a + A_s + A_c/n = 45,95 + 0 + 2137,5/7,24 = 341,18\text{cm}^2$$

$$z_e = \frac{(A_a z_a + A_s z_s + A_c z_c/n)}{A_e} = \frac{(45,95 \times 28,5 + 0 + 2137,5 \times 7,5/7,24)}{341,18} = 10,32\text{cm}$$

Άρα

$$I_e = 5790 + 45,95 \times (28,5 - 10,32)^2 + \frac{40078,13}{7,24} + \frac{2137,5}{7,24} \times (7,5 - 10,32)^2 \Rightarrow$$

$$I_e = 28860,52\text{cm}^4$$

Βέλος κάμψης λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

$$\delta_2 = \frac{5 \times q_2 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 11,40 \times 5,70^4}{384 \times 2,1 \times 28860,52} = 0,26\text{cm}$$

→ Βέλος κάμψης δ_3 λόγω των ωφέλιμων φορτίων

Φορτία

$$q_3 = (2\text{kN/m}^2 + 0,5 \times 1,94\text{kN/m}^2) \times 5,70\text{m} = 16,93\text{kN/m}$$

Βέλος κάμψης λόγω των ωφέλιμων φορτίων

$$\delta_3 = \frac{5 \times q_3 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 16,93 \times 5,70^4}{384 \times 2,1 \times 28860,52} = 0,38\text{cm} < l/250 = 570/250 = 2,28\text{cm}$$

Επομένως,

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 2,42 + 0,26 + 0,38 = 3,06cm > l/200 = 570/200 = 2,85cm$$

Δηλαδή, δεν ικανοποιείται ο έλεγχος.

Για να μειώσουμε το βέλος κάμψης της δοκού τοποθετώ προσωρινή υποστήλωση στο μισό του ανοίγματος της δοκού, ώστε να έχω απευθείας σύμμικτη λειτουργία της δοκού μετά το πέρας των 28 ημερών που χρειάζονται για την σκλήρυνση του σκυροδέματος.

Το βέλος κάμψης που οφείλεται στο ίδιο βάρος της δοκού και του σκυροδέματος σε αυτήν την περίπτωση είναι:

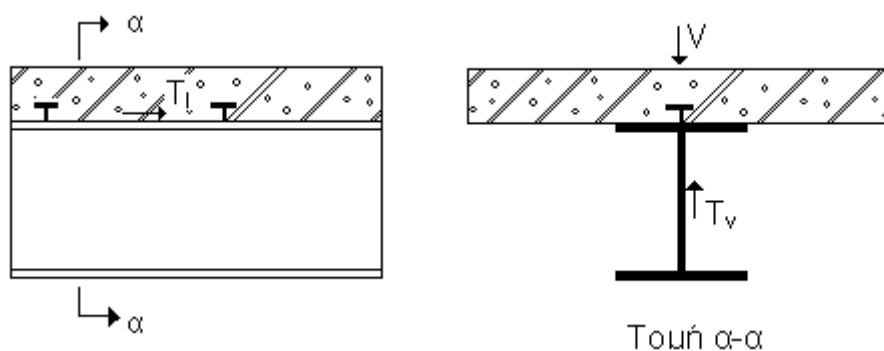
$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 21,736 \times 5,70^4}{384 \times 2,1 \times 28860,52} = 0,50cm$$

Επομένως,

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,50 + 0,26 + 0,38 = 1,14cm < l/200 = 570/200 = 2,85cm$$

5.2.3 Διατμητική σύνδεση

Σημαντικότερη προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας των δοκών είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η αναπτυσσόμενη διάτμηση οφείλεται κυρίως στις τέμνουσες δυνάμεις V και περιλαμβάνει την κατακόρυφη και διαμήκη διάτμηση.

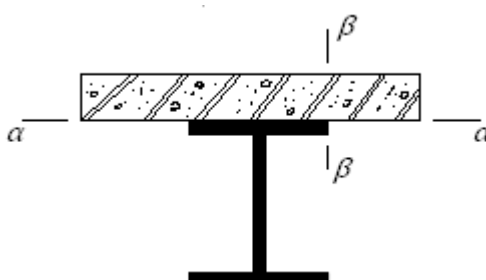


Σχήμα 5.5: Κατακόρυφη και διαμήκης διάτμηση

Διαμήκης διάτμηση εμφανίζεται τόσο στη διεπιφάνεια χάλυβα – σκυροδέματος όσο και στα εξέχοντα τμήματα της πλάκας. Η πρώτη παραλαμβάνεται από τους διατμητικούς συνδέσμους, ενώ η δεύτερη από το σκυρόδεμα και τους εγκάρσιους οπλισμούς της πλάκας.

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι αποτελούν τα μηχανικά μέσα των σύμμικτων κατασκευών με τους οποίους γίνεται η παραλαβή της διατμητικής ροής μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος, η παρεμπόδιση της ολίσθησης μεταξύ των δύο στοιχείων και η εξασφάλιση της κοινής σύμμικτης λειτουργίας.

5.2.3.1 Διαμήκης διάτμηση



Σχήμα 5.6: Διαμήκης διάτμηση

Όπως αναφέραμε και προηγουμένως η διαμήκης διάτμηση αναπτύσσεται τόσο στη διεπιφάνεια σιδηροδοκού – πλάκας σκυροδέματος (τομή α-α του Σχ.5.6), όσο και στην πλάκα του σκυροδέματος (τομή β-β του Σχ.5.6).

▪ **Διεπιφάνεια σιδηροδοκού – πλάκας (Τομή α-α)**

Σύμφωνα με τη θεωρία της ελαστικότητας σε κάθε τομή αναπτύσσεται διατμητική ροή μεγέθους:

$$T_l = \frac{VS}{I_e}$$

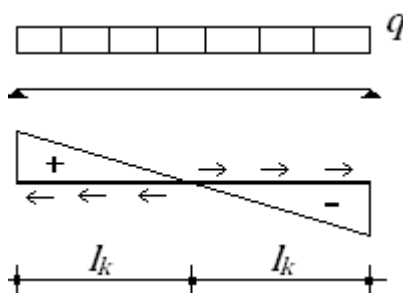
όπου:

V το μέγεθος της τέμνουσας δύναμης

S η στατική ροπή του αποκοπτόμενου τμήματος ως προς το κέντρο βάρους της διατομής

I_e η ροπή αδρανείας της ισοδύναμης διατομής

Για σύμμικτη δοκό σταθερής διατομής η στατική ροπή S και η ροπή αδρανείας I_e είναι σταθερά μεγέθη και επομένως η διαμήκης διάτμηση ακολουθεί το διάγραμμα των τεμνουσών V , όπως φαίνεται στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 5.7: Κρίσιμα μήκη δοκού

Όπου l_k τα κρίσιμα μήκη μιας σύμμικτης δοκού, τα οποία είναι οι αποστάσεις μεταξύ διαδοχικών χαρακτηριστικών διατομών. Στη συγκεκριμένη περίπτωση χαρακτηριστικές διατομές είναι οι διατομές μηδενισμού των ροπών.

Σύμφωνα με την πλαστική ανάλυση που κάναμε στην προηγούμενη παράγραφο καταλήξαμε στα εξής πλαστικά μεγέθη:

$$M_{pl,Rd}^+ = 341,78kNm, \quad z_o = 9,21cm$$

$$D^+ = b \times z_o \times f_{cd} = 142,5 \times 9,21 \times 1,13 = 1483,04kN$$

$$Z^+ = A_a \times f_{ad} = 45,95 \times 32,27 = 1482,81kN \approx D^+$$

Στα στηρίγματα έχουμε $D^+ = Z^+ = 0$

Συνεπώς στην οριακή κατάσταση εντός του κρίσιμου μήκους (εδώ μισή δοκός) έχουμε $V_l = 1483,04kN$. Η δύναμη αυτή επιτρέπεται να μειωθεί με το λόγο της δρώσας ροπής προς τη ροπή αντοχής, καθώς η δρώσα ροπή M_{sd} είναι μικρότερη της ροπής πλήρους πλαστικοποίησης $M_{pl,Rd}$.

Τελικώς για τη μισή δοκό ισχύει

$$V_l = \Sigma T_l = 1483,04 \times 299,10/354,32 = 1251,91kN$$

▪ Τομή β-β

$$\text{Πλάτος φτερού: } b = \frac{142,5-13,5}{2} = 64,65cm$$

$$D = 64,65 \times 9,21 \times 1,13 = 672,83kN$$

$$\Sigma T_l = 672,83 \times 299,10/354,32 = 567,97kN$$

Επομένως η δρώσα διατμητική ροή για τη μισή δοκό είναι

$$V_{sd} = \frac{567,97}{5,70/2} = 199,28kN/m$$

5.2.3.2 Κατανομή διατμητικών συνδέσμων κατά μήκος του φορέα

Ο συνολικός αριθμός των απαιτούμενων διατμητικών συνδέσμων εντός ενός κρίσιμου μήκους προκύπτει από το λόγο της δρώσας δύναμης διαμήκους διάτμησης V_l προς την αντοχή ενός διατμητικού συνδέσμου P_{Rd} σύμφωνα με τη σχέση:

$$N = V_l / P_{Rd}$$

Στην παρούσα Διπλωματική εργασία θα τοποθετήσουμε όλκιμους διατμητικούς ήλους. Όλκιμοι θεωρούνται οι διατμητικοί ήλοι του παρακάτω πίνακα σύμφωνα με το DIN 32500 [18].

Πίνακας 5.1: Διαστάσεις συνήθων διατμητικών ήλων κεφαλής σε mm

d_s	d_2	d_3	h_{1max}	h
19	32	26	9	75,100,125,150
22	35	30	10	100,125,150,175

Αντοχή διατμητικού συνδέσμου

Επιλέγονται διατμητικοί ήλοι κεφαλής (Πίν. 5.1), οι οποίοι αποτελούν το συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων και το χαρακτηριστικό τους είναι ότι η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλλησή της από τη σιδηροδοκό.

Η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως εξής:

$$P_{Rd} = \min \left\{ 0,8 f_u \left(\frac{\pi d_s^2}{4} \right) / \gamma_v \quad ; \quad 0,29 \alpha d_s^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \right\}$$

όπου:

d_s η διάμετρος του κορμού του ήλου

f_u η ονομαστική τιμή εφελκυστικής αντοχής του ήλου $\leq 500\text{MPa}$

f_{ck}, E_{cm} η θλιπτική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος

α η απόσταση: $\alpha = 0,2 (h/d_s + 1)$ για $3 \leq h/d_s \leq 4$

$\alpha = 1$ για $4 < h/d_s$

h το ύψος του ήλου

$\gamma_v = 1,25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας

Επιλέγω διατμητικό ήλο κεφαλής διαμέτρου 19mm και ύψους 100mm.

Δηλαδή,

$$P_{Rd} = \min \left\{ 0,8 \times 50,0 \times \left(\frac{\pi \times 1,9^2}{4} \right) / 1,25 ; 0,2 \times 1,9^2 \sqrt{2,0 \times 2,9 \times 10^3} / 1,25 \right\}$$

$$= \min\{91 ; 44\} \Rightarrow P_{Rd} = 44kN$$

αφού $h/d_s = 10,0/1,9 = 5,26 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Επομένως, η τελική αντοχή του διατμητικού ήλου είναι 44kN.

Αριθμός και κατανομή διατμητικών ήλων

Από την προηγούμενη παράγραφο για τη μισή δοκό στην οριακή κατάσταση ισχύει $V_l = 1251,91kN$ και προηγουμένως καταλήξαμε ότι η αντοχή του ήλου είναι $P_{Rd} = 44kN$. Συνεπώς ο απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων στη μισή δοκό είναι:

$$N_f = 1483,04/44 = 33,71 \text{ σύνδεσμοι}$$

Μπορούμε να μειώσουμε τον αριθμό αυτό με το λόγο M_{Sd}/M_{Rd} :

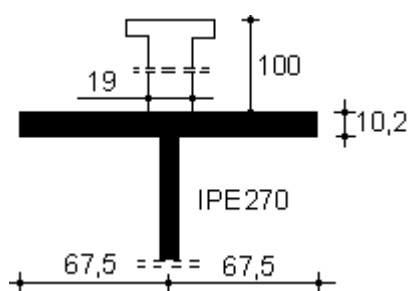
$$N_f = 1251,91/44 = 28,45 \text{ σύνδεσμοι}$$

Επιλέγονται 29 σύνδεσμοι.

Προϋποθέσεις για ομοιόμορφη κατανομή των ήλων:

- Όλκιμη συμπεριφορά συνδέσμων \Rightarrow εξασφαλίζεται με την επιλογή συνδέσμων από τον Πίνακα 5.1.
- Μήκος σύμμικτης δοκού $l = 5,70m < 25 \times 2 = 50m$ για αμφιέριστες δοκούς σταθερής διατομής υποκείμενες σε ομοιόμορφη φόρτιση και για σιδηροδοκούς διπλής συμμετρίας σύμφωνα με τον EC4.
- $M_{pl}/M_{pla} = 354,32/171,82 = 2,03 < 2,5$ για να μην τίθενται ιδιαίτερα υψηλές απαιτήσεις στους συνδέσμους ($M_{pla} = W_{pl} \times f_y = 484 \times 35,5 = 171,82kNm$, η πλαστική ροπή της σιδηροδοκού).

Τοποθετείται ένας σύνδεσμος σε κάθε διατομή σε ίσες αποστάσεις σε όλο το μήκος της δοκού, όπως απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 5.8: Διάταξη συνδέσμων

Απόσταση συνδέσμων:

$$e = \frac{l/2}{n} = \frac{570/2}{29} = 9,8cm$$

Έλεγχος αποστάσεων:

$5d_s < e < \min(6d, 800mm) \Rightarrow 5 \times 19 = 95mm < e = 98 < \min(900, 800) = 800mm$,
όπου d το πάχος της πλάκας σκυροδέματος $d = 15cm$

Δηλαδή,

$$9,5cm < e = 9,8cm < 80cm \rightarrow \underline{\text{ο έλεγχος ικανοποιείται}}$$

Απόσταση από το άκρο του πέλματος:

$$67,5 - 19/2 < 9 t_e = 9 \times t_f \times \sqrt{235/f_y} \Rightarrow$$

$$58mm < 9 \times 10,2 \times \sqrt{235/355} = 74,69mm \rightarrow \underline{\text{ο έλεγχος ικανοποιείται}}$$

$$\text{Ύψος ήλου: } h \geq 3d_s \Rightarrow h = 100mm > 3 \times 19mm = 57mm$$

$$\text{Επικάλυψη: } 25mm > 20mm$$

5.2.3.3 Μερική διατμητική σύνδεση

Στην ανάλυση που μόλις προηγήθηκε υποθέσαμε ότι υπάρχει μερική διατμητική κάλυψη της διαμήκου διατμητικής δύναμης κατά μήκος του φορέα. Αυτό σημαίνει ότι δεν παραλαμβάνεται πλήρως η διαμήκης διατμητική δύναμη και λαμβάνει χώρα μερική ολίσθηση μεταξύ πλάκας σκυροδέματος και σιδηροδοκού. Στην πράξη αυτό σημαίνει ότι ο τοποθετούμενος αριθμός των συνδέσμων είναι μικρότερος από τον στατικώς απαιτούμενο.

Επομένως, το ποσοστό της διατμητικής σύνδεσης είναι:

$$\frac{N}{N_f} = \frac{\text{υπάρχων αρ. συνδέσμων εντός ενός κρίσιμου μήκους}}{\text{απαιτούμενος αρ. συνδέσμων εντός του ίδιου κρίσιμου μήκους}} = \frac{28,45}{33,71}$$

Άρα

$$N/N_f = 0,84$$

5.2.3.4 Διατμητική κάλυψη πλάκας σκυροδέματος

Σε αυτή την παράγραφο θα γίνει ο έλεγχος της διατμητικής κάλυψης της πλάκας σκυροδέματος, όπου η διαμήκης διάτμηση της τομής β-β για τη μισή δοκό είναι $\Sigma T_l = 567,97kN$ με δρώσα διατμητική ροή $V_{sd} = 1,99kN/cm$, όπως υπολογίστηκαν στην παράγραφο 5.1.2.1 .

Προσδιορισμός αντίστασης

- $V_{Rd} = 0,2 \alpha_{cv} \eta f_{cd} \eta + \frac{V_{pd}}{\sqrt{3}}$

όπου:

α_{cv} διατεμνόμενη επιφάνεια της πλάκας ανά μονάδα μήκους. Για συμπαγείς πλάκες είναι ίση με το ύψος της πλάκας

η είναι μονάδα για κανονικό σκυρόδεμα

$V_{pd} = \alpha_{pd} f_{apd}$ συμβολή μεταλλικών φύλλων επιφάνειας α_p ανά μονάδα μήκους δοκού

Δηλαδή

$$V_{Rd} = 0,2 \times 15 \times 1 \times 1,13 \times 1 = 3,39kN/cm > 1,99kN/cm$$

→ ο έλεγχος ικανοποιείται

- $V_{Rd} = 2,5 \alpha_{cv} \tau_{Rd} + a_l f_{sd} + V_{pd}$

όπου:

a_l εμβαδό διατεμνόμενου επαρκώς αγκυρωμένου οπλισμού. Ισχύουν τα ελάχιστα ποσοστά ανηγμένα στο αντίστοιχο εμβαδό σκυροδέματος που είναι 2%

$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctk0,05} / \gamma_c$ διατμητική τάση αντοχής έναντι ρηγμάτωσης σύμφωνα με τον ελληνικό κανονισμό σκυροδέματος

Δηλαδή,

Για ποιότητα πλάκας σκυροδέματος C20/25:

$$f_{ctk0,05} = 0,15 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \tau_{Rd} = 0,25 \times 0,15 / 1,5 = 0,025 \text{ kN/cm}^2$$

Ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού πλάκας:

$$a_l = 0,002 \times 15 = 0,03 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Ποιότητα χάλυβα:

$$S500 \rightarrow f_{sd} = 50,0 / 1,15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

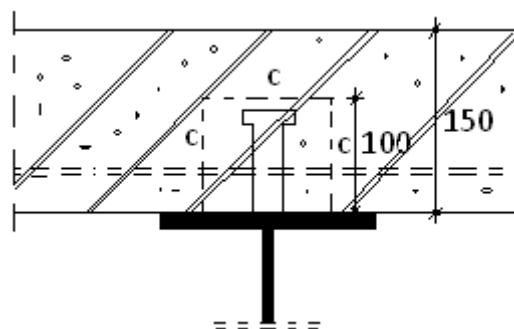
Άρα

$$V_{Rd} = 2,5 \times 15 \times 0,025 \times 1 + 0,03 \times 43,48 = 2,24 \text{ kN/cm} > 1,99 \text{ kN/cm}$$

→ ο έλεγχος ικανοποιείται

5.2.3.5 Διατμητική κάλυψη πλάκας στην περιοχή των συνδέσμων

Διατμητική ροή έχουμε και στην περιοχή γύρω από την επιφάνεια που περιβάλλει τους διατμητικούς συνδέσμους, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 5.9: Διατμητική κάλυψη στην περιοχή των συνδέσμων

Δρώσα διατμητική ροή:

$$V_{sd} = \frac{P_{Rd}}{e} = \frac{44}{11,4} = 3,86 \text{ kN/cm}$$

Διατμητική ροή αντοχής:

$$V_{Rd} = \min \left\{ 0,2 \alpha_{cv} \eta f_{cd} \eta + \frac{V_{pd}}{\sqrt{3}} ; 2,5 \alpha_{cv} \tau_{Rd} + a_l f_{sd} + V_{pd} \right\} \Rightarrow$$

$$V_{Rd} = \min \{ 0,2 \times 52 \times 1 \times 1,13 \times 1 ; 2,5 \times 52 \times 0,025 \times 1 + 0,015 \times 43,48 \} \Rightarrow$$

$$V_{Rd} = \min \{ 11,75 ; 3,90 \} = 3,90 \text{ kN/cm}$$

όπου α_{cv} η περίμετρος τομής c-c: $\alpha_{cv} = 32 + 2 \times 10 = 52 \text{ cm}$

και $a_l = 1/2 \times 0,03 = 0,015 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Άρα

$$V_{Rd} = 3,90 \text{ kN/cm} > V_{sd} = 3,86 \text{ kN/cm} \rightarrow \underline{\text{ο έλεγχος ικανοποιείται}}$$

5.3 Έλεγχος διαδοκίδων

Όπως έχουμε αναφέρει, διαδοκίδες τοποθετήθηκαν κατά τη διεύθυνση $x'x$ ανά 1,9m. Ενδεικτικά θα ελεγχθεί μία μεσαία (με πλάτος επιρροής $0,95\text{m}+0,95\text{m}=1,9\text{m}$) σύμμικτη δοκός του δώματος.

Γεωμετρία

- Η δοκός είναι διατομής IPE 240 με τα εξής χαρακτηριστικά:

$$h = 240 \text{ mm} \quad i_y = 9,97 \text{ cm}$$

$$b = 120 \text{ mm} \quad i_z = 2,69 \text{ cm}$$

$$t_w = 6,2mm \quad I_t = 12,88cm^4$$

$$t_f = 9,8mm \quad I_w = 37390cm^6$$

$$d = 190,4mm \quad W_{el,y} = 324,3cm^3$$

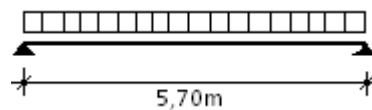
$$A = 39,12cm^2 \quad W_{el,z} = 47,27cm^3$$

$$A_{vz} = 19,14cm^2 \quad W_{pl,y} = 366,6cm^3$$

$$r = 15mm \quad W_{pl,z} = 73,92cm^3$$

$$I_y = 3892cm^4 \quad I_z = 283,6cm^4$$

Στατικό μοντέλο



Σχήμα 5.10: Στατικό μοντέλο διαδοκίδας

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 < 72\varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλωμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b - t_w)/2] - r}{10,2} = \frac{[(120 - 6,2)/2] - 15}{9,8} = 4,28 < 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29$$

→ Κατηγορία 1

Άρα όλη η διατομή ανήκει στη κατηγορία 1.

Φορτία

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $h_c = 15\text{cm} \rightarrow g_c = (25\text{kN/m}^3 \times 0,15\text{m}) \times 5,70\text{m} = 21,375\text{kN/m}$
- Ίδιο βάρος μεταλλικής δοκού: $g_a = 22,4\text{kg/m} = 0,224\text{kN/m}$
- Λοιπά μόνιμα: $g_p = 2\text{kN/m}^2 \rightarrow g_p = 2\text{kN/m}^2 \times 5,70\text{m} = 11,40\text{kN/m}$
- Κινητά: $q = 2\text{kN/m}^2 \rightarrow g_p = 2\text{kN/m}^2 \times 5,70\text{m} = 11,40\text{kN/m}$

Ολικά μόνιμα:

$$g_{ολ} = (g_c + g_a + g_p) = 21,375 + 0,224 + 11,40 = 33\text{kN/m}$$

5.3.1 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας**Στατική επίλυση**

Από τη στατική επίλυση της διαδοκίδας με φορτίο σχεδιασμού $q_{sd} = 61,65\text{kN/m}$, λαμβάνουμε τα εξής εντατικά μεγέθη: $V_{sd} = 175,70\text{kN}$ και $M_{sd} = 250,38\text{kNm}$.

- Έλεγχος τεμνουσών δυνάμεων

Κατάταξη κορμού

$$h_w/t_w = 190,4/6,2 = 30,71 < 69 \times 0,81 = 55,89 \rightarrow \underline{\text{μη ενισχυμένος, μη εγκιβωτισμένος κορμός}}$$

Αντοχή σε τέμνουσα

$$V_{pl,Rd} = A_v \frac{f_a/\sqrt{3}}{\gamma_a} = 11,76 \times \frac{35,5/\sqrt{3}}{1,1} = 219,12\text{kN}$$

όπου

$$A_v = 1,04 \times 12,0 \times 0,98 = 11,76\text{cm}^2$$

$$f_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{και} \quad \gamma_a = 1,1$$

Έλεγχος

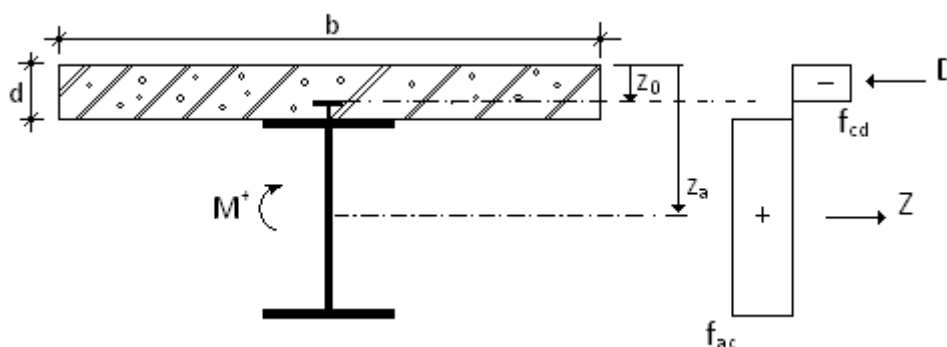
$$V_{sd} = 175,70 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 219,12 \text{ kN} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- Έλεγχος αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης – τεμνουσών δυνάμεων

Στις διατομές του φορέα όπου δρουν ταυτόχρονα ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις πρέπει να εξετάζεται η πιθανότητα αλληλεπίδρασής τους. Όμως, σε αμφιέριστες δοκούς όπως όλες οι διαδοκίδες της παρούσας Διπλωματικής Εργασίας, οι μέγιστες τέμνουσες και ροπές δρουν σε διαφορετικές θέσεις και έτσι δεν αλληλοεπηρεάζονται. Συνεπώς, δεν απαιτείται έλεγχος αλληλεπίδρασης ροπών κάμψης και τεμνουσών δυνάμεων.

- Έλεγχος σε κάμψη με πλαστική ανάλυση

Υποθέτουμε ότι ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός του πέλματος του σκυροδέματος: $z_0 \leq d$



Σχήμα 5.11: Κατανομή τάσεων στη διατομή για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στην πλάκα

$$f_{cd} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} = \frac{0,85 \times 2,0}{1,5} = 1,13 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{και}$$

$$f_{ad} = \frac{f_{ya}}{1,1} = \frac{35,5}{1,1} = 32,27 \text{ kN/cm}^2$$

Θλιπτική δύναμη: $D = b \times z_0 \times f_{cd}$

Εφελκυστική δύναμη: $Z = A_a \times f_{ad}$

Θέση ουδέτερου άξονα από τη συνθήκη: $D = Z \rightarrow z_0 = \frac{A_a \times f_{ad}}{b \times f_{cd}} = \frac{39,12 \times 32,27}{190 \times 1,13} =$

$5,88cm < d = 15cm$

Άρα, η πλαστική ροπή είναι:

$$M_{pl,Rd}^+ = Z \times \left(z_a - \frac{z_0}{2} \right) = 39,12 \times 32,27 \times \left(15 + \frac{24}{2} - \frac{5,87}{2} \right) = 303,80kNm$$

Δηλαδή,

$$M_{sd} = 250,38kNm < M_{pl,Rd}^+ = 330,8kNm \rightarrow \underline{\text{ο έλεγχος ικανοποιείται}}$$

5.3.2 Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

ΦΑΣΗ ΣΚΥΡΟΔΕΤΗΣΗΣ → Δοκός χαλύβδινη

→ Βέλος κάμψης δ_1 λόγω του ίδιου βάρους της δοκού και του ίδιου βάρους του νωπού σκυροδέματος

Φορτία

- Ίδιο βάρος σκυροδέματος: $h_c = 15cm \rightarrow g_c = (25kN/m^3 \times 0,15m) \times 5,70m = 21,375kN/m$
- Ίδιο βάρος μεταλλικής δοκού: $g_a = 30,7kN/m = 0,307kN/m$
- Συνολικό φορτίο δοκού σε αυτή τη φάση: $q_1 = g_a + g_c = 21,375 + 0,307 = 21,68kN/m$

Βέλος κάμψης κατά τη φάση σκυροδέτησης

$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 21,68 \times 5,70^4}{384 \times 2,1 \times 3892} = 3,65 \text{ cm}$$

ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ → Δοκός σύμμικτη

→ Βέλος κάμψης δ_2 λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

Φορτία

$$\text{Λοιπά μόνιμα: } g_p = 2 \text{ kN/m}^2 \times 5,70 \text{ m} = 11,40 \text{ kN/m}$$

Υπολογισμός ροπής αδράνειας

$$I_e = I_{a,0} + A_a(z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{n} + \frac{A_c}{n}(z_c - z_e)^2 + A_s(z_s - z_e)^2$$

όπου

$$n = E_a/E_c = 210/29 = 7,24$$

$$A_a = 39,12 \text{ cm}^2, \quad z_a = 15 + 24/2 = 27 \text{ cm}, \quad I_{a,0} = 3892 \text{ cm}^4$$

$$A_c = 190 \times 15 = 2850 \text{ cm}^2, \quad z_c = 15/2 = 7,5 \text{ cm}, \quad I_{c,0} = \frac{190 \times 15^3}{12} = 53437,5 \text{ cm}^4$$

$$A_e = A_a + A_s + A_c/n = 39,12 + 0 + 2850/7,24 = 432,77 \text{ cm}^2$$

$$z_e = \frac{(A_a z_a + A_s z_s + A_c z_c/n)}{A_e} = \frac{(39,12 \times 27 + 0 + 2850 \times 7,5/7,24)}{432,77} = 9,26 \text{ cm}$$

Άρα

$$I_e = 3892 + 39,12 \times (27 - 9,26)^2 + \frac{53437,5}{7,24} + \frac{2850}{7,24} \times (7,5 - 9,26)^2 \Rightarrow$$

$$I_e = 24804 \text{ cm}^4$$

Βέλος κάμψης λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

$$\delta_2 = \frac{5 \times q_2 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 11,40 \times 5,70^4}{384 \times 2,1 \times 24804} = 0,3 \text{ cm}$$

→ Βέλος κάμψης δ_3 λόγω των ωφέλιμων φορτίων

Φορτία

$$q_3 = 2 \text{ kN/m}^2 \times 5,70 \text{ m} = 11,40 \text{ kN/m}$$

Βέλος κάμψης λόγω των ωφέλιμων φορτίων

$$\delta_3 = \frac{5 \times q_3 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 11,40 \times 5,70^4}{384 \times 2,1 \times 24804} = 0,3 \text{ cm} < l/300 = 570/300 = 1,9 \text{ cm}$$

Επομένως,

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 3,65 + 0,3 + 0,3 = 4,25 \text{ cm} > l/250 = 570/250 = 2,28 \text{ cm}$$

Για να μειώσουμε το βέλος κάμψης της δοκού τοποθετώ προσωρινή υποστήλωση στο μισό του ανοίγματος της δοκού, ώστε να έχω απευθείας σύμμικτη λειτουργία της δοκού μετά το πέρας των 28 ημερών που χρειάζονται για την σκλήρυνση του σκυροδέματος. Έτσι το βέλος κάμψης που οφείλεται στο ίδιο βάρος της δοκού και του σκυροδέματος σε αυτήν την περίπτωση είναι:

$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 21,68 \times 5,70^4}{384 \times 2,1 \times 24804} = 0,50 \text{ cm}$$

Επομένως,

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0,50 + 0,3 + 0,3 = 1,1 \text{ cm} < l/250 = 570/250 = 2,28 \text{ cm}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Ικανοτικός σχεδιασμός

6.1 Εισαγωγή

Η μέθοδος του ικανοτικού σχεδιασμού είναι μία μέθοδος σχεδιασμού κατά την οποία επιλέγονται στοιχεία του στατικού συστήματος, τα οποία μελετώνται κατάλληλα και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να αποδίδουν ενέργεια υπό μεγάλες παραμορφώσεις, ενώ σε όλα τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία παρέχεται επαρκής αντοχή, ώστε να εξασφαλίζεται ο προβλεπόμενος τρόπος απόδοσης ενέργειας.

Σύμφωνα με τον EC8, η κατανομή των ιδιοτήτων των υλικών στο φορέα θα πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να διαμορφώνονται πλαστικές ζώνες εκεί όπου προβλέπεται από το σχεδιασμό. Οι ζώνες απόδοσης ενέργειας (πλαστικές) αναμένεται να διαρρέουν πριν άλλες ζώνες εγκαταλείψουν την ελαστική περιοχή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Φορείς με αυτές τις ζώνες σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο, ώστε φαινόμενα τα οποία οφείλονται σε φαινόμενα διαρροής ή τοπικού λυγισμού ή άλλα φαινόμενα τα οποία οφείλονται σε υστερητική συμπεριφορά να μην επηρεάζουν τη συνολική ευστάθεια του φορέα.

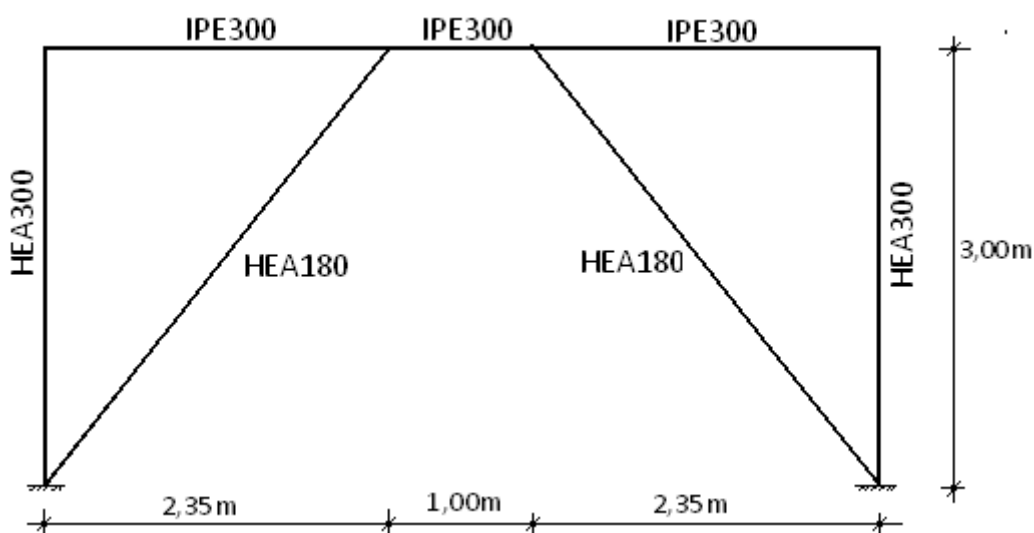
Παρακάτω παρουσιάζεται ο ικανοτικός έλεγχος πλαστικών και μη-πλαστικών μελών που ανήκουν σε ένα πλαίσιο της κατασκευής μας. Τα υπόλοιπα μέλη της κατασκευής ελέχθησαν σε ικανοτικό σχεδιασμό με τη βοήθεια του προγράμματος Sap, μετά από πολλές δοκιμές για την εύρεση του κατάλληλου συντελεστή Ω που περιγράφεται στην ακόλουθη παράγραφο.

6.2 Δυναμική ανάλυση πλαισίου με κατακόρυφους δικτυωτούς συνδέσμους με εκκεντρότητα βάσει EC8

Το βασικό χαρακτηριστικό αυτών των συνδέσμων είναι ότι η σύνδεση του ενός τουλάχιστον άκρου της κάθε διαγωνίου με το ζύγωμα γίνεται με εκκεντρότητα ως προς τον αντίστοιχο κόμβο (υποστυλώματος – ζυγώματος ή ετέρας διαγωνίου –

ζυγώματος). Το τμήμα του ζυγώματος που αποτελεί την έκκεντρη σύζευξη ονομάζεται «δοκός σύζευξης» και υπόκειται σε μεγάλη διατμητική και καμπτική καταπόνηση από οριζόντια φορτία. Αν οι έκκεντροι σύνδεσμοι σχεδιαστούν ως φορείς απορρόφησης ενέργειας, οι ανελαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται στις δοκούς σύζευξης, οι οποίες διαστασιολογούνται για αντοχή έναντι των εντατικών μεγεθών της ανάλυσης. Προς αύξηση της πλαστιμότητας προβλέπονται στις δοκούς σύζευξης ενισχύσεις στον κορμό τους. Τα τμήματα των δοκών εκτός της περιοχής σύζευξης, τα υποστυλώματα και οι ράβδοι δικτύωσης συμπεριφέρονται οιονεί ελαστικά και διαστασιολογούνται για ικανοτικές δυνάμεις.

Επιλέγω να ελέγξω ένα πλαίσιο του πρώτου ορόφου, το οποίο περιέχει τη δοκό σύζευξης με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη του φορέα.



Σχήμα 6.1: Διατομές και γεωμετρικά στοιχεία των μελών του πλαισίου

→ Έλεγχος δοκού σύζευξης ισογείου πλαισίου

Η δοκός σύζευξης είναι διατομής IPE300 με τα εξής χαρακτηριστικά:

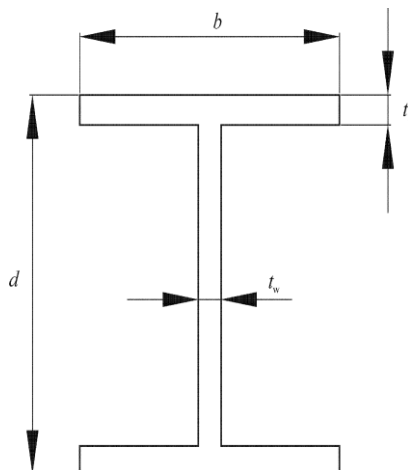
$h = 300mm$	$i_y = 12,46cm$
$b = 150mm$	$i_z = 3,35cm$
$t_w = 7,1mm$	$I_t = 20,12cm^4$
$t_f = 10,7mm$	$I_w = 125900cm^6$
$d = 248,6mm$	$W_{el,y} = 557,1cm^3$
$A = 53,81cm^2$	$W_{el,z} = 80,50cm^3$
$A_{vz} = 25,68cm^2$	$W_{pl,y} = 628,4cm^3$
$r = 15mm$	$W_{pl,z} = 125,2cm^3$
$I_y = 8356cm^4$	$I_z = 603,8cm^4$

Σύμφωνα με τους πίνακες πρότυπων διατομών, η παραπάνω διατομή ανήκει στην κατηγορία 1, όπως και όλες οι αντίστοιχες διατομές που έχουν χρησιμοποιηθεί σε ζώνες με πλάσιμη συμπεριφορά, ώστε να ικανοποιούν την παρακάτω απαίτηση του κανονισμού σύμφωνα με την οποία: ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας και τον συντελεστή q που χρησιμοποιείται κατά το σχεδιασμό, οι απαιτήσεις οι οποίες αφορούν τις κατηγορίες διατομής των στοιχείων από χάλυβα που αποδίδουν ενέργεια παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 6.1: Απαιτήσεις της κατηγορίας διατομής των πλάσιμων στοιχείων ανάλογα με την Κατηγορία Πλαστιμότητας και το συντελεστή συμπεριφοράς

Κατηγορία Πλαστιμότητας	Τιμή αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q	Απαιτούμενη κατηγορία διατομής
ΚΠΜ	$1,5 < q \leq 2$	κατηγορία 1, 2 ή 3
	$2 < q \leq 4$	κατηγορία 1 ή 2
ΚΠΥ	$q > 4$	κατηγορία 1

Για διατομές δοκού σύζευξης μορφής I χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες παράμετροι για να ορίσουν τις αντοχές σχεδιασμού και τα όρια των κατηγοριών των συνδέσμων δυσκαμψίας που περιγράφονται παρακάτω:



Σχήμα 6.2: Σύμβολα διατομής δοκού σύζευξης

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$$

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f)$$

Άρα,

- Αντοχή σε ροπή κάμψης:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) = 23,5 \times 15,0 \times 1,07 \times (30,0 - 1,07) = 109,12 \text{ kNm}$$

- Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη:

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f) = (23,5 / \sqrt{3}) \times 0,71 \times (30,0 - 1,07) = 278,69 \text{ kN}$$

- Έλεγχοι για τα εντατικά μεγέθη ($N_{Ed} = 0$, $V_{Ed} = 131,47 \text{ kN}$, $M_{Ed} = 73,06 \text{ kNm}$):

Επειδή $N_{Ed}/N_{pL,Rd} = 0 < 0,15$, η αντοχή σχεδιασμού του σεισμικού συνδέσμου θα πρέπει να ικανοποιεί και τις δύο σχέσεις που ακολουθούν στα άκρα του συνδέσμου:

$$V_{Ed} = 131,47kN < V_{p,link} = 278,69kN \quad (V_{Ed}/V_{p,link} = 0,50) \quad \rightarrow \quad \underline{\text{ο έλεγχος}} \\ \underline{\text{ικανοποιείται}}$$

$$M_{Ed} = 73,06kNm < M_{p,link} = 109,12kNm \quad (M_{Ed}/M_{p,link} = 0,67) \quad \rightarrow \quad \underline{\text{ο έλεγχος}} \\ \underline{\text{ικανοποιείται}}$$

Άρα οι έλεγχοι που αφορούν τη συγκεκριμένη δοκό σύζευξης κατά EC8 ικανοποιούνται.

Κατάταξη δοκού σύζευξης

Στις περιπτώσεις σχεδιασμού στις οποίες ίσες ροπές αναπτύσσονται ταυτόχρονα και στα δύο άκρα του σεισμικού συνδέσμου, οι δοκοί σύζευξης μπορούν να κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με το μήκος e (μήκος της δοκού σύζευξης). Για διατομές μορφής I, οι κατηγορίες είναι:

- Σύνδεσμοι μικρού μήκους: $e < e_s = 1,6 M_{p,link}/V_{p,link}$
- Σύνδεσμοι μεγάλου μήκους: $e > e_L = 3,0 M_{p,link}/V_{p,link}$
- Ενδιάμεσοι σύνδεσμοι: $e_s < e < e_L$

Στην περίπτωσή μας έχουμε:

$$e = 1,00m$$

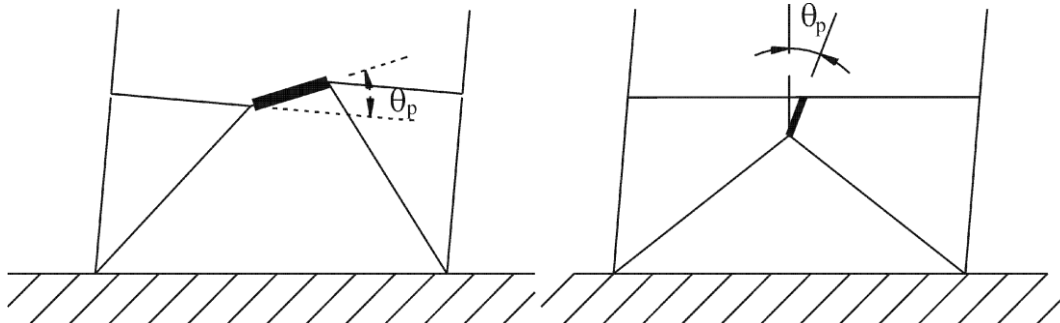
$$e_s = 1,6 M_{p,link}/V_{p,link} = 1,6 \times 109,12/278,69 = 0,63m$$

$$e_L = 3,0 M_{p,link}/V_{p,link} = 3,0 \times 109,12/278,69 = 1,17m$$

Δηλαδή,

$$e_s = 0,63m < e = 1,00m < e_L = 1,17m \rightarrow \text{Δοκός σύζευξης ενδιάμεσου μήκους}$$

Γωνία στροφής θ_p



Σχήμα 7.3: Ίσες ροπές στα άκρα

Σχήμα 7.4: Άνισες ροπές στα άκρα

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.6.4 του EN1998-1 η γωνία στροφής θ_p ορίζεται ως εξής:

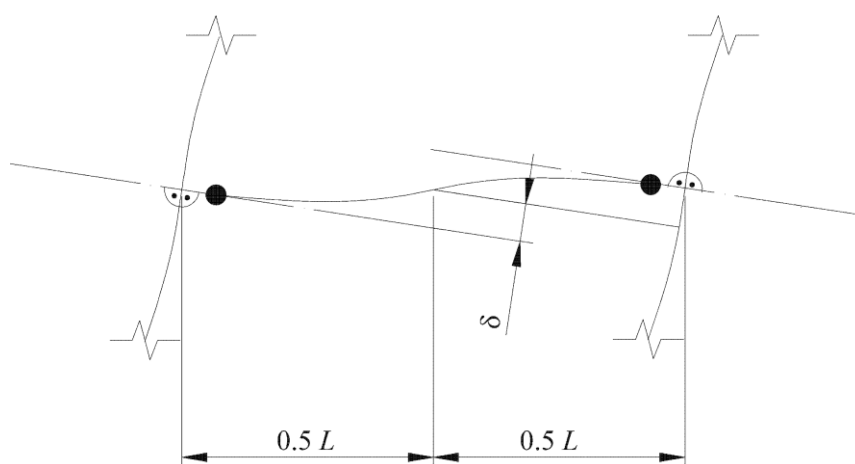
$$\theta_p = \delta / 0,5L$$

όπου

δ η καμπτική παραμόρφωση στο μέσο του ανοίγματος

L το άνοιγμα της δοκού

Όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα από τον EN1998-1



Σχήμα 6.5: Καμπτική παραμόρφωση της δοκού σύζευξης

Η ικανότητα στροφής των πλαστικών αρθρώσεων θ_p θα πρέπει να εξασφαλίζεται υπό ανακυκλική φόρτιση χωρίς μείωση της αντοχής και της δυσκαμψίας μεγαλύτερη από 20%. Η απαίτηση αυτή ισχύει ανεξάρτητα από την επιδιωκόμενη θέση των πλάστιμων ζωνών.

Ακόμη, η γωνία στροφής θ_p θα πρέπει να είναι συμβατή με τις συνολικές παραμορφώσεις. Δε θα πρέπει να υπερβαίνει τις ακόλουθες τιμές:

- Δοκοί μικρού μήκους: $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08rad$
- Δοκοί μεγάλου μήκους: $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02rad$
- Ενδιάμεσοι δοκοί: $\theta_p \leq \theta_{pR}$ με γραμμική παρεμβολή

Συγκεκριμένα, έχουμε

$$\theta_p = \frac{\delta_1 - \delta_2}{e} \times q = \frac{0,00189 - 0,00119}{1,00} \times 6 = 0,004rad < 0,02rad$$

Νευρώσεις

Ενισχύσεις κορμού θα πρέπει να υπάρχουν σε όλο το ύψος της διατομής της και στις δύο πλευρές του κορμού της δοκού στα άκρα των διαγωνίων. Οι ενισχύσεις αυτές θα πρέπει να διαθέτουν:

- συνολικό πλάτος: $b \geq b_f/2 - t_w = 150/2 - 7,1 = 67,9mm$ (αφού η δοκός είναι διατομής IPE300)
- πάχος: $t \geq \max\{0,75t_w, 10mm\} = \max\{\frac{0,75 \times 7,1}{5,33}; 10mm\} = 10mm$

Ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού δεν απαιτούνται σε δοκούς σύζευξης μήκους

$$e > 5M_p/V_p. \text{ Εδώ } e = 1,00m < 5M_p/V_p = 5 \times 109,12/278,69 = 1,96m.$$

⇒ απαιτούνται ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού.

Οι ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού θα πρέπει να καλύπτουν όλο το ύψος της διατομής. Για δοκούς σύζευξης με ύψος $h < 600mm$ απαιτούνται ενισχύσεις μόνο σε μία πλευρά του κορμού της δοκού. Δηλαδή, στην περίπτωση μας $h = 300mm < 600mm$, επομένως απαιτούνται ενισχύσεις μόνο σε μία πλευρά του κορμού της δοκού. Οι μονόπλευρες αυτές ενισχύσεις θα πρέπει να διαθέτουν:

- συνολικό πλάτος: $b \geq b_f/2 - t_w = 150/2 - 7,1 = 67,9mm$ (αφού η δοκός είναι διατομής IPE300)
- πάχος: $t \geq \max\{t_w, 10mm\} = \max\{7,1 ; 10mm\} = 10mm$

Οι δοκοί σύζευξης ενδιάμεσου μήκους θα πρέπει να διαθέτουν ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού, οι οποίες να πληρούν τις απαιτήσεις των συνδέσμων μικρού και μεγάλου μήκους μαζί:

- Οι δοκοί μικρού μήκους θα πρέπει να διαθέτουν ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού τοποθετημένες σε απόσταση:
 - $d \leq 30t_w - d/5 = 30 \times 7,1 - 300/5 = 153mm$ για $\theta_p = 0,08$
 - $d \leq 52t_w - d/5 = 52 \times 7,1 - 300/5 = 309,2mm$ για $\theta_p \leq 0,02$
 - γραμμική παρεμβολή για $0,02 < \theta_p < 0,08$
- Οι δοκοί μεγάλου μήκους θα πρέπει να διαθέτουν μια ενδιάμεση ενίσχυση κορμού τοποθετημένη σε απόσταση $1,5b$ ή $1,5 \times 150 = 225mm$ από κάθε άκρο σεισμικού συνδέσμου όπου θα προβλέπεται να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση.

→ Μέλη τα οποία δεν περιέχουν σεισμικούς συνδέσμους

Τα μέλη τα οποία δεν περιλαμβάνουν σεισμικούς συνδέσμους θα πρέπει να ελέγχονται όσο αφορά στη θλίψη, θεωρώντας τον πιο δυσμενή συνδυασμό της αξονικής δύναμης και των ροπών κάμψης:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E}$$

όπου

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ είναι η αξονική **αντοχή** σχεδιασμού του υποστυλώματος ή του διαγωνίου μέλους σύμφωνα με το EN1993, λαμβάνοντας υπόψη την αλληλεπίδραση με τη ροπή κάμψης M_{Ed} και τη διάτμηση V_{Ed} που λαμβάνονται με την τιμή σχεδιασμού τους στη **σεισμική κατάσταση**

$N_{Ed,G}$ είναι η θλιπτική δύναμη στο υποστύλωμα ή το διαγώνιο μέλος, η οποία οφείλεται σε **μη-σεισμικές δράσεις** οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στο συνδυασμό των δράσεων της **σεισμικής κατάστασης σχεδιασμού**

$N_{Ed,E}$ είναι η **θλιπτική δύναμη** στο υποστύλωμα ή το διαγώνιο μέλος που οφείλεται στη **σεισμική δράση σχεδιασμού**

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής με προτεινόμενη τιμή $\gamma_{ov} = 1,25$

Ω είναι ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής ο οποίος είναι ο ελάχιστος ανάμεσα στις ακόλουθες τιμές:

- την ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i}/V_{Ed,i}$ για όλους τους συνδέσμους μικρού μήκους
- την ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i}/M_{Ed,i}$ για όλους τους ενδιάμεσους συνδέσμους και τους συνδέσμους μεγάλου μήκους

όπου

$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της τέμνουσας και της ροπής κάμψης στο σύνδεσμο i στη **σεισμική κατάσταση σχεδιασμού**

$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$ είναι οι πλαστικές και καμπτικές αντοχές σχεδιασμού του συνδέσμου i , όπως ορίστηκαν παραπάνω

Εύρεση του πολλαπλασιαστικού συντελεστή Ω

Πίνακας 6.1: Κατάταξη δοκών σύζευξης

	IPE 360	IPE 400	IPE450	IPE 270	IPE 300
b (cm)	17	18	19	13,5	15
d (cm)	36	40	45	27	30
t_f (cm)	1,27	1,35	1,46	1,02	1,07
t_w (cm)	0,8	0,86	0,94	0,66	0,71
M_p (kNcm)	17620	22071	28383	8407	10912
M_p (kNm)	176,20	220,71	283,83	84,07	109,12
V_p (kN)	170,74	450,98	555,29	232,64	278,69
e_s (m)	1,65	0,78	0,81	0,57	0,63
e_L (m)	3,04	1,47	1,53	1,08	1,17

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρούμε ότι για όλες τις παραπάνω διατομές, οι αντίστοιχες δοκοί σύζευξης ανήκουν στην κατηγορία των ενδιάμεσων συνδέσμων, αφού η δοκός σύζευξης είναι παντού ίση με $e = 1,00m$.

Στη συνέχεια θα χωρίσουμε τις δοκούς σύζευξης ανάλογα με την κατηγορία της διατομής τους. Για κάθε κατηγορία διατομής δοκού σύζευξης θα υπολογίσουμε την ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = 1,5 M_{p,link} / M_{Ed,i}$ (όπως αποδείχθηκε προηγουμένως όλες οι δοκοί σύζευξης της παρούσας Διπλωματικής εργασίας είναι ενδιάμεσου μήκους), αφού η παράμετρος $M_{p,link}$, παραμένει σταθερή γιατί εξαρτάται μόνο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής. Έτσι, η ελάχιστη τιμή του παραπάνω λόγου θα βρεθεί αναζητώντας σε κάθε κατηγορία δοκού σύζευξης, τη δοκό σύζευξης με τη μεγαλύτερη ροπή. Συνεπώς, ο τελικός πολλαπλασιαστικός συντελεστής Ω θα είναι η μικρότερη τιμή από τις παραπάνω τιμές του Ω_i που περιγράψαμε.

Έτσι έχουμε:

$$\checkmark \text{ Δοκός σύζευξης} \rightarrow \text{IPE270: } M_{p,link} = 84,07 \text{ kNm}$$

Η μεγαλύτερη ροπή για δοκό σύζευξης IPE270 είναι $M_{Ed} = 31,86 \text{ kNm}$. Άρα

$$\Omega = 1,5 \times 84,07 / 31,86 = 3,96.$$

✓ Δοκός σύζευξης → IPE300:

$$M_{p,link} = 109,12kNm + M_{Ed} = 74,75 \Rightarrow \Omega = 2,19$$

✓ Δοκός σύζευξης → IPE360:

$$M_{p,link} = 176,20kNm + M_{Ed} = 31,07kNm \Rightarrow \Omega = 8,50$$

✓ Δοκός σύζευξης → IPE400:

$$M_{p,link} = 220,71kNm + M_{Ed} = 26,51 \Rightarrow \Omega = 4,16$$

✓ Δοκός σύζευξης → IPE450:

$$M_{p,link} = 283,83kNm + M_{Ed} = 50,32 \Rightarrow \Omega = 5,64$$

Επομένως, ο πολλαπλασιαστικός συντελεστής Ω είναι ο ελάχιστος από τις παραπάνω τιμές. Δηλαδή, $\Omega = 2,19$

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Ενδεικτικά επιλέγεται να δειχθεί ο κατακόρυφος σύνδεσμος δυσκαμψίας που βρίσκεται στα αριστερά, ο οποίος έχει κρίσιμο συνδυασμό τον $G + 0,30Q - E_y - 0,30E_x$.

Ο σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι διατομής HEA180 με τα εξής χαρακτηριστικά:

$$h = 171mm \quad i_y = 7,45cm$$

$$b = 180mm \quad i_z = 4,52cm$$

$$t_w = 6,0mm \quad I_t = 14,80cm^4$$

$$t_f = 9,5mm \quad I_w = 60210cm^6$$

$$d = 122mm \quad W_{el,y} = 293,6cm^3$$

$$A = 45,25 \text{ cm}^2 \quad W_{el,z} = 102,7 \text{ cm}^3$$

$$A_{vz} = 14,47 \text{ cm}^2 \quad W_{pl,y} = 324,9 \text{ cm}^3$$

$$r = 15 \text{ mm} \quad W_{pl,z} = 156,5 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2510,0 \text{ cm}^4 \quad I_z = 924,6 \text{ cm}^4$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{122}{6,0} = 20,33 < 33 \varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b - t_w)/2] - r}{t_f} = \frac{[(180 - 6,0)/2] - 15}{9,5} = 7,2 < 9 \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29$$

→ Κατηγορία 1

Άρα όλη η διατομή ανήκει στη κατηγορία 1.

- **Έλεγχος έναντι καμπτικού λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης**

Σύμφωνα με το τυπολόγιο που έχει δοθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο 4 λαμβάνουμε:

→ Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{d} = \frac{171}{122} = 1,4 > 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 9,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Άρα

Λυγισμός περί τον άξονα y-y → καμπύλη λυγισμού 'a'

Λυγισμός περί τον άξονα z-z → καμπύλη λυγισμού 'b'

→ Λυγηρότητα

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.3.1 του EN1993 η ανηγμένη λυγηρότητα για διατομές κατηγορίας 1 δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}}$$

όπου

N_{cr} είναι το ελαστικό φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής

Δηλαδή,

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l_{cr}^2} \quad \text{το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου}$$

όπου

l_{cr} είναι το μήκος λυγισμού στο υπό θεώρηση επίπεδο λυγισμού, ίσο με όλο το μήκος της διαγωνίου

Επομένως για τη διατομή της διαγωνίου πρέπει να ισχύει:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{\pi^2 \times E \times I}} \times l_{cr} \Rightarrow \bar{\lambda} = l_{cr} \times \frac{1}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \times \sqrt{\frac{A}{I}} \xrightarrow{i = \sqrt{I/A}, \lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y}} \bar{\lambda} = \frac{l_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1}$$

$$\text{Επειδή } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,37 \quad \text{και} \quad l_{cr} = \sqrt{3,00^2 + 2,35^2} = 3,81\text{m}$$

Διεύθυνση y-y

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3,81}{7,45 \times 10^{-2}} \times \frac{1}{76,37} = 0,67$$

Διεύθυνση z-z

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3,81}{4,52 \times 10^{-2}} \times \frac{1}{76,37} = 1,10$$

→ Μειωτικοί συντελεστές

Για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα y $\bar{\lambda}_y = 0,67$, ο συντελεστής χ_y για καμπύλη λυγισμού a είναι ίσος με $\chi_y = 0,87$, ενώ για ανηγμένη λυγηρότητα κατά τον άξονα z $\bar{\lambda}_z = 1,10$ ο συντελεστής χ_z για καμπύλη λυγισμού b είναι ίσος με $\chi_z = 0,55$.

Εναλλακτικώς, ο μειωτικός συντελεστής χ μπορεί να υπολογιστεί σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

όπου

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,20) + \bar{\lambda}^2]$$

και α ο συντελεστής ατελειών που εξαρτάται από τις καμπύλες λυγισμού και έχει δοθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο κεφάλαιο 4.

Περί τον άξονα y-y

Για καμπύλη λυγισμού a ισχύει $\alpha = 0,21$

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,20) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21 \times (0,67 - 0,20) + 0,67^2] = 0,77$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,67^2}} = 0,87 < 1,00 \rightarrow ok$$

Περί τον άξονα z-z

Για καμπύλη λυγισμού b ισχύει $\alpha = 0,34$

$$\varphi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,20) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,10 - 0,20) + 1,10^2] = 1,26$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,26 + \sqrt{1,26^2 - 1,10^2}} = 0,53 < 1,00 \rightarrow ok$$

Άρα

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,87 ; 0,53) = 0,53$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με:

$$N_{Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,53 \times 38,77 \times 35,5}{1,00} = 729,46kN$$

- **Εντατικά μεγέθη του συνδέσμου δυσκαμψίας στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού**

Αξονική θλιπτική δύναμη: $N_{Ed} = -183,80kN$

Αξονική θλιπτική δύναμη, η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις:

$$N_{Ed,G} = -47,33kN$$

Αξονική θλιπτική δύναμη, η οποία οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού:

$$N_{Ed,E} = -183,80 - (-47,33) = -136,47kN$$

Δηλαδή,

$$N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} = 47,33 + 1,1 \times 1,25 \times 2,19 \times 136,47 = 458,28kN$$

Επομένως,

$$N_{Rd} = 729,46kN > N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} = 458,28kN \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ

Ενδεικτικά επιλέγεται να ελέγξουμε το υποστύλωμα διατομής HEA300 με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τον κρίσιμο συνδυασμό: $G + 0,30Q - E_y - 0,30E_x$.

Η διατομή HEA300 έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

$$h = 290mm \quad i_y = 12,74cm$$

$$b = 300mm \quad i_z = 7,49m$$

$$t_w = 8,5mm \quad I_t = 85,17cm^4$$

$$t_f = 14,0mm \quad I_w = 1200000cm^6$$

$$d = 208mm \quad W_{el,y} = 1260cm^3$$

$$A = 112,50cm^2 \quad W_{el,z} = 420,6cm^3$$

$$A_{vz} = 37,28cm^2 \quad W_{pl,y} = 1383cm^3$$

$$r = 27mm \quad W_{pl,z} = 641,2cm^3$$

$$I_y = 18260,0cm^4 \quad I_z = 6310$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t} = \frac{152}{7,0} = 21,71 < 33\varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73$$

→ Κατηγορία 1

- Πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b - t_w)/2] - r}{t_f} = \frac{[(220 - 7,0)/2] - 18}{11,0} = 8,05 < 10\varepsilon = 10 \times 0,81 = 8,1$$

→ Κατηγορία 2

- **Εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος στη σεισμική κατάσταση**

Αξονική θλιπτική δύναμη: $N_{Ed} = -839,22kN$

Αξονική θλιπτική δύναμη, η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις:

$$N_{Ed,G} = -580,63kN$$

Αξονική θλιπτική δύναμη, η οποία οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού:

$$N_{Ed,E} = -839,22 - (-580,63) = -258,59kN$$

Δηλαδή,

$$N_{Ed,ικαν} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} = 580,63 + 1,1 \times 1,25 \times 2,19 \times 258,59 = 1359,31kN$$

- **Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

Ισοδύναμο μήκη λυγισμού

Το υπό εξέταση υποστυλωμα ανήκει σε πλαίσιο, το οποίο συγκρατείται πλευρικά από τους συνδέσμους δυσκαμψίας οι οποίοι είναι τοποθετημένοι και κατά τις δύο διευθύνσεις του κτιρίου. Το πλαίσιο θεωρείται αμετάθετο και το ισοδύναμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος εντός και εκτός επιπέδου ισούται με όλο το μήκος του. Δηλαδή:

$$L_y = L_z = 3,00m$$

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{d} = \frac{290}{208} = 1,39 > 1,2 \quad \text{και} \quad t_f = 14,0mm < 40mm$$

Άρα

Λυγισμός περί τον άξονα y-y → καμπύλη λυγισμού 'a'

Λυγισμός περί τον άξονα z-z → καμπύλη λυγισμού 'b'

Λυγηρότητες

Διεύθυνση y-y

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα y-y δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3,00}{12,74 \times 10^{-2}} \times \frac{1}{76,37} = 0,31$$

όπου

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = \pi \sqrt{210000/355} = 76,37$$

Διεύθυνση z-z

Η ανηγμένη λυγηρότητα ως προς τον άξονα z-z δίνεται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{cr}}{i_z} \frac{1}{\lambda_1} = \frac{3,00}{7,49 \times 10^{-2}} \times \frac{1}{76,37} = 0,52$$

όπως αποδείξαμε και προηγουμένως.

Μειωτικοί συντελεστές χ **Περί τον άξονα y-y**

Για καμπύλη λυγισμού α ισχύει $\alpha = 0,21$ και συγχρόνως για $\bar{\lambda}_y = 0,31$ έχουμε:

$$\varphi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,20) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,31 - 0,20) + 0,31^2] = 0,60$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,31^2}} = 0,90 < 1,00 \rightarrow ok$$

Περί τον άξονα z-z

Για καμπύλη λυγισμού b ισχύει $\alpha = 0,34$ και συγχρόνως για $\bar{\lambda}_z = 0,52$ έχουμε:

$$\varphi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,20) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34 \times (0,52 - 0,20) + 0,52^2] = 0,69$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,52^2}} = 0,87 < 1,00 \rightarrow ok$$

Άρα

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,90 ; 0,87) = 0,87$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από τη σχέση:

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 EI_z}{(kL_T)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL_T)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$$

όπου

$k = 0,70$ (το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο)

$k_w = 1,00$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} = \frac{21000kN/cm^2}{2 \times (0,3 + 1)} = 80,77kN/cm^2 \text{ (το μέτρο διάτμησης)}$$

$$C_1 = 3,258$$

$$C_2 = 0$$

$$C_3 = 0,575$$

$$I_t = 85,17cm^4$$

$$I_w = 1200000cm^6$$

$$I_z = 6310cm^4$$

$$L_T = 300cm$$

$$z_a = 0$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Δ.=Κ.Β.)}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

$$z_g = z_a - z_s = 0$$

Άρα

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 EI_z}{(kL_T)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL_T)^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5} \right\} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 3,258 \times \frac{\pi^2 \times 21000kN/cm^2 \times 6310cm^4}{(0,70 \times 300cm)^2} \times$$

$$\left[\left(\frac{0,70}{1,00} \right)^2 \times \frac{1200000 \text{cm}^6}{6310 \text{cm}^4} + \frac{(1,00 \times 300 \text{cm})^2 \times 8077 \text{kN/cm}^2 \times 85,17 \text{cm}^4}{\pi^2 \times 21000 \text{kN/cm}^2 \times 6310 \text{cm}^4} \right]^{0,5} \Rightarrow$$

$$M_{cr} = 1144930 \text{kNcm}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η ανηγμένη λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού είναι:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1383 \text{cm}^3 \times 35,5 \text{kN/cm}^2}{1144930 \text{kNcm}}} = 0,21$$

Επειδή $\bar{\lambda}_{LT} = 0,21 > 0,20$ η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί.

Καμπύλες στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη πλευρικού λυγισμού a} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21 \times (0,21 - 0,20) + 0,21^2 \right] = 0,52$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,21^2}} = 0,99 < 1,00 \rightarrow \text{ok}$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,90 \times 112,50 \times 35,5}{1,00} = 3594,38 \text{kN} > N_{Ed,ικαν} = 1359,31 \text{kN}$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,87 \times 112,50 \times 35,5}{1,00} = 3474,56 \text{kN} > N_{Ed,ικαν} = 1359,31 \text{kN}$$

Συντελεστές αλληλεπίδρασης

Η διατομή των υποστυλωμάτων είναι ανοικτή και το θλιβόμενο πέλμα του υποστυλώματος είναι ελεύθερο. Επομένως, οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται για μέλη μη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις.

- Συντελεστές C_m ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

$$-1 \leq \psi (= -3/4) \leq 1 \rightarrow C_{my} = C_{mz} = C_{mLT} = 0,6 + 0,4\psi = 0,3$$

- Συντελεστής αλληλεπίδρασης k_{yy} (διατομή κατ.1, κατ.2)

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed,ικαν}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed,ικαν}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right)$$

άρα

$$k_{yy} = 0,3 \times \left(1 + \underbrace{(0,31 - 0,2)}_{=0,11 < 0,8} \times \frac{1359,31 kN}{0,90 \times \frac{112,50 cm^2 \times 35,5 kN/cm^2}{1,00}} \right) = 0,31$$

- Συντελεστής αλληλεπίδρασης k_{zz} (διατομή κατ.1, κατ.2)

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed,ικαν}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed,ικαν}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right)$$

άρα

$$k_{zz} = 0,3 \times \left(1 + \underbrace{(2 \times 0,52 - 0,6)}_{=0,44 < 1,4} \times \frac{1359,31}{0,87 \times \frac{112,50 cm^2 \times 35,5 kN/cm^2}{1,00}} \right) = 0,35$$

- Συντελεστής αλληλεπίδρασης k_{yz} (διατομή κατ.1, κατ.2)

$$k_{yz} = 0,6k_{zz} = 0,6 \times 0,35 = 0,21$$

- Συντελεστής αλληλεπίδρασης k_{yz} (διατομή κατ.1, κατ.2)

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed,ικαν}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) \geq \left(1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \times \frac{N_{Ed,ικαν}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right)$$

άρα

$$k_{zy} = \left(1 - \frac{\overset{=0,052 < 0,1}{0,1 \times 0,52}}{(0,30 - 0,25)} \times \frac{1359,31kN}{0,87 \times \frac{112,50cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00}} \right) = 0,59$$

Τελικός έλεγχος

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed,ικαν}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \\ & = \frac{1359,31kN}{0,90 \times \frac{112,50cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00}} + 0,31 \times \frac{1549kNcm}{0,99 \times \frac{1383cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00}} + \\ & + 0,21 \frac{688kNcm}{0,99 \times \frac{641,2cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00}} = 0,40 < 1 \end{aligned}$$

και

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed,ικαν}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \\ & = \frac{1359,31kN}{0,87 \times \frac{112,50cm^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,00}} + 0,59 \times \frac{1549kNcm}{0,99 \times \frac{1383cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00}} + \\ & + 0,25 \frac{688}{0,99 \times \frac{641,2cm^3 \times 35,5kN/cm^2}{1,00}} = 0,42 < 1 \end{aligned}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Μέθοδοι σεισμικής απόκρισης

7.1 Εισαγωγή

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

Με τον όρο «σεισμική απόκριση» νοείται, γενικά η ένταση και η μετακίνηση/παραμόρφωση που προκύπτει σε τυχόν σημείο του συστήματος λόγω της σεισμικής δόνησης του εδάφους. Η κατανόηση των δυναμικών χαρακτηριστικών απόκρισης των κατασκευών είναι ουσιώδης προκειμένου να αποκομίσουμε το μέγιστο όφελος, ακόμα και από την απλούστερη μέθοδο σεισμικής ανάλυσης. Η σεισμική απόκριση σε όλες τις περιπτώσεις προκύπτει από μία ισοδύναμη γραμμική ανάλυση με τη βοήθεια του κατάλληλου φάσματος σχεδιασμού και του αντίστοιχου συντελεστή συμπεριφοράς q .

Για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής προβλέπεται από τον Ευρωκώδικα 8 η εφαρμογή των παρακάτω μεθόδων:

- Η «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης», η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων.

- Η «μέθοδος ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης» για κτίρια η απόκριση των οποίων σε κάθε κύρια διεύθυνση δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις συμβολές ιδιομορφών ταλάντωσης υψηλότερων από την θεμελιώδη ιδιομορφή.
- Μη- γραμμική στατική ανάλυση (pushover)
- Μη –γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας (δυναμική)

Για την μελέτη των κτιρίων μας έναντι σεισμού επιλέξαμε την ιδιομορφική ανάλυση, όπως αναφέραμε και στο κεφάλαιο 2. Ωστόσο, στην παράγραφο 7.4 η τελική κατασκευή μας μελετήθηκε και στη στατική ανελαστική μέθοδο Pushover.

7.2 Ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης

Η μέθοδος αυτή περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. Με τη μέθοδο αυτή υπολογίζονται οι πιθανές ακραίες τιμές τυχόντος μεγέθους απόκρισης με τετραγωνική επαλληλία των ιδιομορφικών τιμών του υπόψη μεγέθους. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $\Phi_e(T)$, ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $\Phi_d(T)$.

Όσον αφορά τις ιδιομορφές είναι ανεξάρτητες της φόρτισης και εξαρτώνται μόνο από το **μητρώο μάζας [m]** και το **μητρώο ακαμψίας** της κατασκευής **[K]**. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης θα λαμβάνεται υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφιών μαζών ΣΜ να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντευμένης μάζας Μ του φορέα. Επιπρόσθετα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι ιδιομορφές με δρώσες ιδιομορφικές μάζες μεγαλύτερες από το 5% της συνολικής μάζας.

Ως συνολική ταλαντευόμενη μάζα θεωρούμε την μάζα άνωθεν της επιφάνειας κατασκευής-εδάφους, η οποία υφίσταται ελεύθερη μετατόπιση κατά την θεωρούμενη διεύθυνση υπολογισμού. Σε κτίρια με υπόγειο η παραπάνω επιφάνεια λαμβάνεται

στην οροφή του υπογείου. Ως δρώσα ιδιομορφική μάζα θεωρείται το μέρος της συνολικής ταλαντούμενης μάζας που ενεργοποιείται για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Η δρώσα ιδιομορφική μάζα m_k , που αντιστοιχεί σε ιδιομορφή k , καθορίζεται έτσι ώστε η τέμνουσα δύναμη βάσης F_{bk} , που δρα στην διεύθυνση εφαρμογής της σεισμικής δράσης, να μπορεί να εκφραστεί ως $F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k$. Αποδεικνύεται ότι το άθροισμα των δρωσών ιδιομορφικών μαζών (για όλες τις ιδιομορφές και μια δεδομένη διεύθυνση) είναι ίση με τη μάζα του φορέα.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 οι αποκρίσεις σε δύο ιδιομορφές ταλάντωσης i και j (που περιλαμβάνουν και μεταφορικές και στρεπτικές ιδιομορφές) μπορεί να ληφθούν ως ανεξάρτητες εφόσον οι περίοδοί τους T_i και T_j ικανοποιούν (με $T_j \leq T_i$) την ακόλουθη συνθήκη:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (7.2.1)$$

Όταν όλες οι σχετικές ιδιομορφικές αποκρίσεις μπορούν να θεωρηθούν αμοιβαία ανεξάρτητες, η μέγιστη τιμή E_E ενός εντατικού σεισμικού μεγέθους ή μετακίνησης μπορεί να ληφθεί ως:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

όπου:

E_E είναι το σεισμικό μέγεθος που εξετάζεται (δύναμη, μετακίνηση, κλπ)

E_{Ei} είναι η τιμή του ίδιου σεισμικού μεγέθους λόγω της ιδιομορφής ταλάντωση

Εάν η (7.2.1) δεν ικανοποιείται, θα υιοθετούνται ακριβέστερες μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων, όπως ο "Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός" CQC- κανόνας.

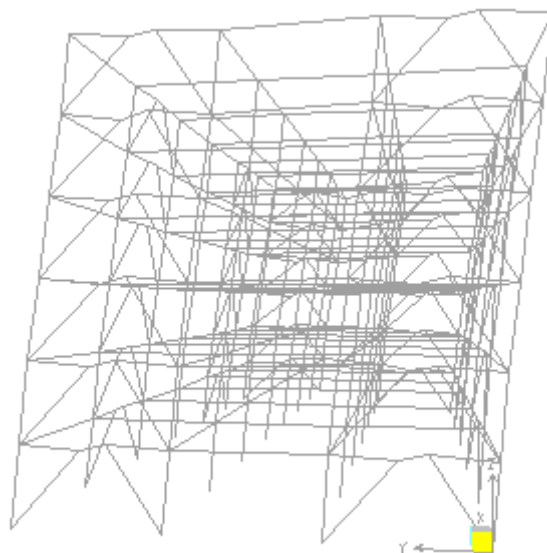
Ο υπολογισμός των δρωσών μαζών κάθε ιδιομορφής καθώς και του ποσοστού συμμετοχής κάθε ιδιομορφής επί της συνολικής δρωσας μάζας γίνεται απευθείας από το SAP. Ως μάζες θεωρήθηκαν αυτές που προκύπτουν από τον συνδυασμό:

$$\sum G + 0,3Q_{\delta\omega\mu} + 0,3 \times (0,8 \times Q_{ορ\acute{o}\phi})$$

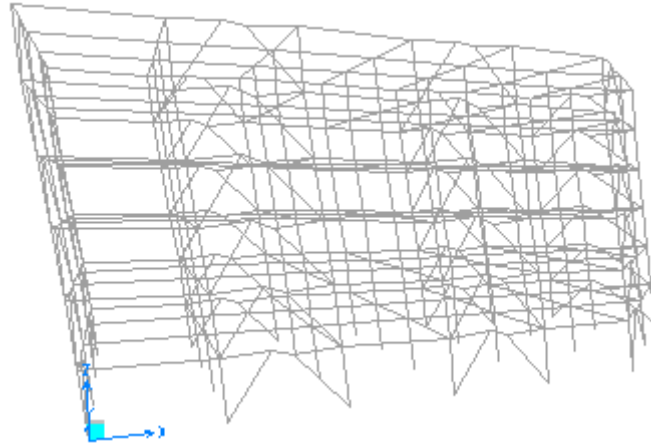
Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, όπως αυτά προκύπτουν από το πρόγραμμα κατά x και y παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 7.1: Ιδιομορφές και ιδιομορφικές μάζες

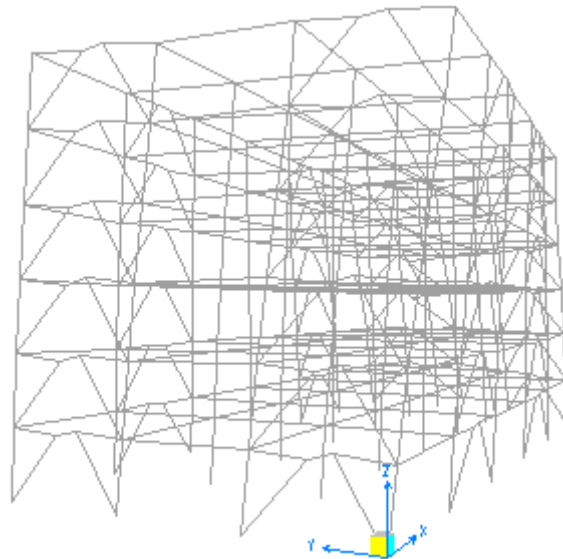
TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,931391	2,75E-05	0,80235	2,75E-05	0,80235
MODAL	Mode	2	0,670546	0,78109	6,35E-05	0,78112	0,80241
MODAL	Mode	3	0,540062	0,00111	0,00277	0,78222	0,80519
MODAL	Mode	4	0,329981	8,25E-06	0,13637	0,78223	0,94156
MODAL	Mode	5	0,235645	0,15192	5,06E-06	0,93415	0,94156



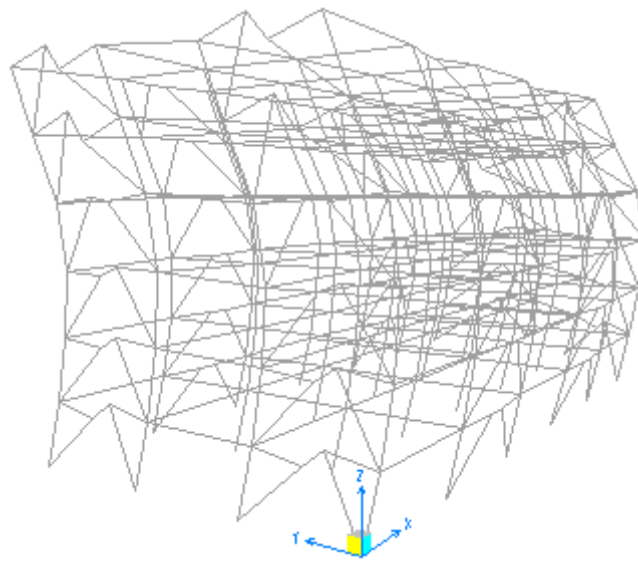
Σχήμα 7.1: 1^η Ιδιομορφή $T = 0,93sec$



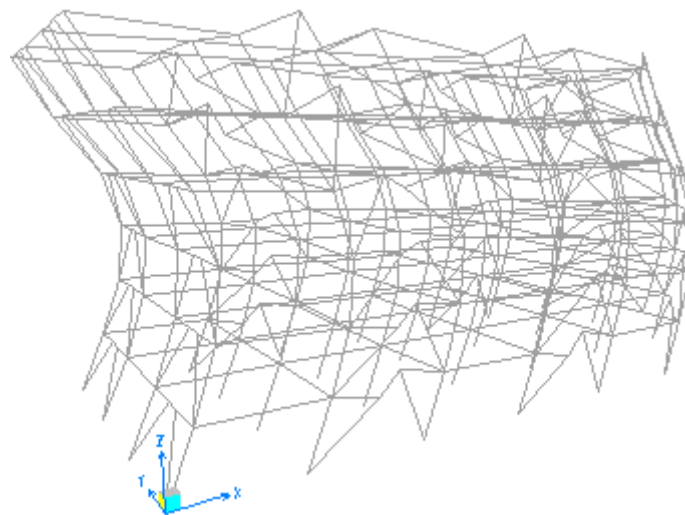
Σχήμα 7.2: 2^η Ιδιομορφή $T = 0,67sec$



Σχήμα 7.3: 3^η Ιδιομορφή $T = 0,54sec$



Σχήμα 7.4: 4^η Ιδιομορφή $T = 0,33sec$



Σχήμα 7.5: 5^η Ιδιομορφή $T = 0,24sec$

7.3 Περιορισμός βλαβών

Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης, οι δαπάνες των οποίων θα ήταν δυσανάλογα υψηλές σε σύγκριση με την δαπάνη του ίδιου του φορέα. Αυτή η «απαίτηση περιορισμού βλαβών» θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τα παρακάτω:

7.3.1 Περιορισμός σχετικής παραμόρφωσης ορόφου

Προκειμένου να ικανοποιείται η απαίτηση περιορισμού βλαβών πρέπει για κάθε περίπτωση να ισχύουν τα ακόλουθα όρια της σχετικής παραμόρφωσης του ορόφου d_r , η οποία λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου. Έτσι:

α) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία από ψαθυρό υλικό συνδεδεμένα με τον φορέα:

$$d_r v \leq 0,005h$$

β) για κτίρια με πλαστικά μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r v \leq 0,0075h$$

γ) για κτίρια με μη-φέροντα στοιχεία αγκυρωμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να μην επηρεάζονται από τις παραμορφώσεις του φορέα, ή για κτίρια που δεν έχουν μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r v \leq 0,010h$$

όπου

h είναι το ύψος του ορόφου

v είναι συντελεστής μείωσης που λαμβάνει υπόψη τη μικρότερη περίοδο επαναφοράς της σεισμικής δράσης που συνδέεται με την απαίτηση περιορισμού

βλαβών. Οι συνιστώμενες τιμές του ν είναι 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV και $\nu = 0.5$ για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II.

Επιπλέον, σύμφωνα με την παράγραφο 4.3.4 του EN 1998-1, στη γραμμική ανάλυση οι μετακινήσεις που προκαλούνται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με την βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s = q_d d_e$$

όπου

d_s είναι η μετακίνηση σημείου του στατικού συστήματος που προκαλείται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού

q_d είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς μετακίνησης, που λαμβάνεται ίσος με τον q εκτός αν ορίζεται διαφορετικά

d_e είναι η μετακίνηση του ίδιου σημείου του στατικού συστήματος, όπως προσδιορίζεται από την γραμμική ανάλυση βασισμένη στο φάσμα απόκρισης

Το κτίριό μας ανήκει στην περίπτωση β) έτσι ώστε $d_r \nu \leq 0,0075h$

Επομένως,

Μετά την ανάλυση προέκυψε ότι η μέγιστη οριζόντια σχετική παραμόρφωση βρίσκεται στο 4^ο όροφο και για σεισμό κατά x και για σεισμό κατά y.

➤ Σεισμός κατά x

$$\left. \begin{array}{l} d_{s,top} = 0,72cm \\ d_{s,bot} = 0,52cm \\ \nu = 0,4 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} d_r = (d_{s,bot} - d_{s,bot})q = 0,20cm \times 6 = 1,2cm \\ d_r \nu = 1,2 \times 0,4 = 0,48cm < 0,0075 \times 300 = 2,25cm \end{array}$$

➤ Σεισμός κατά y

$$\left. \begin{array}{l} d_{s,top} = 0,72cm \\ d_{s,bot} = 0,99cm \\ \nu = 0,4 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} d_r = (d_{s,bot} - d_{s,bot})q = 0,27cm \times 6 = 1,62cm \\ d_r \nu = 1,5 \times 0,4 = 0,65cm < 0,0075 \times 300 = 2,25cm \end{array}$$

Επομένως, για σεισμούς κατά x , y ικανοποιείται ο έλεγχος περιορισμού βλαβών για όλους τους ορόφους.

7.3.2 Φαινόμενα 2^{ας} τάξεως

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P-Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0,10$$

όπου:

θ είναι ο συντελεστής ευαισθησίας σχετικής μετακίνησης του ορόφου

P_{tot} είναι το συνολικό φορτίο βαρύτητας στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού του ορόφου που εξετάζεται και των υπερκείμενων ορόφων

d_r είναι η τιμή σχεδιασμού της σχετικής μετακίνησης του ορόφου, που λαμβάνεται ως η διαφορά των μέσων οριζόντιων μετακινήσεων d_s των δαπέδων του υπό εξέταση ορόφου και υπολογίζεται σύμφωνα με την 7.3.1

V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και

h είναι το ύψος του ορόφου.

Ακόμη,

- Εάν $0,1 < \theta \leq 0,2$, τα αποτελέσματα δευτέρας τάξεως μπορούν να ληφθούν υπόψη προσεγγιστικά πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα σεισμικά εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις με συντελεστή ίσο με $1/(1 - \theta)$.
- Η τιμή του συντελεστή θ δεν θα υπερβαίνει το 0,3.

Σύμφωνα με τον EN1998, παράγραφος 4.3.3.2.3, τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθοριστούν με την εφαρμογή των οριζόντιων φορτίων F_i σε όλους τους ορόφους με την υπόθεση ότι οι πλάκες είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j}$$

όπου

F_i είναι το οριζόντιο φορτίο που ασκείται στον όροφο

F_b είναι η σεισμική τέμνουσα βάσης

s_i, s_j είναι οι μετακινήσεις των μαζών m_i, m_j που αντιστοιχούν στην θεμελιώδη ιδιομορφή

m_i, m_j είναι οι μάζες των ορόφων

Θεμελιώδεις ιδιομορφές θεωρούνται η πρώτη και η δεύτερη. Για σεισμό κατά x θεμελιώδης ιδιομορφή είναι η δεύτερη με ποσοστό συμμετοχής μάζας 78,1%, ενώ για σεισμό κατά y είναι η πρώτη με ποσοστό συμμετοχής μάζας 80,2%.

Πρώτος όροφος: $F_{1x} = V_{tot} = 1100kN$ και $F_{1y} = V_{tot} = 1092kN$

Δεύτερος όροφος: $F_2 = F_1 \times \frac{s_2 \times m_2}{\sum (s_j \times m_j)} + F_3$

Τρίτος όροφος: $F_3 = F_1 \times \frac{s_3 \times m_3}{\sum (s_j \times m_j)} + F_4$

Τέταρτος όροφος: $F_4 = F_1 \times \frac{s_4 \times m_4}{\sum (s_j \times m_j)} + F_5$

Πέμπτος όροφος: $F_5 = F_1 \times \frac{s_5 \times m_5}{\sum (s_j \times m_j)} + F_6$

Έκτος όροφος: $F_6 = F_1 \times \frac{s_6 \times m_6}{\sum (s_j \times m_j)}$

Έτσι, για σεισμό κατά x και y τα αποτελέσματα των φαινομένων 2^{ας} τάξεως φαίνονται στους ακόλουθους πίνακες.

Πίνακας 7.2: Επιρροή φαινομένων 2^{ος} τάξεως κατά x

Όροφος	δ για τη 2 ^η ιδιομορφή (cm)	Συμμετέχουσα μάζα ανά όροφο P_{tot} (kN)	δ για σεισμό κατά x (cm)	d_r (cm)	Κατανομή τέμνουσας ανά όροφο V_{tot} (kN)	$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$	Έλεγχος
1 ^{ος}	0,47	22541,66	0,15	0,9	1100	0,06	$\theta < 0,1$
2 ^{ος}	1,05	18796,68	0,19	1,14	1054,45	0,07	$\theta < 0,1$
3 ^{ος}	1,64	15051,70	0,18	1,08	952,69	0,06	$\theta < 0,1$
4 ^{ος}	2,26	11306,72	0,20	1,2	793,74	0,06	$\theta < 0,1$
5 ^{ος}	2,77	7561,74	0,17	1,02	574,70	0,04	$\theta < 0,1$
6 ^{ος}	3,10	3816,76	0,11	0,66	306,23	0,03	$\theta < 0,1$

Πίνακας 7.3: Επιρροή φαινομένων 2^{ος} τάξεως κατά y

Όροφος	δ για τη 1 ^η ιδιομορφή (cm)	Συμμετέχουσα μάζα ανά όροφο P_{tot} (kN)	δ για σεισμό κατά y (cm)	d_r (cm)	Κατανομή τέμνουσας ανά όροφο V_{tot} (kN)	$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$	Έλεγχος
1 ^{ος}	0,52	22541,66	0,23	1,38	1100	0,09	$\theta < 0,1$
2 ^{ος}	0,89	18796,68	0,25	1,5	1054,45	0,08	$\theta < 0,1$
3 ^{ος}	1,37	15051,70	0,24	1,44	952,69	0,07	$\theta < 0,1$
4 ^{ος}	1,95	11306,72	0,27	1,62	793,74	0,05	$\theta < 0,1$
5 ^{ος}	2,37	7561,74	0,21	1,26	574,70	0,06	$\theta < 0,1$
6 ^{ος}	2,67	3816,76	0,15	0,9	306,23	0,04	$\theta < 0,1$

7.4 Στατική ανελαστική ανάλυση Pushover

7.4.1 Εισαγωγή

Όπως αναφέραμε, η αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής αποτελεί μια πολύ σημαντική διαδικασία που χρησιμοποιείται συνήθως για τον έλεγχο υφιστάμενων κατασκευών ή για τον έλεγχο της μελέτης νέων. Η διαδικασία αυτή εξετάζει τη σεισμική απόκριση της κατασκευής αλλά και εκτιμά παράγοντες όπως η αντοχή, η διαθέσιμη και η απαιτούμενη πλαστικότητα του φορέα σε διάφορα επίπεδα επιτελεστικότητας. Οι διάφοροι κανονισμοί ορίζουν στάθμες επιτελεστικότητας ανάλογα με το αναμενόμενο επίπεδο βλαβών τόσο για το φέροντα, όσο και για το μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή το σύστημα που δε συμμετέχει στην ανάληψη φορτίων. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας.

Η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι η θεωρητικά ιδανικότερη προσέγγιση στο πρόβλημα της σεισμικής αποτίμησης, δεδομένου ότι η απόκριση της κατασκευής στη σεισμική διέγερση είναι κατά κανόνα ανελαστική. Αποδίδει με ρεαλιστικό τρόπο την απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου προσδιορίζοντας την ανελαστικοποίηση στις κρίσιμες διατομές του φορέα. Πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι λαμβάνει υπόψη την επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών πριν και μετά τη διαρροή των κρίσιμων περιοχών του φορέα. Ωστόσο, απαραίτητη προϋπόθεση για την επιτυχή εφαρμογή της μεθόδου είναι η ορθή αξιολόγηση των αποτελεσμάτων της και κυρίως η κατάλληλη σύγκριση των απαιτήσεων που προκύπτουν από την ανάλυση με τα αντίστοιχα διαθέσιμα μεγέθη του φορέα. Όμως, τόσο οι απαιτήσεις, όσο και τα αντίστοιχα διαθέσιμα μεγέθη χαρακτηρίζονται από αρκετά υψηλό βαθμό αβεβαιότητας που πρέπει να συνεκτιμηθεί με ρεαλιστικό τρόπο στην αποτίμηση.

Η ανελαστική στατική ανάλυση αποτελεί μια σχετικά πιο απλή και αποδοτική τεχνική για την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Προσδιορίζεται η διαδοχική σειρά εμφάνισης των σημείων διαρροής και αστοχίας των στοιχείων, η εικόνα παραμόρφωσης του φορέα στην εξεταζόμενη διεύθυνση και ελέγχεται η

επάρκεια του φορέα για σεισμική διέγερση που αντιστοιχεί στο σεισμό σχεδιασμού και στο σεισμό αποφυγής κατάρρευσης μέσω της καμπύλης αντοχής του φορέα. Εμφανίζει κάποια μειονεκτήματα που αφορούν κυρίως στην προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης, η οποία ορίζεται ως στατική φόρτιση καθώς και την αδυναμία της να λάβει υπόψη την επίδραση των ανώτερων ιδιομορφών στην απόκριση της κατασκευής. Παρόλα αυτά, όμως θεωρείται ότι μπορεί να συλλάβει τα βασικά στοιχεία που καθορίζουν την απόκριση του φορέα. Επομένως, με την πρόβλεψη κατάλληλων περιορισμών, η ανελαστική στατική μέθοδος κρίνεται κατάλληλη για την ανάλυση και την αποτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς μιας κατασκευής. Στην παρούσα εργασία, η αποτίμηση του τελικού φορέα πραγματοποιείται και με χρήση στατικής ανελαστικής μεθόδου.

7.4.2 Περιγραφή στατικής ανελαστικής ανάλυσης

Η μέθοδος της ανελαστικής στατικής ανάλυσης, γνωστής και ως μέθοδος της πλευρικής ώθησης ή επιφόρτισης (Pushover), χρησιμοποιείται ως ένας οικονομικός προσεγγιστικός τρόπος προσδιορισμού της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την ανελαστική συμπεριφορά, αλλά εφαρμόζει τα σεισμικά φορτία σταθερά. Πιο αναλυτικά, η κατασκευή φορτίζεται με κατακόρυφα σταθερά μόνιμα και κινητά φορτία, καθώς και με πλευρικά που αυξάνουν βαθμιαία μέχρι τελικής κατάρρευσης.

Η μη γραμμική στατική ανάλυση μπορεί να πραγματοποιηθεί επιβάλλοντας δυνάμεις ελέγχου ή μετακινήσεις. Σε κάθε περίπτωση, ο τύπος της φόρτισης που θα επιβληθεί στην κατασκευή προέρχεται από κατάλληλο συνδυασμό επιμέρους φορτίσεων, η κλιμάκωση των οποίων μπορεί να διαφοροποιηθεί. Στη συγκεκριμένη εργασία, η ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιείται μέσω μιας μέγιστης επιβαλλόμενης μετακίνησης σε κάποιον κόμβο της στέγης. Το προφίλ της μετακίνησης, αρχικά χωρίζεται σε ένα συγκεκριμένο αριθμό βημάτων βάσει των οποίων τελικά γίνεται η ανάλυση του φορέα. Σε κάθε βήμα, η κατασκευή πραγματοποιεί συγκεκριμένη μετακίνηση και για το κάθε βήμα υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην κατασκευή για τη δεδομένη κατάσταση παραμόρφωσης. Αυτό

γίνεται έτσι ώστε να αναλυθεί ο τρόπος συμπεριφοράς της κατασκευής όχι μόνο για μια συγκεκριμένη σεισμική καταπόνησή της, αλλά και για να προσδιοριστεί η καμπύλη συμπεριφοράς της.

Κατά την ελαστοπλαστική ανάλυση ενός κτιρίου υπό ένα οριζόντιο στατικό φορτίο σεισμού (ανεξάρτητο από το χρόνο) που αυξάνει μονότονα, προκύπτει μια καμπύλη μετακίνησης της οροφής του κτιρίου που καλείται καμπύλη συμπεριφοράς. Η κλίση της καμπύλης μειώνεται διαδοχικά λόγω εμφάνισης πλαστικών αρθρώσεων. Ως στάθμες συμπεριφοράς του φορέα, που εξαρτώνται από το είδος και το ύψος των ζημιών διακρίνουμε την Άμεση Λειτουργία, την Ασφάλεια Ζωής και την Αποφυγή Κατάρρευσης.

7.4.3 Στάθμες επιτελεστικότητας

Σημείο αναφοράς του αντισεισμικού σχεδιασμού, με βάση την επίδοση, αποτελεί η επιθυμητή (από τον κύριο του έργου) σεισμική επίδοση ή επιτελεστικότητα (seismic performance) του κτιρίου, δηλαδή η επιθυμητή (ή ανεκτή) οριακή κατάσταση βλαβών μετά το σεισμό. Η επιτελεστικότητα του κτιρίου εξαρτάται από τη σύγκριση δύο μεγεθών, της ικανότητας του να ανταποκρίνεται στη σεισμική διέγερση και της απαίτησης στη σεισμική διέγερση που είναι πιθανό το κτίριο να υποβληθεί, η οποία καθορίζεται από το φάσμα σχεδιασμού που εισάγεται για κάθε περιοχή.

Όλοι οι κανονισμοί ορίζουν, με μικροδιαφορές, τρεις βασικές στάθμες επιτελεστικότητας για το φέροντα οργανισμό αλλά και τα μη-φέροντα στοιχεία, ανάλογα με το είδος και το επίπεδο των ζημιών που αναπτύσσονται στην κατασκευή. Σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας.

Στάθμη 1: Άμεση λειτουργία (Immediate Occupancy –IO): Η κατασκευή συνεχίζει τη λειτουργία της με ελαφρές μόνο βλάβες. Όσον αφορά στο φέροντα οργανισμό, το επίπεδο βλαβών είναι τέτοιο ώστε καμία λειτουργία του κτιρίου να μη διακόπτεται κατά τη διάρκεια και μετά τον σεισμό, εκτός ενδεχομένως από δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Τα στοιχεία του φέροντα οργανισμού ουσιαστικά δεν έχουν

εισαχθεί σημαντικά στη μετελαστική περιοχή με αποτέλεσμα να διατηρούν την αντοχή και δυσκαμψία τους καθώς και οι παραμένουσες παραμορφώσεις, κυρίως σε επίπεδο σχετικών μετακινήσεων ορόφων, θεωρούνται ασήμαντες. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι οι βλάβες περιορίζονται σε αραιές τριχοειδείς ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα στα υποστυλώματα του ισογείου, οι οποίες δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό, όπως και πριν το σεισμό καθώς επίσης η διαρροή του διαμήκους σπλισμού είναι πολύ περιορισμένη. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι αμελητέος.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία, παρατηρούνται μικρές μόνο βλάβες, οι οποίες δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες. Οι προσβάσεις και τα συστήματα ασφαλείας (π.χ. κλιμακοστάσια, πόρτες, ανελκυστήρες, συστήματα πυρασφάλειας, γεννήτριες κλπ.) παραμένουν σε λειτουργία.

Στάθμη 2: Ασφάλεια ζωής (Life Safety- LS): Κατά την κατάσταση αυτή αναμένεται να παρουσιαστούν επισκευάσιμες βλάβες στον φέροντα οργανισμό του κτιρίου, χωρίς όμως να συμβεί θάνατος ή σοβαρός τραυματισμός ατόμων εξαιτίας αυτών των βλαβών, και μέρος της αντοχής και δυσκαμψίας του έναντι οριζοντίων δράσεων αλλά πριν τη λειτουργία του είναι σκόπιμο να γίνουν επισκευές και να εφαρμοστούν προσωρινά συστήματα ενίσχυσης της δυσκαμψίας, όπως χιαστί σύνδεσμοι. Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία είναι ικανά να φέρουν τα υπερκείμενα φορτία από τα οποία καταπονούνται οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις των ορόφων είναι μέτριες. Όλα τα στοιχεία φέροντα οργανισμού επιτρέπεται να αναπτύξουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις, αλλά τα πρωτεύοντα στοιχεία πρέπει να διαθέτουν σημαντικό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας τους. Όσον αφορά στα μη-φέροντα στοιχεία (όπως διαχωριστικοί τοίχοι), αναμένονται να υποστούν βλάβες χωρίς όμως απειλή κατάρρευσης.

Στάθμη 3: Αποφυγή κατάρρευσης (Collapse Prevention- CP): Είναι μία κατάσταση όπου αναμένεται να παρουσιαστούν εκτεταμένες σοβαρές (μη-επισκευάσιμες κατά πλειονότητα) βλάβες στον φέροντα οργανισμό, κατά τη διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού. Παρόλα αυτά ο φορέας έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα

προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία (κατά τη διάρκεια του σεισμού και για ένα διάστημα μετά τον σεισμό), χωρίς πάντως να διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Έχουμε επίσης σημαντική μείωση της δυσκαμψίας και αντοχής του συστήματος ανάληψης οριζοντίων δυνάμεων. Οι παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες και υπάρχουν μη αναστρέψιμες παραμορφώσεις. Το κτίριο κατά κανόνα δεν επισκευάζεται και δεν είναι ασφαλές προς χρήση, διότι μπορεί να καταρρεύσει σ' ένα μετασεισμό. Οι στύλοι εμφανίζουν εκτεταμένη ρηγμάτωση και πλαστικές αρθρώσεις. Τα κοντά υποστυλώματα εμφανίζουν εκτεταμένες ζημιές και πολλά ματίσματα οπλισμών έχουν αστοχήσει.

Όσον αφορά στα μη-φέροντα κατακόρυφα στοιχεία, δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί η διαθέσιμη παραμόρφωση αστοχίας τους, ενώ για τα οριζόντια μη-φέροντα στοιχεία επιτρέπονται υπερβάσεις.

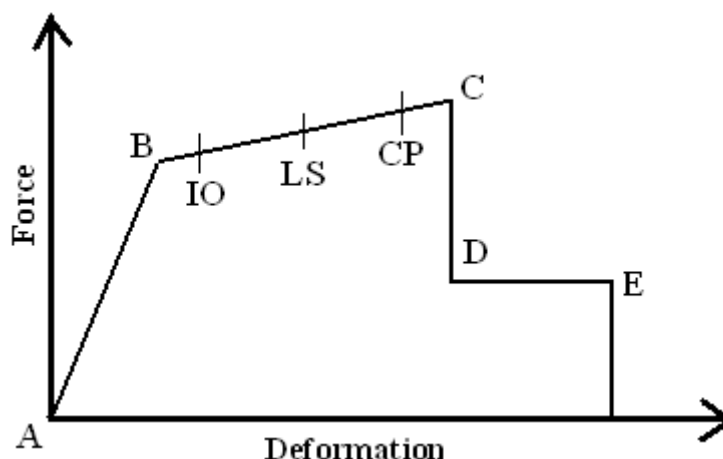
Προκειμένου να χαρακτηριστεί η συμπεριφορά του κτιρίου ως ικανοποιητική θα πρέπει να πληροί την εξής προϋπόθεση: Ασφάλεια ζωής για το σεισμό σχεδιασμού και συγχρόνως αποφυγή κατάρρευσης για τον μεγάλο (πολύ σπάνιο) σεισμό. Η συμπεριφορά του κτιρίου χαρακτηρίζεται ως καλή, εφόσον πληροί και πρόσθετη προϋπόθεση: Άμεση λειτουργία για συχνό σεισμό και ταυτόχρονα περιορισμένες ζημιές για περιστασιακό σεισμό.

Η σχέση ανάμεσα στις στάθμες επιτελεστικότητας και στη συχνότητα εμφάνισης σεισμικών δράσεων σχεδιασμού παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα. Η γραμμή 1-3 είναι ο «Βασικός στόχος» και προσδιορίζει μία σειρά από επίπεδα επιτελεστικότητας για συνήθεις κατασκευές, ενώ οι γραμμές 2-3 που είναι η «Αυξημένη Απαιτήση» και 3-3 που είναι η «Πολύ Αυξημένη Απαιτήση» αφορούν κατασκευές με αυξημένη σπουδαιότητα, όπως για παράδειγμα νοσοκομεία.

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1		Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3		

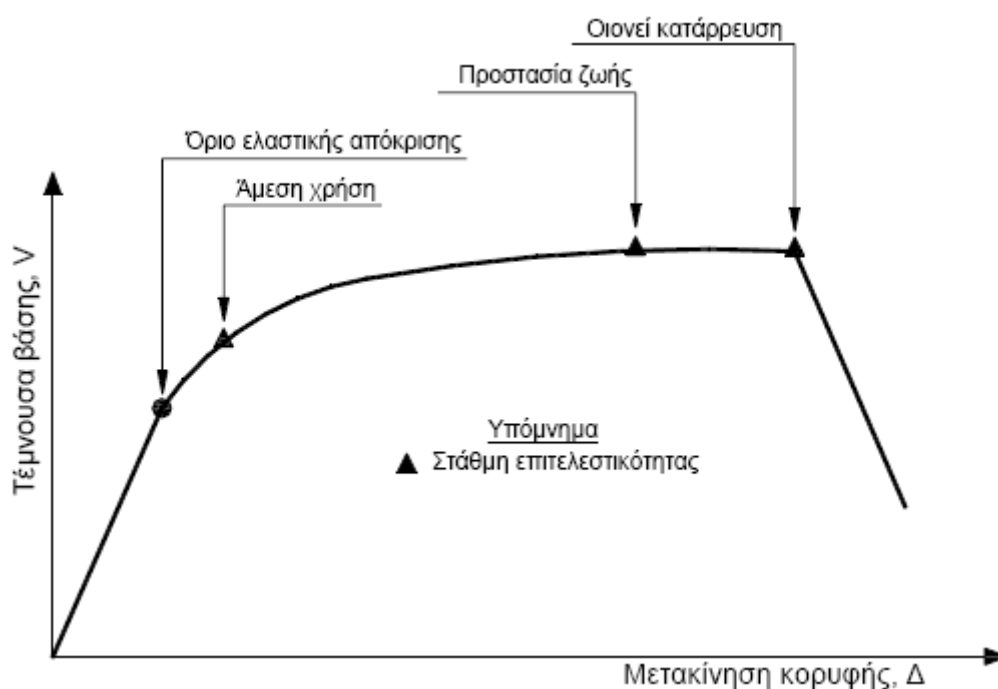
Σχήμα 7.4: Στάθμες σεισμού σε σχέση με την απαίτηση συμπεριφοράς

Στην Pushover τα μέλη του φορέα υπακούουν σε συγκεκριμένα μοντέλα πλαστικής παραμόρφωσης. Αυτά τα μοντέλα περιγράφονται μέσα από διαγράμματα συμπεριφοράς υλικών, όπως αυτό στο παρακάτω σχήμα. Ο κάθετος άξονας είναι η δύναμη (αξονική, διατμητική ή ροπή) και ο οριζόντιος η παραμόρφωση (μετατόπιση ή στροφή). Η AB είναι η περιοχή ελαστικής συμπεριφοράς. Το B είναι το σημείο διαρροής, το οριακό σημείο πριν ξεκινήσει η πλαστικοποίηση, φτάνοντας στην τελική αντοχή (σημείο C). Ακολουθεί μείωση της αντοχής (σημείο D) μέχρι το σημείο μέγιστης παραμόρφωσης χωρίς την ικανότητα παραλαβής φορτίων (σημείο E). για την επίλυση της στατικής ανελαστικής ανάλυσης πρέπει να καθοριστούν τα σημεία A, B, C, D.



Σχήμα 7.5: Όριο παραμόρφωσης και αντίστοιχα σημεία επιτελεστικότητας

Αφού καθοριστούν οι καμπύλες που περιγράφουν τη συμπεριφορά των στοιχείων της κατασκευής και οι στάθμες επιτελεστικότητας κάθε στοιχείου πάνω στην αντίστοιχη καμπύλη, μπορεί να κατασκευαστεί η καμπύλη αντίστασης όλης της κατασκευής και να τοποθετηθούν πάνω σε αυτή όλα τα στοιχεία που αντιστοιχούν στις διάφορες στάθμες επιτελεστικότητας συνολικά για την κατασκευή, όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



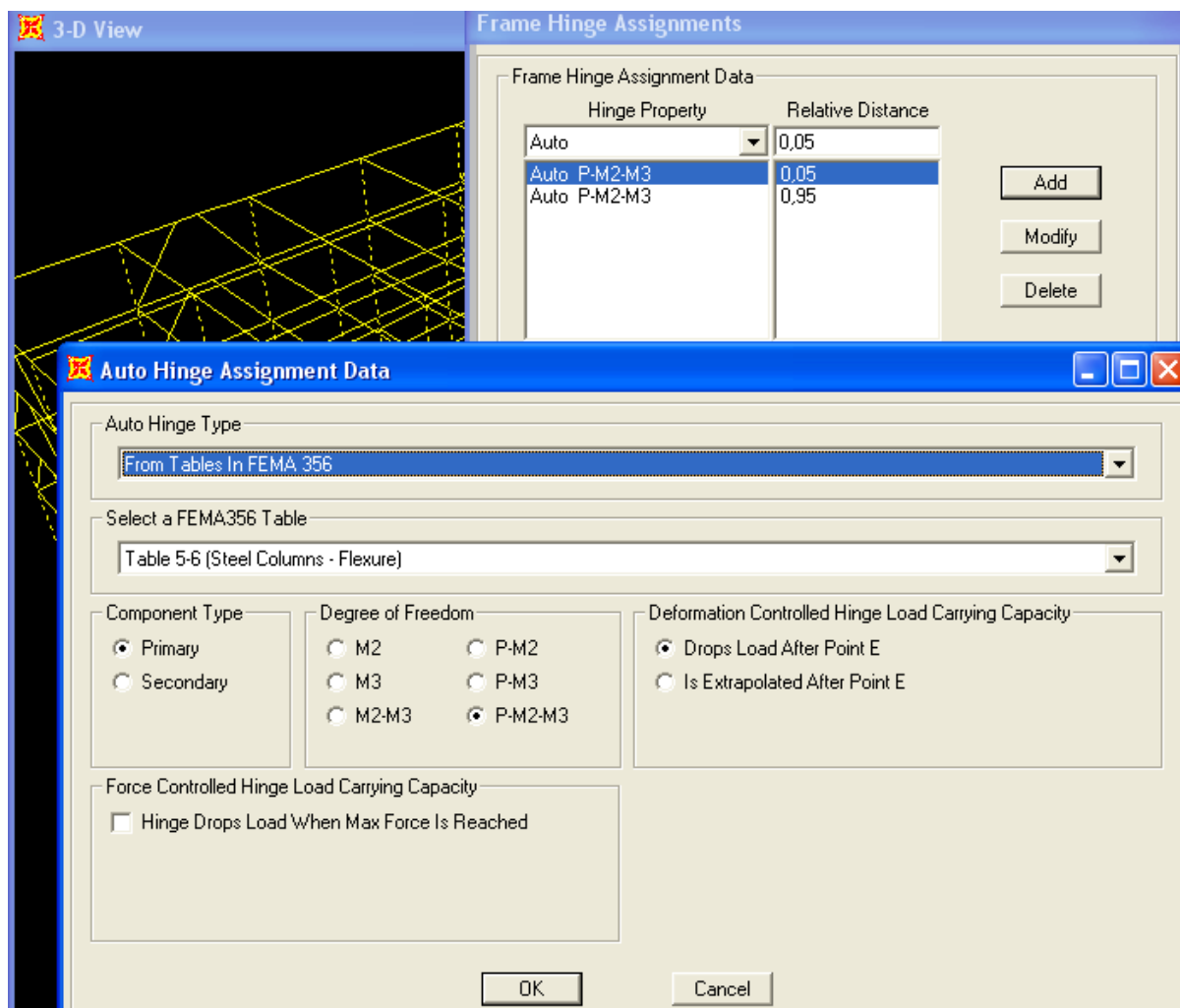
Σχήμα 7.6: Ορισμός σταθμών επιτελεστικότητας στην καμπύλη αντίστασης

7.4.4 Εφαρμογή της στατικής ανελαστικής ανάλυσης στο Sap2000

Υποβάλλουμε το μοντέλο της κατασκευής μας σε στατική ανελαστική ανάλυση με κύριο στόχο τη ζητούμενη καμπύλη φασματικής ικανότητας και την προκύπτουσα μετατόπιση του κτιρίου, από την οποία καταλήγουμε σε χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με την απομένουσα αντοχή του. Παρακολουθούμε επίσης την εμφάνιση των πλαστικών αρθρώσεων και αναζητούμε τη στιγμή διαρροής τους και μετάβασης από τη μια στάθμη ασφαλείας στην επόμενη. Με αυτό τον τρόπο μελετάμε τη μετάβαση από τη στάθμη A στη στάθμη CP, μετά την οποία έχουμε την πλαστικοποίηση της εκάστοτε άρθρωσης.

Προσομοίωση των πλαστικών αρθρώσεων

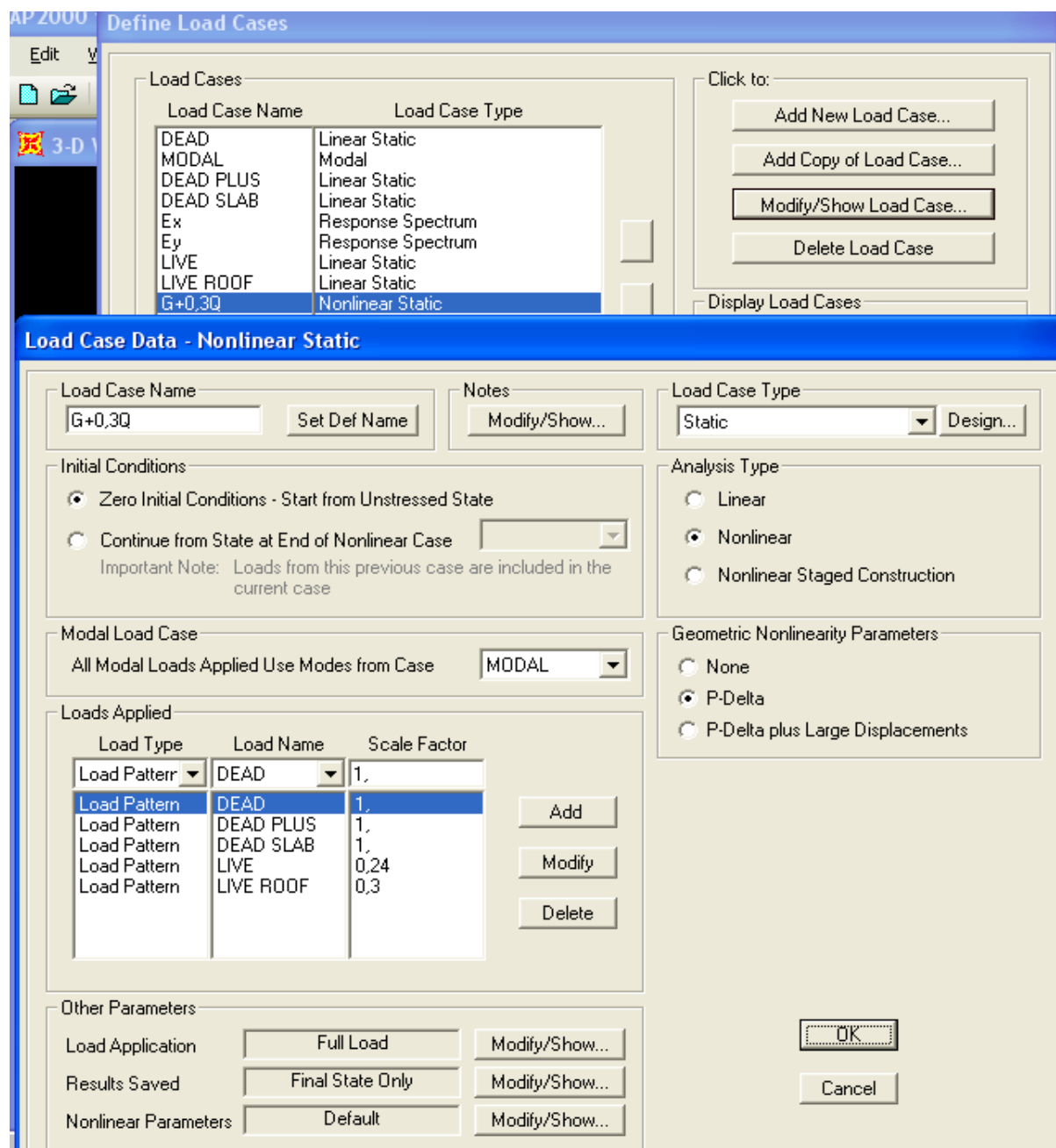
Αρχικά, πρέπει να καθοριστούν οι ιδιότητες των πλαστικών αρθρώσεων στην περιοχή των κρίσιμων διατομών. Στη συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκε η αυτόματη εισαγωγή πλαστικών αρθρώσεων που διαθέτει το πρόγραμμα. Επιλέχθηκαν πλαστικές αρθρώσεις με ιδιότητες που καθορίζονται από τους πίνακες της FEMA 356. Ως κρίσιμες διατομές θεωρούνται εκείνες στις οποίες είναι πιθανός ο σχηματισμός της πλαστικής άρθρωσης. Συνεπώς, ορίστηκαν στοιχεία hinges στην αρχή και στο τέλος κάθε γραμμικού στοιχείου. Στην εντολή Relative Distance επιλέγουμε τις τιμές 0,05 και 0,95, γιατί με αυτό τον τρόπο καθορίζουμε την εκάστωτε άρθρωση κοντά στην αρχή και στο τέλος κάθε μέλους. Στοιχεία Hinges εφαρμόστηκαν σε όλες τις δοκούς, δοκούς σύζευξης, υποστυλώματα και συνδέσμους δυσκαμψίας.



Σχήμα 7.7: Καθορισμός πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα

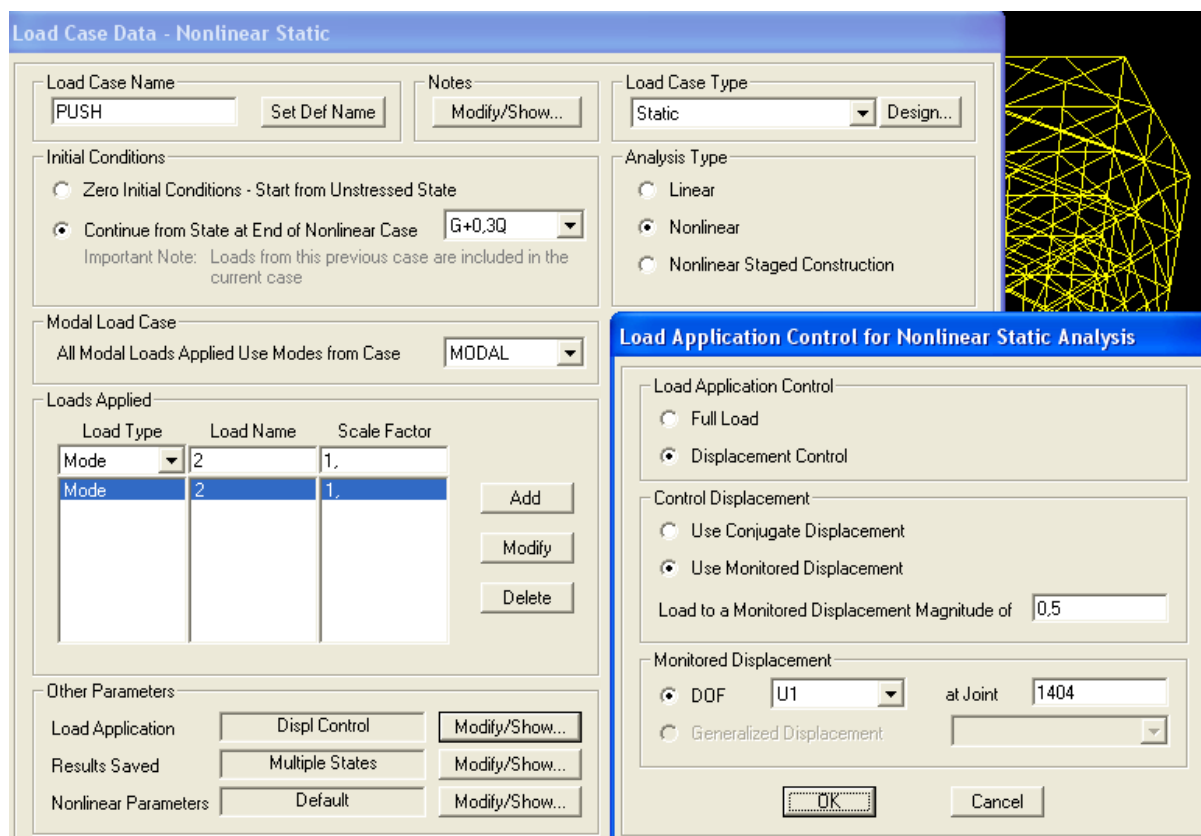
Προσομοίωση της φόρτισης του φορέα

Ο φορέας φορτίζεται με τα φορτία βαρύτητας τα οποία έχουν καθορισμένο όριο εφαρμογής ίσο με την τιμή $G+0,3Q$ και με τα οριζόντια (σεισμικά) τα οποία θα εφαρμοστούν με αυξητικό τρόπο μέχρι την κατάρρευση του φορέα. Ορίζονται δύο φορτιστικές καταστάσεις: η πρώτη με την ονομασία $G+0,3Q$ που αντιστοιχεί στα κατακόρυφα φορτία και η δεύτερη με την ονομασία PUSH που αντιστοιχεί στα οριζόντια φορτία. Στο σχήμα 7.7 παρουσιάζονται όλα τα απαιτούμενα στοιχεία που ορίζονται στο πρόγραμμα Sap2000 για τον καθορισμό της φορτιστικής κατάστασης $G+0,3Q$.



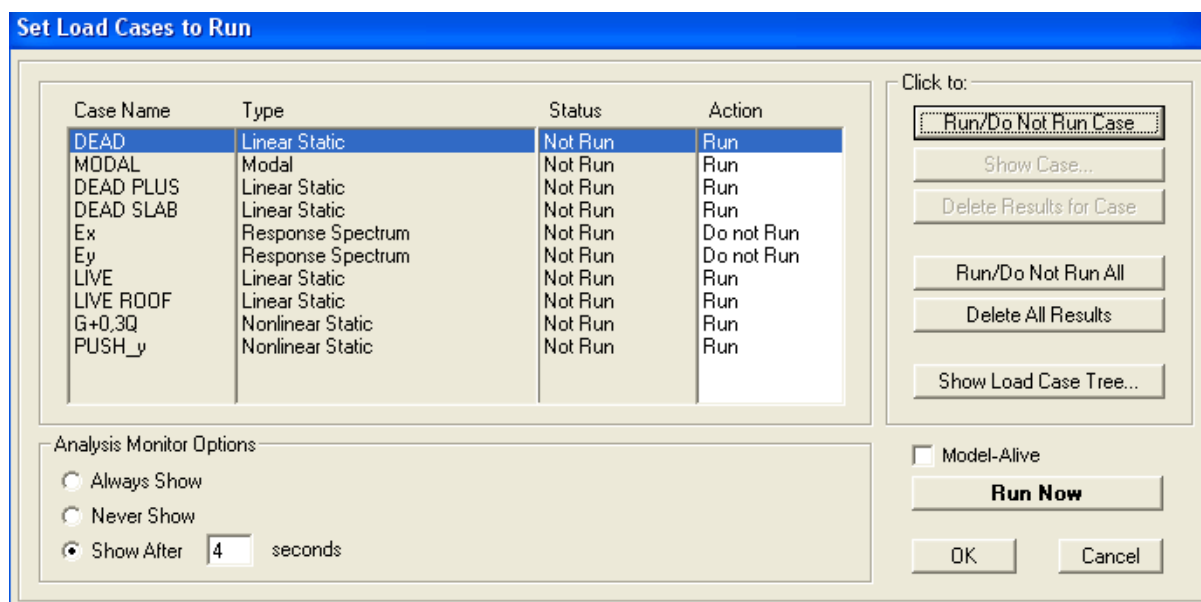
Σχήμα 7.8: Καθορισμός της φορτιστικής κατάστασης G+0,3Q

Αντίστοιχα, στο σχήμα 7.8 φαίνονται όλα τα απαιτούμενα στοιχεία που πρέπει να δηλωθούν στο πρόγραμμα Sap2000 για τον καθορισμό της φορτιστικής κατάστασης PUSH. Αυτή η φορτιστική κατάσταση εφαρμόζεται μετά την ολοκλήρωση της φορτιστικής κατάστασης G+0,3Q, δηλαδή μετά την εφαρμογή όλων των κατακόρυφων φορτίων της κατασκευής. Η κατανομή των φορτίων γίνεται σύμφωνα με τη θεμελιώδη εφαρμογή του φορέα στη διεύθυνση που εξετάζουμε.



Σχήμα 7.9: Καθορισμός της φοριστικής κατάστασης PUSH

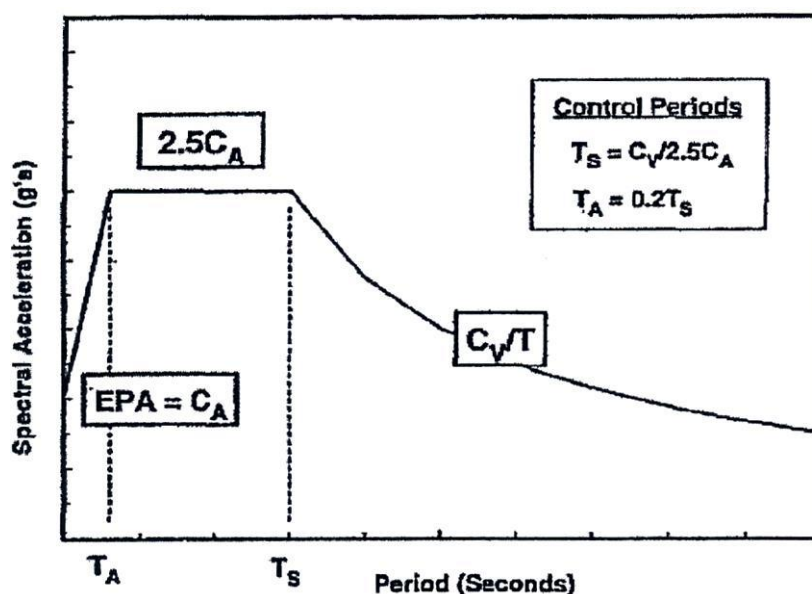
Στη συνέχεια τρέχουμε το πρόγραμμα.



Σχήμα 7.10: Ανάλυση

Σεισμικές παράμετροι

Οι τιμές των παραμέτρων C_a και C_v ελέγχουν το σχήμα του διαγράμματος φασματικής απόκρισης. Για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας, αποδίδεται στο δόμημα μία ορισμένη τιμή των σεισμικών συντελεστών σύμφωνα με κάποιους πίνακες του κανονισμού ATC-40. Οι πίνακες αυτοί όμως δεν έχουν εφαρμογή στην ελληνική πραγματικότητα και έτσι για τον υπολογισμό των συντελεστών χρησιμοποιείται ένας εναλλακτικός τρόπος. Σύμφωνα με τον κανονισμό ATC-40 ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης για κάθε επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας βασίζεται στις σεισμικές παραμέτρους της περιοχής C_a και C_v . Το παρακάτω σχήμα παρουσιάζει την κατασκευή ενός ελαστικού φάσματος απόκρισης.



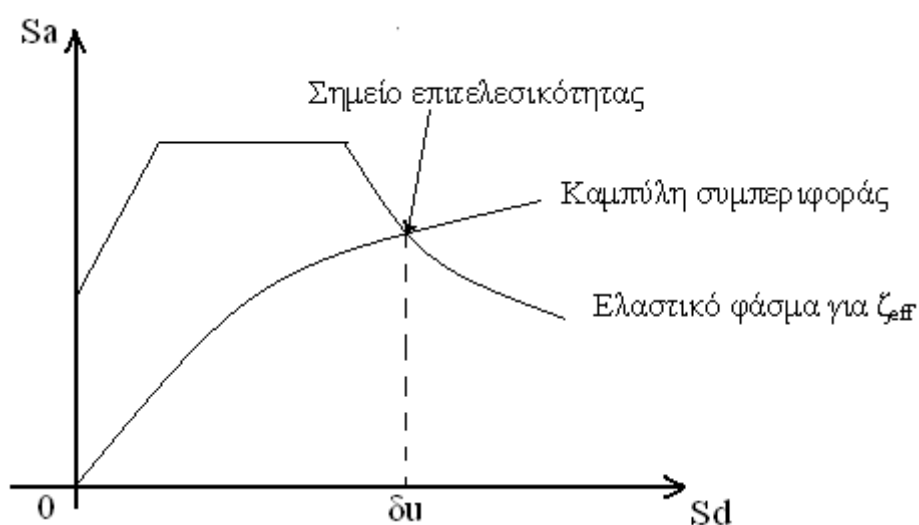
Σχήμα 7.11: Κατασκευή ελαστικού φάσματος απόκρισης

Έτσι, εξισώνοντας το παραπάνω φάσμα με το ελαστικό φάσμα απόκρισης έχουμε τις ακόλουθες τιμές των σεισμικών παραμέτρων: $C_a=0,192$ και $C_v=0,24$.

Εύρεση στοχευόμενης μετακίνησης

Η Pushover, όπως παρουσιάζεται στο ATC-40, έχει στόχο τον υπολογισμό της μέγιστης μετακίνησης μιας κατασκευής για ένα δεδομένο φάσμα σχεδιασμού, λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική μη γραμμική συμπεριφορά της για μεγάλες

παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα, η ζητούμενη μετακίνηση (σημείο επιτελεστικότητας, στοχευόμενη μετακίνηση) προκύπτει από το σημείο τομής της υπερωθητικής καμπύλης συμπεριφοράς (pushover), η οποία εκφράζει την αντίσταση (capacity) της κατασκευής, με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, που εκφράζει την απαίτηση (demand) που αντιστοιχεί στην ενεργό απόσβεση. Η ενεργός απόσβεση (ζ_{eff}) ισούται με το άθροισμα της ελαστικής και της υστερητικής απόσβεσης της κατασκευής.

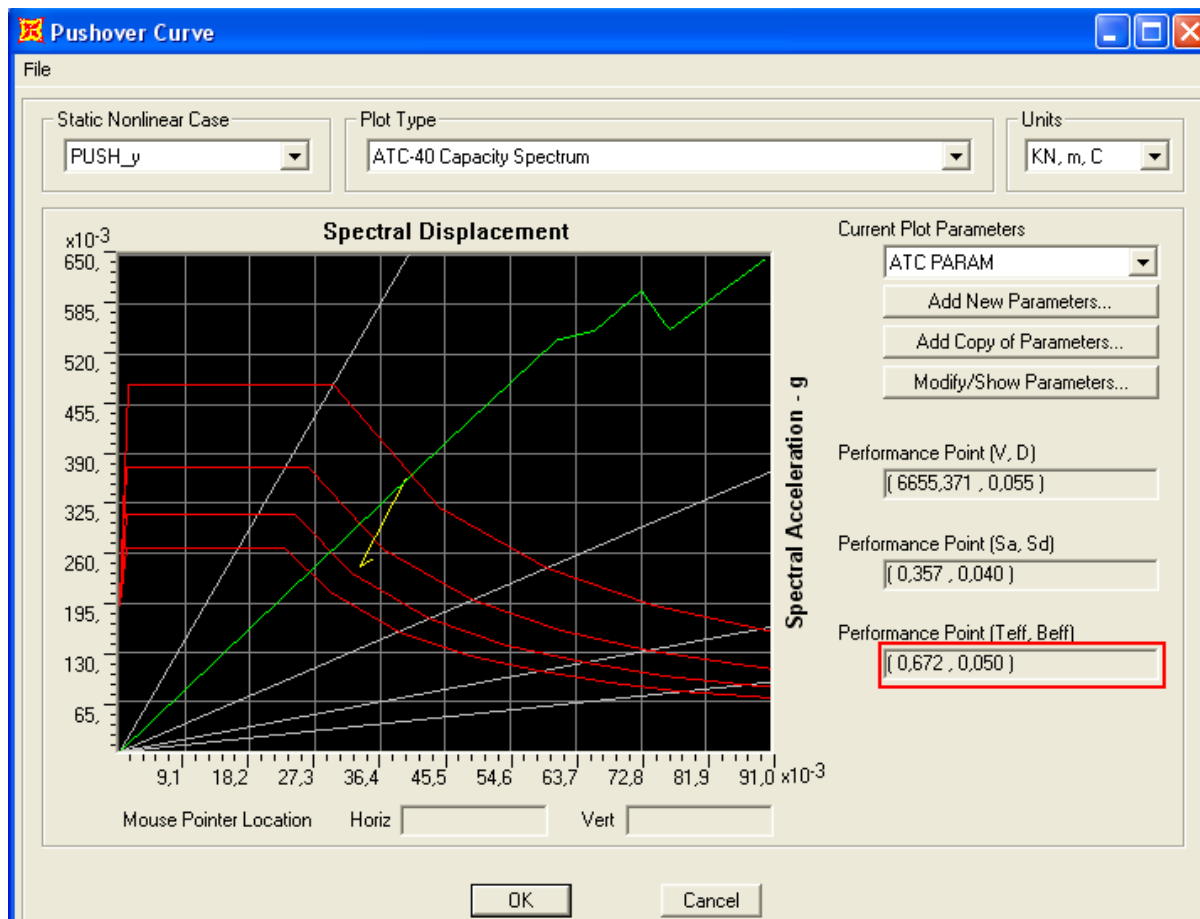


Σχήμα 7.12: Σχηματικό διάγραμμα του τρόπου υπολογισμού της ανελαστικής μετακίνησης μιας κατασκευής

Ως κόμβος ελέγχου θεωρήθηκε ένας κόμβος του δώματος και η μετακίνησή του θεωρήθηκε ως η μετακίνηση κορυφής του κτιρίου. Η στοχευόμενη μετακίνηση προέκυψε με τη μέθοδο ATC-40. Στην pushover θεωρήθηκε ως μέγιστη επιτρεπόμενη μετατόπιση τα 0,5m. Έτσι ορίζουμε στην καμπύλη pushover τις παραμέτρους C_a και C_v και το πρόγραμμα ορίζει το σημείο επιτελεστικότητας.

Αποτελέσματα ανάλυσης

Η ζητούμενη καμπύλη είναι η ακόλουθη:



Σχήμα 7.13: Καμπύλη Pushover

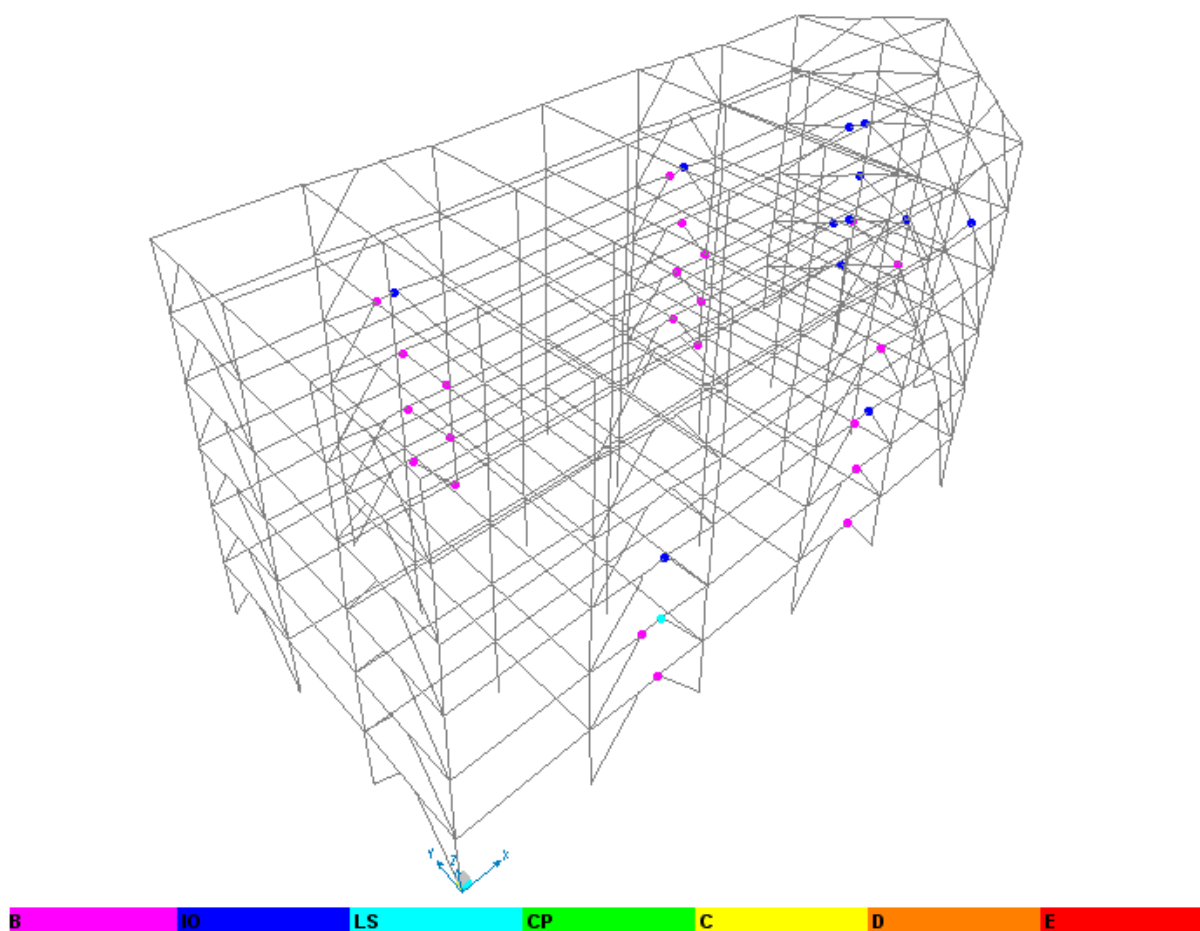
Όπως φαίνεται από το παραπάνω σχήμα το σημείο επιτελεστικότητας εμφανίζεται για ιδιοπερίοδο 0,672sec. Παρατηρούμε επίσης ότι η ζητούμενη μετατόπιση προκύπτει ίση με 0,055m (σημείο επιτελεστικότητας), ενώ η τέμνουσα βάσης είναι ίση με 66555,37kN. Για την προκύπτουσα μετατόπιση του κτιρίου μας, η φασματική μετατόπιση είναι 0,04m και η φασματική επιτάχυνση ίση με $0,357\text{m/sec}^2$

Τέλος, από το παρακάτω σχήμα μπορούμε να συμπεράνουμε σε τι κατάσταση βρίσκεται η κατασκευή μας.

Table Display								
File Edit								
Pushover Curve Demand Capacity - ATC40 - PUSH.v								
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFPhi
			m		m			
0	0,671692	0,050000	0,000000	0,000000	0,040044	0,357306	1,000000	1,000000
1	0,671692	0,050000	0,036571	0,326309	0,040044	0,357306	0,789883	1,367222
2	0,671695	0,050002	0,045549	0,406422	0,040047	0,357329	0,789888	1,367224
3	0,675869	0,053979	0,060943	0,537075	0,039530	0,348370	0,774722	1,356854
4	0,676230	0,054391	0,061291	0,539568	0,039475	0,347513	0,773464	1,355923
5	0,695619	0,076910	0,066322	0,551764	0,037037	0,308126	0,633604	1,246961
6	0,697547	0,074488	0,072999	0,603965	0,037470	0,310010	0,630147	1,242402
7	0,739788	0,126365	0,076149	0,560126	0,033947	0,249702	0,612850	1,184946
8	0,747139	0,135045	0,076791	0,553789	0,033549	0,241943	0,602413	1,174576
9	0,750230	0,115136	0,090219	0,645278	0,035460	0,253625	0,592310	1,164883

Σχήμα 7.14: Διαδοχικά βήματα (steps)

Επομένως, οι πλαστικές αρθρώσεις πάνω στο φορέα στο step 3 εικονίζονται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 7.15: Παραμορφωμένο σχήμα του φορέα και σχηματιζόμενες πλαστικές αρθρώσεις για το 3^ο βήμα

Επομένως, παρατηρούμε ότι οι πλαστικές αρθρώσεις σε αυτό το βήμα εμφανίζονται στα άκρα κυρίως των δοκών σύζευξης, καθώς και στα άκρα λίγων συνδέσμων δυσκαμψίας. Από το χρωματισμό διακρίνουμε ότι οι πλαστικές στροφές των αρθρώσεων αυτών βρίσκονται στις πρώτες στάθμες επιτελεστικότητας με βάση τα όρια που ορίσαμε στην παράγραφο 7.4.3.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: Συνδέσεις μελών

8.1 Εισαγωγή

Σημαντικό κομμάτι της ανέγερσης μίας μεταλλικής κατασκευής αποτελούν οι συνδέσεις των μελών της. Προκειμένου να εκμεταλλευτούμε στο έπακρο την αντοχή και πλαστιμότητα των μελών ενός χαλύβδινου πλαισίου, οι συνδέσεις θα πρέπει να παρέχουν τη δυνατότητα για ανάπτυξη ολόκληρης της πλαστικής ικανότητας των μελών.

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

Ανάλογα με τον τρόπο σύνδεσης, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Συνδέσεις με μηχανικά μέσα : κοχλίες, ήλοι, πείροι κ.τ.λ.
- Συγκολλήσεις : εσωραφές και εξωραφές

Οι εσωραφές, οι εξωραφές, οι κοχλιώσεις και οι ηλώσεις θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στις συνδέσεις, είτε ανεξάρτητα ή σε συνδυασμούς. Οι συνδέσεις αποκλειστικά με κοχλίωση ή ήλωση τείνουν να είναι πολύ μεγάλες και δαπανηρές, και γι' αυτό το λόγο οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

8.2 Συγκολλήσεις

Με τις συγκολλήσεις εξασφαλίζεται μονολιθικότητα μεταξύ των συνδεόμενων τμημάτων. Ανάλογα με την διαμόρφωση των προς σύνδεση επιφανειών, οι ραφές

διακρίνονται σε: εσωραφές, εξωραφές, ραφές πλήρωσης οπής ή σχισμής και ψευδο-εσωραφές. Στην παρούσα διπλωματική θα χρησιμοποιηθούν εξωραφές.

Απαιτούμενη γεωμετρία εξωραφών:

Συνολικό μήκος συγκόλλησης:

$$L = 2I_w + 2I_{f,ex} + 4I_{f,in}$$

Έλεγχος μήκους συγκόλλησης κορμού:

$$I_w > \max(30mm ; 6a)$$

Έλεγχος μήκους συγκόλλησης πέλματος:

$$I_{f,in} > \max(30mm ; 6a)$$

όπου a το πάχος συγκόλλησης

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης:

$$3mm < a < 0,70t_{min}$$

Αντοχή εξωραφών σύμφωνα με την απλοποιημένη μέθοδο

Η αντοχή σχεδιασμού εξωραφής μπορεί να θεωρηθεί επαρκής, αν σε κάθε σημείο κατά μήκος της η συνισταμένη όλων των δυνάμεων που μεταφέρονται μέσω τις συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος ικανοποιεί το ακόλουθο κριτήριο:

$$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd}$$

όπου:

$F_{w,Ed}$ είναι η δύναμη σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος

$F_{w,Rd}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος

Ανεξάρτητα από τον προσανατολισμό του επιπέδου του λαιμού σε σχέση με την δρώσα δύναμη, η αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος πρέπει να υπολογίζεται από την σχέση:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a$$

όπου

$f_{vw,d}$ αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση της συγκόλλησης

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

όπου:

f_u η ονομαστική εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη

β_w συντελεστής συσχέτισης του Πίνακα 8.1

Πίνακας 8.1: συντελεστής συσχέτισης β_w εξωραφών

Ποιότητα χάλυβα	S235	S275	S355	S420,S460
Συντελεστής συσχέτισης β_w	0,8	0,85	0,9	1,0

8.3 Έλεγχος κοχλιωτών συνδέσεων

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων αλλά και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η συμπεριφορά των κόμβων χαρακτηρίζεται από την αντοχή, τη δυσκαμψία και τη στροφική ικανότητα του κόμβου. Με κριτήριο την αντοχή οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως πλήρους ή μερικής αντοχής, αν η ροπή τους είναι μεγαλύτερη ή όχι από τη ροπή αντοχής της δοκού που συνδέουν στην υπόψη διεύθυνση (θετική ή αρνητική ροπή). Οι κόμβοι αντιμετωπίζονται ως αρθρωτοί αν η

ροπή αντοχής τους είναι μικρότερη από το 25% της ροπής αντοχής της δοκού που συνδέουν. Με κριτήριο τη δυσκαμψία οι κόμβοι χαρακτηρίζονται ως αρθρωτοί, ημιάκαμπτοι ή άκαμπτοι. Οι αρθρωτοί κόμβοι προσομοιάζονται ως αρθρώσεις, οι άκαμπτοι ως πακτώσεις και οι ημιάκαμπτοι με τη βοήθεια κατάλληλων στροφικών ελατηρίων.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θεωρούμε ότι οι διαδοκίδες κατά x-x συνδέονται αρθρωτά με τις κύριες δοκούς κατά y-y, καθώς και ότι όλες οι εσωτερικές και εξωτερικές δοκοί συνδέονται με αρθρώσεις με τα υποστυλώματα. Επίσης, τα υποστυλώματα θεωρούνται αμφίπακτα.

Οι τυπικές κατηγορίες συνδέσεων που συναντώνται σε ένα μεταλλικό κτίριο φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 8.2: Κατηγορίες συνδέσεων

Α. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποσύλωμα	
A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλμα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλμα του υποστυλώματος.
Β. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποσύλωμα & δοκού σε δοκό	
B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλμα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλμα του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
Γ. Συνέχεια μελών	
Γ.1 Ημιάκαμπτη/μετωπική	Τα μέλη συγκολλούνται σε μετωπικές πλάκες. Οι μετωπικές πλάκες κοχλιώνονται μεταξύ τους.
Γ.2 Αρθρωτή/Αρμοκαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού.
Γ.3 Ροπή/Αρμοκαλύματα	Η συνέχεια γίνεται μέσω λεπίδων κορμού και πελμάτων.
Δ. Κόμβος δικτύματος	
Δ.1	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.

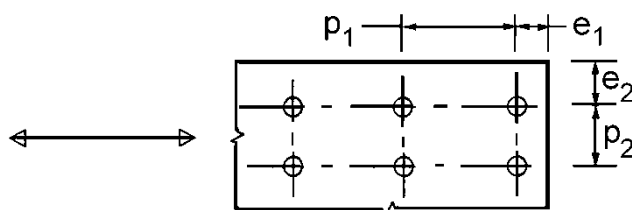
Συγκολλητός/Γωνιακών	
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβόελασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
Ε. Έδραση υποστυλώματος	
Ε.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
Ε.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η.
Ε.3 Άρθρωση	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η.
Ε.4 Άρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου Ι ή Η μέσω γωνιακών.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 1.8 οι αποστάσεις των κοχλίων μεταξύ τους αλλά και από τα άκρα πρέπει να βρίσκονται μέσα σε επιτρεπτά όρια τα οποία δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 8.3: Μέγιστες και ελάχιστες αποστάσεις μεταξύ κοχλίων και από τα άκρα

Αποστάσεις και κενά	Ελάχιστο	Μέγιστο	
		Χάλυβας εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες	Χάλυβας μη εκτεθειμένος σε καιρικές ή διαβρωτικές συνθήκες
e_1	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
e_2	$1,2d_0$	$4t + 40 \text{ mm}$	
ρ_1	$2,2d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$
ρ_2	$2,4d_0$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$	$\text{Min}(14t, 200\text{mm})$

Οι συμβολισμοί που χρησιμοποιήθηκαν στον Πίνακα 8.3 φαίνονται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 8.1: Σύμβολα για τις αποστάσεις των μέσων σύνδεσης

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των κοχλιών μεταβάλλονται ανάλογα με την ποιότητα τους, όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 8.4: Ποιότητες κοχλιών και μηχανικά χαρακτηριστικά

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

Οι διαστάσεις των οπών τους είναι:

$$d_o = d + a$$

όπου

d_o διάμετρος οπής

d διάμετρος κοχλία

a ανοχή, οπού για κανονικές οπές ισχύει:

$a = 1mm$ για κοχλίες M12

$a = 2mm$ για κοχλίες M16 έως M24

$a = 3mm$ για κοχλίες \geq M27

Συγκεντρωτικά οι έλεγχοι των συνδέσεων είναι:

Πίνακας 8.5: Έλεγχοι αντοχής κοχλιών

Είδος Αστοχίας	Κοχλίες	Ήλοι
Αντοχή κοχλία σε διάτμηση	<p>A) $F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$</p> <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης τέμνει το σπείρωμα: - για ποιότητες 4.6, 5.6 and 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: $\alpha_v = 0,5$</p> <p>B) $F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}}$</p> <p>Περίπτωση που το επίπεδο διάτμησης δεν τέμνει το σπείρωμα: $\alpha_v = 0,6$</p>	$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή ελάσματος σε σύνθλιψη άντυγας	<p>$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$</p> <p>- όπου $\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right)$</p> <p>- για ακραίους κοχλίες: $k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$</p> <p>- για μεσαίους κοχλίες: $k_1 = \min \left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$</p>	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό ²⁾	<p>$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$</p> <p>όπου $k_2 = 0,9$.</p>	$F_{t,Rd} = \frac{0,6 f_{ur} A_0}{\gamma_{M2}}$
Αντοχή κοχλία σε ταυτόχρονο εφελκυσμό και διάτμηση	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

8.4 Αναλυτικοί έλεγχοι μελών

8.4.1. Έδραση υποστυλώματος

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος της έδρασης ενός υποστυλώματος διατομής HEA300, το οποίο ανήκει στο πλαίσιο που ελέγχθηκε σε ικανοτικό σχεδιασμό στο κεφάλαιο 7, αφού η διαδικασία για όλα τα υπόλοιπα υποστυλώματα είναι η ίδια. Υπενθυμίζουμε ότι πρόκειται για πλαίσιο στο οποίο βαίνουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας.

Υλικά

Χάλυβας

Ποιότητα: S355

Όριο διαρροής: $f_y = 355 \text{ N/m}^2$

Μέτρο ελαστικότητας: $E = 210000 \text{ MPa}$

Σκυρόδεμα

Ποιότητα: C20/25

Μέτρο ελαστικότητας: $E_{cm} = 29000 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 1,50$

Υποστύλωμα

$h_c = 290 \text{ mm}$

$b_{fc} = 300 \text{ mm}$

$t_{wc} = 8,5 \text{ mm}$

Πλάκα έδρασης

$h_p = 600 \text{ mm}$

$b_p = 600 \text{ mm}$

$t_p = 30,00 \text{ mm}$

$$t_{fc} = 13mm$$

$$a_w = 4,00mm$$

$$d = 196mm$$

$$a_f = 4,00mm$$

Αγκύρια

Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν αγκύρια M30 με τα εξής χαρακτηριστικά:

Διάμετρος: $d = 30mm$

Εμβαδόν σπειρώματος: $A_s = 5,61cm^2$

Ποιότητα αγκυρίου: 8.8

Όριο διαρροής: $f_{yb} = 640MPa$

Όριο εφελκυστικής αντοχής: $f_{ub} = 800MPa$

Αριθμός αγκυρίων: 6

Εύρεση εντατικών μεγεθών υποστυλώματος

Σύμφωνα με τον EC8 παράγραφος 4.4.2.6, τα (σεισμικά) εντατικά μεγέθη για τα στοιχεία θεμελίωσης θα υπολογίζονται βάσει αποτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού που λαμβάνουν υπόψη την ανάπτυξη πιθανής υπεραντοχής.

Αυτό συμβαίνει εάν οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών E_{Fd} στη θεμελίωση μεμονωμένων κατακόρυφων στοιχείων (τοιχώματα ή υποστυλώματα) υπολογίζονται ως εξής:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$$

όπου:

γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που λαμβάνεται ίσος με 1,0 για $q \leq 3$ ή 1,2 για κάθε άλλη περίπτωση

$E_{F,G}$ είναι τα εντατικά μεγέθη που οφείλονται στις **μη-σεισμικές δράσεις** που περιλαμβάνονται στο συνδυασμό δράσεων για τη **σεισμική κατάσταση σχεδιασμού**

$E_{F,E}$ είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της **σεισμικής δράσης** σχεδιασμού

Ω είναι η τιμή του $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ σε εκείνη την περιοχή απόδοσης ενέργειας ή σε εκείνο το στοιχείο του φορέα που έχει τη μέγιστη απόδοση στο υπό εξέταση εντατικό μέγεθος E_F . Όπου:

- R_{di} είναι η αντοχή σχεδιασμού της σχετικής περιοχής απόδοσης ενέργειας ή του σχετικού στοιχείου i
- E_{di} είναι η τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στη σχετική περιοχή απόδοσης ενέργειας ή στο σχετικό στοιχείο i στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με έκκεντρους δικτυωτούς συνδέσμους Ω είναι η ελάχιστη από τις ακόλουθες δύο τιμές: την ελάχιστη τιμή του λόγου $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ όλων των βραχέων δοκών σύζευξης και την ελάχιστη τιμή του λόγου $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ όλων των μακριών ή ενδιάμεσου μήκους δοκών σύζευξης του πλαισίου.

Δηλαδή

$$\Omega = \begin{cases} \min(V_{pl,Rd}/V_{Ed}), & \text{για δοκούς σύζευξης μικρού μήκους} \\ \min(M_{pl,Rd}/M_{Ed}), & \text{για δοκούς ενδιάμεσου και μεγάλου μήκους} \end{cases}$$

Έτσι, ακολουθώντας την ίδια διαδικασία με το κεφάλαιο 7 έχουμε:

Επομένως:

$$\checkmark \text{ Δοκός σύζευξης} \rightarrow \text{IPE270: } M_{p,link} = 84,07 \text{ kNm}$$

Η μεγαλύτερη ροπή για δοκό σύζευξης IPE270 είναι $M_{Ed} = 31,86 \text{ kNm}$. Άρα

$$\Omega = 84,07 / 31,86 = 2,63.$$

$$\checkmark \text{ Δοκός σύζευξης} \rightarrow \text{IPE300:}$$

$$M_{p,link} = 109,12 \text{ kNm} + M_{Ed} = 74,75 \Rightarrow \Omega = 1,46$$

$$\checkmark \text{ Δοκός σύζευξης} \rightarrow \text{IPE360:}$$

$$M_{p,link} = 176,20 \text{ kNm} + M_{Ed} = 31,07 \text{ kNm} \Rightarrow \Omega = 5,67$$

$$\checkmark \text{ Δοκός σύζευξης} \rightarrow \text{IPE400:}$$

$$M_{p,link} = 220,71 \text{ kNm} + M_{Ed} = 26,51 \Rightarrow \Omega = 8,33$$

$$\checkmark \text{ Δοκός σύζευξης} \rightarrow \text{IPE450:}$$

$$M_{p,link} = 283,83 \text{ kNm} + M_{Ed} = 50,32 \Rightarrow \Omega = 5,64$$

Άρα,

$$\Omega = \min(2,63 ; 1,46 ; 5,67 ; 8,33 ; 5,64) = 1,26 \Rightarrow \boxed{\Omega = 1,46}$$

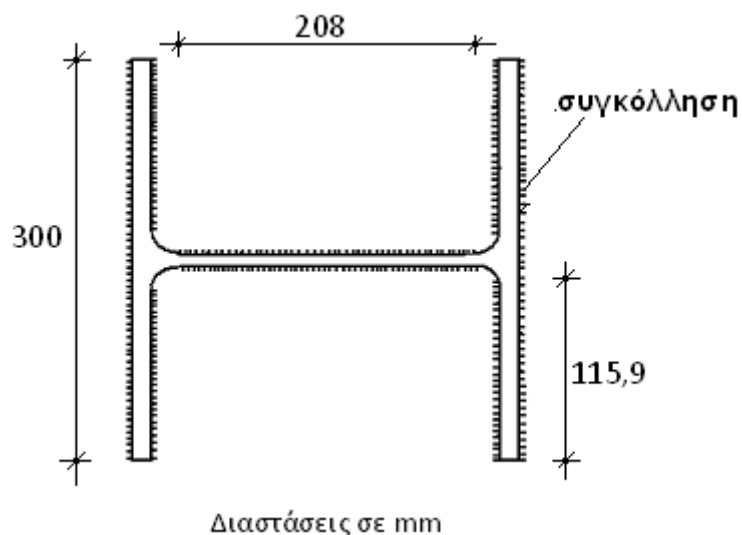
8.4.1.1 Έλεγχος συγκόλλησης υποστυλώματος

Θεωρώ ότι η συγκόλληση στον κορμό της διατομής έχει μήκος ίσο με το ευθύγραμμο τμήμα του κορμού $d = 208 \text{ mm}$ και ότι το μήκος της συγκόλλησης εσωτερικά των πελμάτων είναι ίσο με το ευθύγραμμο τμήμα των πελμάτων, δηλαδή:

$$l_{f,in} = 0,5(b - t_w - 2r) = 0,5 \times (300 - 8,5 - 2 \times 27) = 118,75mm$$

Το μήκος της συγκόλλησης εξωτερικά των πελμάτων θεωρείται ίσο με το μήκος των πελμάτων, δηλαδή:

$$l_{f,ex} = 300mm$$



Σχήμα 8.2: Συγκόλληση πλάκας έδρασης με υποστύλωμα

Έλεγχος γεωμετρίας

Συνολικό μήκος συγκόλλησης:

$$L = 2I_w + 2I_{f,ex} + 4I_{f,in} = 2 \times 208mm + 2 \times 300 + 4 \times 115,9mm = 1479,6mm$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης:

$$3mm < a < 0,70t_{min} \Rightarrow 3mm < a = 5mm < 0,70 \times 8,5mm = 5,95mm$$

Έλεγχος μήκους συγκόλλησης κορμού:

$$I_w = 208mm > \max(30mm ; 6a) = \max(30mm ; 6 \times 5mm) = 30mm$$

Έλεγχος μήκους συγκόλλησης πέλματος:

$$I_{f,in} = 115,9m > \max(30mm ; 6a) = \max(30mm ; 6 \times 5) = 30mm$$

Δύναμη σχεδιασμού της συγκόλλησης

- Τέμνουσα δύναμη: $V_{Ed} = 9,26kN$

Τέμνουσα δύναμη, η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις:

$$V_{F,G} = 0,144kN$$

Τέμνουσα δύναμη, η οποία οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού:

$$V_{F,E} = 9,26 - 0,144 = 9,12kN$$

Έτσι,

$$V_{Fd} = V_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega V_{F,E} = 0,144 + 1,2 \times 1,46 \times 9,12 = 16,12kN$$

Στην τιμή αυτή προστίθεται και η οριζόντια συνιστώσα της αξονικής δύναμης της ράβδου. Η αξονική θλιπτική δύναμη της ράβδου θα υπολογιστεί από τον ικανοτικό σχεδιασμό. Δηλαδή:

$$F_{w,Ed} = V_{Fd} + N_{Ed}^{\rho\alpha\beta\delta} \times \cos \varphi = 16,12 + 462,93 \times \cos 51,93 = 301,75kN$$

Όπου φ η γωνία μεταξύ της διαγώνιας ράβδου και της οριζόντιας.

Έλεγχος συγκόλλησης

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{51kN/cm^2 / \sqrt{3}}{0,9 \times 1,25} = 26,17kN/cm^2$$

όπου $\beta_w = 0,9$ και $f_u = 51kN/cm^2$ για S355.

Αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a = (26,17kN/cm^2 \times 0,5cm) \times 148cm = 1936,58kN$$

Δηλαδή,

$$F_{w,Ed} = 301,75kN \leq F_{w,Rd} = 1937kN \rightarrow \underline{\text{ο έλεγχος ικανοποιείται}}$$

8.4.1.2 Έλεγχος έδρασης υποστυλώματος

Εντατικά μεγέθη του υποστυλώματος στη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού

- Αξονική θλιπτική δύναμη: $N_{Ed} = -839,22kN$

Αξονική θλιπτική δύναμη, η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις:

$$N_{F,G} = -580,63kN$$

Αξονική θλιπτική δύναμη, η οποία οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού:

$$N_{F,E} = -839,22 - (-580,63) = -258,59kN$$

Έτσι,

$$N_{Fd} = N_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega N_{F,E} = 839,22 + 1,2 \times 1,46 \times 258,59 = 1292,27kN$$

Στην αξονική θλιπτική δύναμη του υποστυλώματος προστίθεται αλγεβρικά και η κατακόρυφη συνιστώσα της αξονικής δύναμης της διαγώνιας ράβδου, υπολογισμένη σε ικανοτικό σχεδιασμό. Δηλαδή,

$$N_{υποστ} = N_{Fd} + N_{Ed}^{\rho\alpha\beta\delta} \sin \varphi = 1292,27 - 462,93 \times \sin 51,93 = 927,94kN$$

Και

- Ροπή M_y : $M_{y,Ed} = 15,50kNm$

Ροπή M_y , η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις: $M_{y,F,G} = 0,12kNm$

Ροπή M_y , η οποία οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού:

$$M_{y,F,E} = 15,50 - 0,12 = 15,38kNm$$

Έτσι,

$$M_{y,Fd} = M_{y,F,G} + \gamma_{Rd} \Omega M_{y,F,E} = 0,23 + 1,2 \times 1,46 \times 15,38 = 27,18kNm$$

και

- Ροπή M_z : $M_{z,Ed} = -6,88kNm$

Ροπή M_z , η οποία οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις: $M_{z,F,G} = -1,05kNm$

Ροπή M_z , η οποία οφείλεται στη σεισμική δράση σχεδιασμού:

$$M_{z,F,E} = -6,88 - (-1,05) = -5,83kNm$$

Έτσι

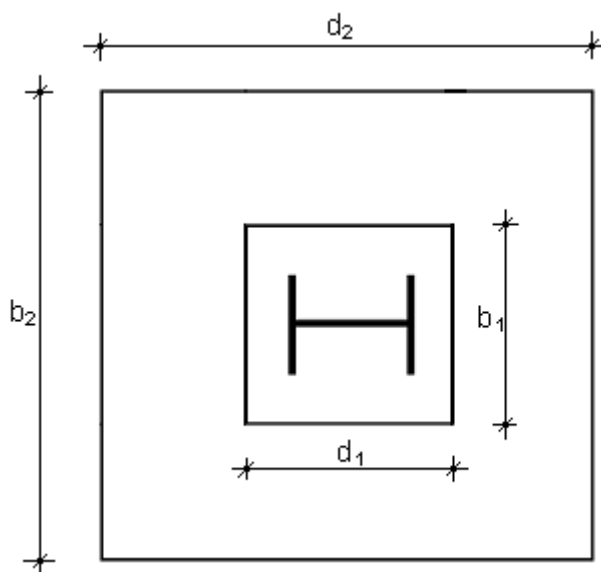
$$M_{z,Fd} = M_{z,F,G} + \gamma_{Rd} \Omega M_{z,F,E} = 1,05 + 1,2 \times 1,46 \times 5,83 = 11,26kNm$$

Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

$$maxb_2 = 3b_1 = 3 \times 600 = 1800mm$$

$$maxd_2 = 3d_1 = 3 \times 600 = 1800mm$$

όπως φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Σχήμα 8.3: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά

Η επιφάνεια $A_{c1} = b_2 \times d_2$ περιέχεται όλη στην κάτω επιφάνεια της θεμελίωσης και συγχρόνως ισχύει:

$$h \geq b_2 - b_1 = 2b_1 = 2 \times 600 = 1200mm$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 2d_1 = 2 \times 600 = 1200mm$$

άρα

$$A_{co} = b_1 \times d_1 = 600 \times 600 = 360 \times 10^3 mm^2$$

$$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 1200 \times 1200 = 1440 \times 10^3 mm^2$$

Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

$$F_{Rdu} = A_{co} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{co}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{co}$$

Άρα

$$F_{Rdu} = 360 \times 10^3 \times 20 / 1,50 \times \sqrt{1440/360} = 9600kN$$

$$\leq 3 \times 20 / 1,50 \times 360 \times 10^3 = 14400kN$$

Ο συντελεστής υλικού του κόμβου, με υπόθεση αντοχής κονιάματος μεγαλύτερης του 0,2 της αντοχής του σκυροδέματος θεμελίωσης και ακόμη επειδή για το πάχος του κονιάματος των 30mm ισχύει:

$$0,2 \times \min(d_1, b_1) = 120mm > 30mm (= \text{πάχος κονιάματος})$$

$$\text{είναι } \beta_j = 2/3$$

Άρα η αντοχή επαφής της έδρασης είναι:

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times F_{Rdu}}{b_{eff} \times l_{eff}} = \frac{2}{3} \times \frac{9600}{360 \times 10^3} = 17,78N/mm^2$$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης

Το ενεργό πλάτος έδρασης c ισούται με:

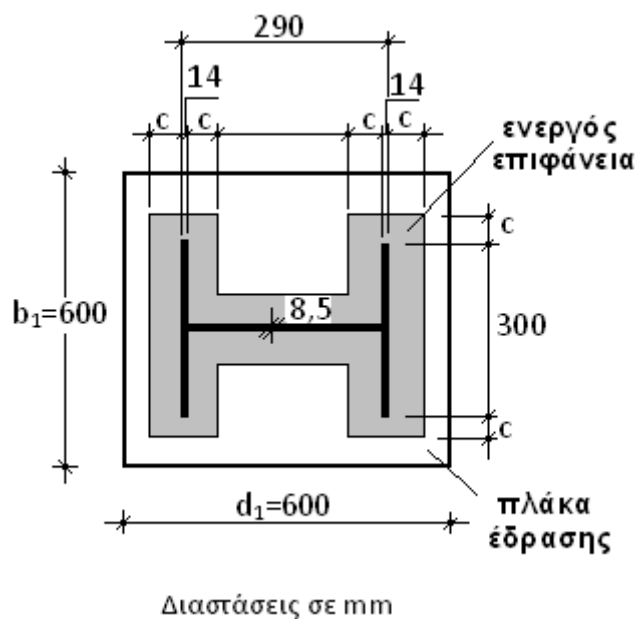
$$c \leq t \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 30 \times \left(\frac{355}{3 \times 17,78 \times 1,0} \right)^{0,5} = 77,39mm < \left(\frac{600 - 300}{2} \right) =$$

$$= 150mm$$

Και η ενεργός επιφάνεια:

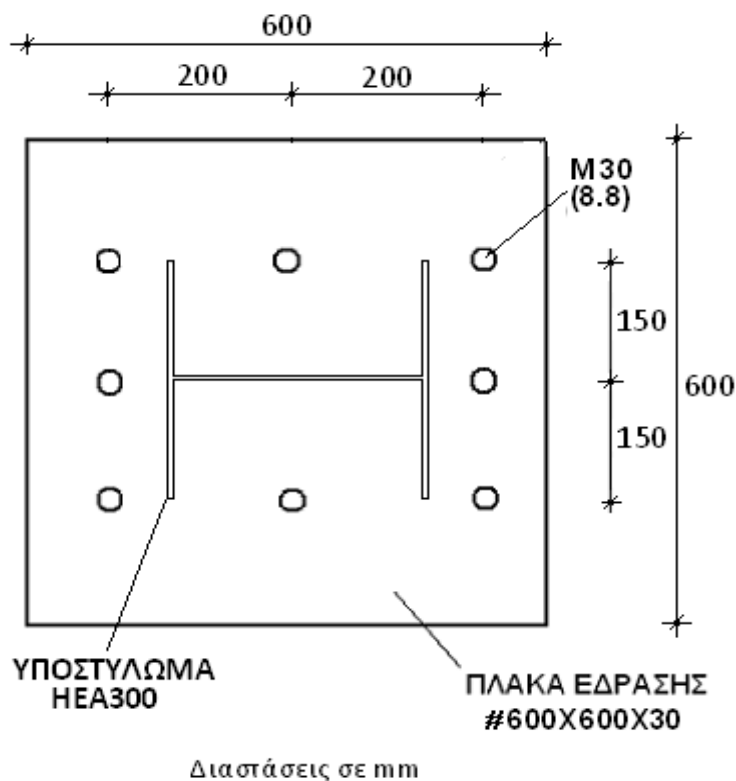
$$\begin{aligned} A_{eff} &= (b_{fc} + 2c) \times (h_c + 2c) - (b_{fc} + 2c - t_{wc} - 2c) \times (h_c - 2t_{fc} - 2c) \\ &= (300 + 2 \times 77,39) \times (290 + 2 \times 77,39) - (300 - 8,5) \times (290 - 2 \times 14 - 2 \times 77,39) \\ &= 171 \times 10^3 mm^2 \end{aligned}$$

όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα:

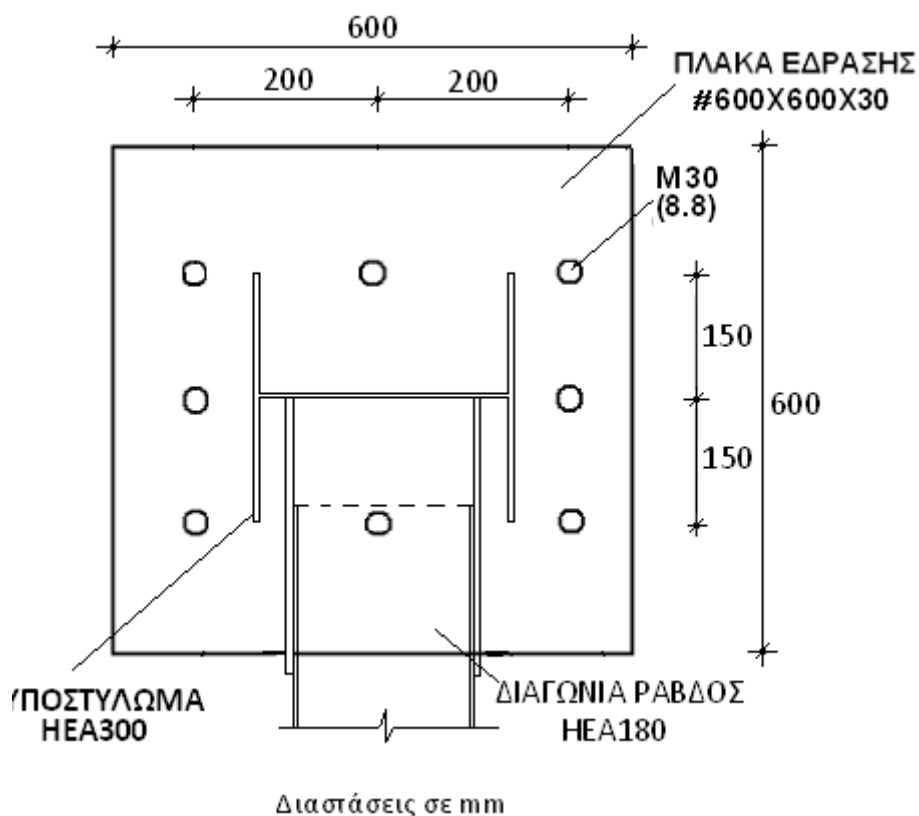


Σχήμα 8.4: Έδραση μεταλλικού υποστυλώματος

Γεωμετρία έδρασης υποστυλώματος



Σχήμα 8.6: Λεπτομέρεια έδρασης υποστυλώματος



Σχήμα 8.7: Λεπτομέρεια έδρασης υποστυλώματος και η σύνδεσή του με τη διαγώνια ράβδο

Έλεγχος αντοχής έδρασης σε θλίψη

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 171 \times 10^3 \times 17,78 = 3040,38kN > N_{Ed} = N_{υποστ} = 927,94kN$$

Έλεγχος αντοχής έδρασης σε κάμψη

Η αντοχή των εφελκυσμένων αγκυρίων ισούται με:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 80 \times 5,61}{1,25} = 323,14kN$$

Έστω το θλιβόμενο τμήμα της πλάκας έδρασης είναι μήκους x . Άρα η αντοχή του σε θλίψη ισούται με:

$$D = x \times f_{cd} \times b = x \times \frac{20}{1,5} \times 600 = (8000x)kN$$

Άρα από την ισορροπία δυνάμεων προκύπτει:

$$N_{Ed} + 4F_{t,Rd} = D \Rightarrow 1292,27 + 4 \times 323,14 = 8000x \Rightarrow x = 0,323m \text{ ή } x = 323mm$$

και

$$D = 2584,83kN$$

Άρα η αντοχή κάμψης της έδρασης ως προς το κέντρο βάρους της υπολογίζεται ως εξής:

$$\begin{aligned} M_{j,Rd} &= 2 \times 323,14 \times 200 + 2 \times 323,14 \times 0 - 2584,83 \times \left[\frac{600}{2} - (175 - 77,36) - \frac{323}{2} \right] \\ &= 165,05kNm \end{aligned}$$

Η πλάκα έδρασης αλλά και η διάταξη των αγκυριών είναι συμμετρική και ισχύει:

$$M_{j,Rd} = 165,05kNm > M_{y,Ed} = 27,18kNm$$

$$M_{j,Rd} = 165,05kNm > M_{z,Ed} = 11,26kNm$$

8.4.2 Σύνδεση ράβδων Λ με κύρια δοκό

- Ο σύνδεσμος δυσκαμψίας είναι διατομής HEA160 με τα εξής χαρακτηριστικά:

Γεωμετρία

$$h = 152mm \quad i_y = 6,57cm$$

$$b = 160mm \quad i_z = 3,98cm$$

$$t_w = 6,0mm \quad I_t = 12,19cm^4$$

$$t_f = 89,0mm \quad I_w = 31410cm^6$$

$$d = 92mm \quad W_{el,y} = 220,1cm^3$$

$$A = 38,77cm^2 \quad W_{el,z} = 76,95cm^3$$

$$A_{vz} = 13,21cm^2 \quad W_{pl,y} = 245,1cm^3$$

$$r = 15mm \quad W_{pl,z} = 117,6cm^3$$

$$I_y = 1673,0cm^4 \quad I_z = 615,6cm^4$$

Υλικό → Χάλυβας

Ποιότητα: S355

Όριο διαρροής: $f_y = 35,5kN/cm^2$

Όριο θραύσης: $f_u = 51,0kN/cm^2$

- Η κύρια δοκός είναι διατομής IPE400 με τα εξής χαρακτηριστικά:

Γεωμετρία

$$h = 400mm \quad i_y = 16,55cm$$

$$b = 180mm \quad i_z = 3,95cm$$

$$t_w = 8,6mm \quad I_t = 51,08cm^4$$

$$t_f = 13,5mm \quad I_w = 490000cm^6$$

$$d = 331,0mm \quad W_{el,y} = 1156cm^3$$

$$A = 84,46\text{cm}^2 \quad W_{el,z} = 146,4\text{cm}^3$$

$$A_{vz} = 42,69\text{cm}^2 \quad W_{pl,y} = 1307\text{cm}^3$$

$$r = 21\text{mm} \quad W_{pl,z} = 229,0\text{cm}^3$$

$$I_y = 23130\text{cm}^4 \quad I_z = 1318\text{cm}^4$$

Υλικό → Χάλυβας

Ποιότητα: S235

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

Όριο θραύσης: $f_u = 36,0\text{kN/cm}^2$

➤ Έλασμα

Πάχος: $t = 14\text{mm}$ και $t = 14\text{mm}$

Υλικό → Χάλυβας

Ποιότητα: S355

Όριο διαρροής: $f_y = 35,5\text{kN/cm}^2$

Όριο θραύσης: $f_u = 51,0\text{kN/cm}^2$

➤ Κοχλίες

Κατηγορία κοχλίωσης → M16 (τύπου A)

Διάμετροι οπών κοχλιών

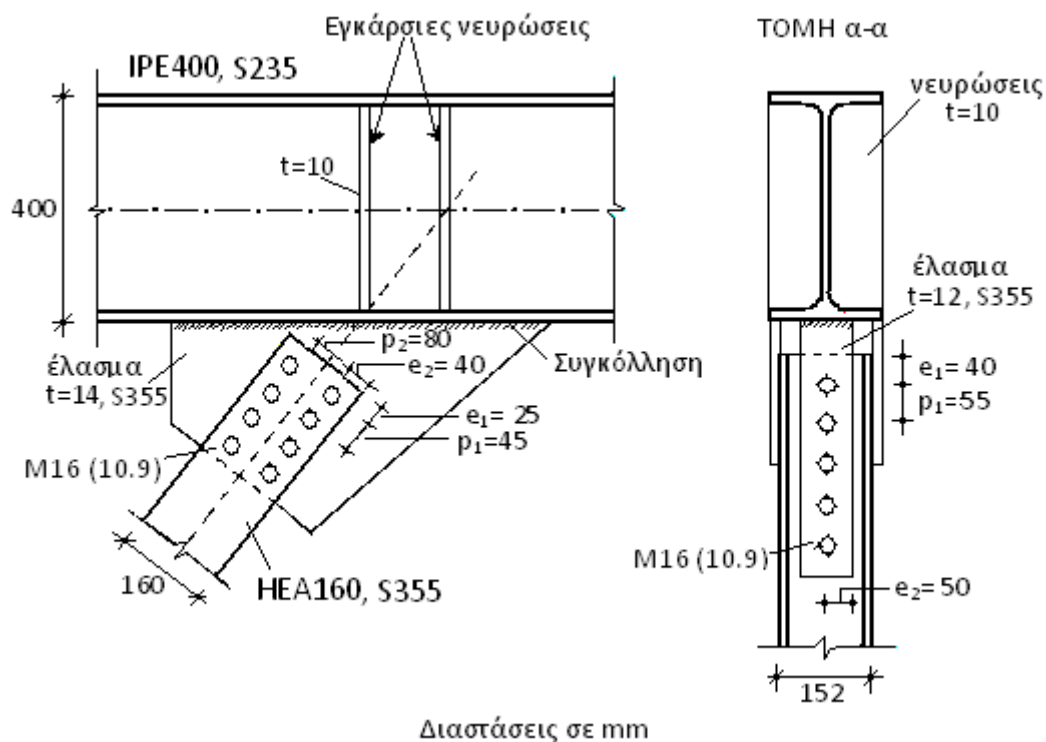
$$\text{M16: } d_0 = d + a \xrightarrow{d=16\text{mm}, a=2\text{mm}} d_0 = 16 + 2 = 18\text{mm}$$

αφού για κοχλίες M12 $a=1\text{mm}$

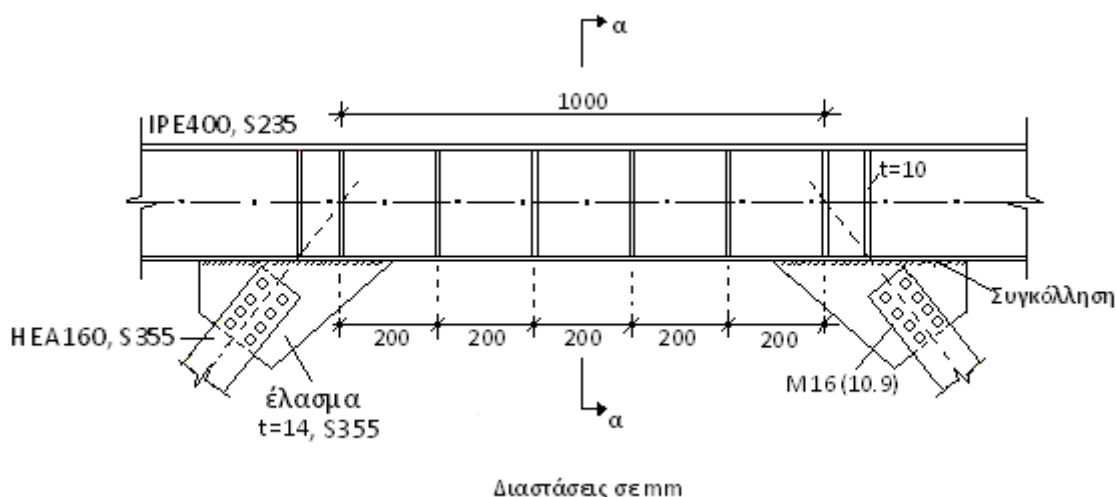
Ποιότητα χάλυβα κοχλιών → 10.9

$$f_{yb} = 90 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$$



Σχήμα 8.8: Σύνδεση κατακόρυφων έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας με δοκό σε όψη και τομή



Σχήμα 8.9: Σύνδεση κατακόρυφων έκκεντρων συνδέσμων δυσκαμψίας με δοκό

- Κανόνες σχεδιασμού για συνδέσεις σε ζώνες απόδοσης ενέργειας σύμφωνα με τον EC8

Ο σχεδιασμός των συνδέσεων θα είναι τέτοιος ώστε να περιορίζει την τοπική συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων, τις υψηλές τάσεις αποφόρτισης και να αποτρέπει τα ελαττώματα της παραγωγής.

Οι μη πλαστικές συνδέσεις πλαστικών μελών, οι οποίες πραγματοποιούνται μέσω συγκολλήσεων άκρου πλήρους διεύθυνσης θεωρούνται ότι ικανοποιούν το κριτήριο της υπεραντοχής.

Για συγκόλληση με παράθεση ή κοχλιωτές μη πλαστικές συνδέσεις, θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

όπου

R_d είναι η αντοχή της σύνδεσης σύμφωνα με το EN 1993

R_{fy} είναι η πλαστική αντοχή του συνδεδεμένου πλαστικού μέλους η οποία βασίζεται στην τάση διαρροής σχεδιασμού του υλικού όπως ορίζεται στο EN 1993.

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής 1,25

Έτσι έχουμε:

$$R_{fy} = N_{pl} = \frac{A_f f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{38,77 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{1,00} = 1376,34 \text{ kN}$$

Επομένως,

$$R_d \geq 1,1 \times 1,25 \times 1376,34 = 1892,46 \text{ kN}$$

Το ποσοστό της δύναμης που παραλαμβάνεται από τα πέλματα και τον κορμό είναι:

$$\text{Εμβαδόν πελμάτων} \quad A_f = 16,0 \times 0,9 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Δύναμη σε κάθε πέλμα } N_{Ed,f} = N_{Ed}(A_f/A) = 1376,43 \times (14,4/38,77) = 511,24kN$$

$$\text{Εμβαδό κορμού } A_w = A - A_f = 38,77 - 2 \times 14,4,0 = 9,97cm^2$$

$$\text{Δύναμη στον κορμό } N_{Ed,w} = N_{Ed}(A_w/A) = 1376,43 \times (9,97/38,77) = 353,96kN$$

Αντοχή κοχλιών σε διάτμηση

Πέλματα

Επιλέγουμε κοχλίες M16 ποιότητας 10.9:

$$\text{Διατομή κοχλία } d = 16mm$$

$$\text{Διατομή οπής } d_0 = d + 2mm = 18mm$$

$$f_{yb} = 90kN/cm^2$$

$$f_{ub} = 100kN/cm^2$$

$$F_{v,Rd} = n \frac{\alpha_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m$$

όπου:

$\alpha_v = 0,5$ για ποιότητα κοχλία 10.9

n τα επίπεδα διάτμησης

m το πλήθος των κοχλιών

A η διατομή του κάθε κοχλία ($A = \pi d^2/4 = \pi \times 1,6^2/4 = 2,01cm^2$)

Συνεπώς, θα πρέπει να ισχύει:

$$F_{v,Rd} = 1 \times \frac{0,5 \times 2,01cm^2 \times 100kN/cm^2}{1,25} \times m = (80,4m)kN > 511,24kN = N_{Ed,f}$$

$$\Rightarrow m > \frac{511,24}{80,4} = 6,36 \Rightarrow \boxed{m = 8}$$

Και $F_{v,Rd} = 643,2kN$

Κορμός

Επιλέγουμε κοχλίες M16 ποιότητας 10.9:

Διατομή κοχλία $d = 16mm$

Διατομή οπής $d_0 = d + 2mm = 18mm$

Έτσι, με την ίδια ποιότητα κοχλιών λαμβάνουμε:

$$F_{v,Rd} = (80,4m)kN > 353,96kN = N_{Ed,w} \Rightarrow m > \frac{353,96}{80,4} = 4,40 \Rightarrow \boxed{m = 5}$$

Και $F_{v,Rd} = 402kN$

ΠΕΛΜΑΤΑ

Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Ελάχιστες αποστάσεις

$$mine_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 18mm = 21,6mm$$

$$minp_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 18mm = 39,6mm$$

$$mine_2 = 1,2d_0 = 1,2 \times 18mm = 21,6mm$$

$$minp_2 = 2,4d_0 = 2,4 \times 18mm = 43,2mm$$

Από τους πίνακες των πρότυπων διατομών $minp_2 = 78mm$

Μέγιστες αποστάσεις

$$maxe_1 = 40mm + 4t = 40 + 4 \times 9,0mm = 76mm$$

$$maxp_1 = \min(14t ; 200mm) = \min\left(\frac{14 \times 9,0mm}{126} ; 200mm\right) = 126mm$$

$$maxe_2 = 40mm + 4t = 40 + 4 \times 9,0mm = 76mm$$

$$maxp_2 = \min(14t ; 200mm) = \min\left(\frac{14 \times 9,0mm}{126} ; 200mm\right) = 126mm$$

αφού πρόκειται για χάλυβα εκτεθειμένο σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα.

Από τους πίνακες των πρότυπων διατομών $max p_2 = 84mm$

Οι παραπάνω αποστάσεις ελέγχονται με βάση το πάχος των πελμάτων του συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής HEA160, αφού το πάχος του ελάσματος στη περιοχή της σύνδεσης είναι μεγαλύτερο.

Έτσι, επιλέγουμε:

$$mine_2 = 21,6mm < e_2 = 40mm < maxe_2 = 76mm$$

$$minp_2 = 78mm < p_2 = 80mm < maxp_2 = 84mm$$

Οι αποστάσεις e_1, p_1 θα επιλεγθούν με βάση το κριτήριο ολκιμότητας, όπου:

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

Δηλαδή πρέπει να είναι καθοριστική η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας οπών

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας πρέπει να είναι:

$$F_{b,Rd} = n \frac{k_1 \alpha f_u d t_{min}}{\gamma_{M2}}$$

όπου

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$$

f_u η εφελκυστική αντοχή σε θραύση του ελάσματος

n το πλήθος των οπών

d η διάμετρος του κοχλία

d_0 η διάμετρος της οπής

Άρα

$$k_1 = \min \left\{ \underbrace{2,8 \times \frac{40}{18} - 1,7}_{4,52} ; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times 18} ; \frac{p_1}{3 \times 18} - \frac{1}{4} ; \frac{100}{51} ; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{e_1}{54} ; \frac{p_1}{54} - \frac{1}{4} ; 1,96 ; 1 \right\}$$

Συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας των οπών:

$$F_{b,Rd} = 8 \times \frac{2,5 \times a \times 51,0 \text{ kN/cm}^2 \times 1,6 \text{ cm} \times 0,9 \text{ cm}}{1,25} = (1175,04a) \text{ kN}$$

Και επειδή με βάση τον έλεγχο ολκιμότητας έχουμε $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$ λαμβάνουμε:

$$511,24 \text{ kN} \leq (1175,04a) \text{ kN} \leq 643,2 \text{ kN} \quad \text{ή} \quad 0,44 < \alpha < 0,55$$

Δηλαδή,

$$0,44 \leq \frac{e_1}{54} \leq 0,55 \Rightarrow 23,76 \text{ mm} \leq e_1 \leq 29,7 \text{ mm}$$

και

$$0,44 \leq \frac{p_1}{54} - \frac{1}{4} \leq 0,55 \Rightarrow 37,26 \text{ mm} \leq p_1 \leq 43,2 \text{ mm}$$

Έτσι, επιλέγουμε:

$$\min e_1 = 15,6 \text{ mm} < e_1 = 25 \text{ mm} < \max e_1 = 72 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 28,6 \text{ mm} < p_1 = 45 \text{ mm} < \max p_1 = 112 \text{ mm}$$

Έτσι,

$$\alpha = \min \left\{ \underbrace{\frac{25}{54}}_{0,46} ; \underbrace{\frac{45}{54} - \frac{1}{4}}_{0,58} ; 1,96 ; 1 \right\} = 0,46$$

και

$$F_{b,Rd} = (1175,04\alpha)kN = 1175,04 \times 0,46 = 540,52kN < F_{v,Rd} = 643,2kN$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

ΚΟΡΜΟΣ

Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Ελάχιστες αποστάσεις

$$\text{mine}_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 18mm = 21,6mm$$

$$\text{min}r_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 18mm = 39,6mm$$

$$\text{mine}_2 = 1,2d_0 = 1,2 \times 18mm = 21,6mm$$

Μέγιστες αποστάσεις

$$\text{max}e_1 = 40mm + 4t = 40 + 4 \times 6,0mm = 64mm$$

$$\text{max}r_1 = \min(14t ; 200mm) = \min\left(\frac{14 \times 6,0}{84}mm ; 200mm\right) = 84mm$$

$$\text{max}e_2 = 40mm + 4t = 40 + 4 \times 6,0mm = 64mm$$

αφού πρόκειται για χάλυβα εκτεθειμένο σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα.

Οι παραπάνω αποστάσεις ελέγχονται με βάση το πάχος των πελμάτων του συνδέσμου δυσκαμψίας διατομής HEA100, αφού το πάχος του ελάσματος στη περιοχή της σύνδεσης είναι μεγαλύτερο.

Επιλέγουμε:

$$\min e_2 = 21,6\text{mm} < e_2 = 50\text{mm} < \max e_2 = 76\text{mm}$$

Οι αποστάσεις e_1, p_1 θα επιλεγθούν με βάση το κριτήριο ολκιμότητας, όπου:

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγας οπών

$$F_{b,Rd} = n \frac{k_1 a f_u d t_{min}}{\gamma_{M2}}$$

όπου

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$$

Άρα

$$k_1 = \min \left\{ \underbrace{2,8 \times \frac{50}{18}}_{6,07} - 1,7 ; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times 18} ; \frac{p_1}{3 \times 18} - \frac{1}{4} ; \frac{100}{51} ; 1 \right\} = \min \left\{ \frac{e_1}{54} ; \frac{p_1}{54} - \frac{1}{4} ; 1,96 ; 1 \right\}$$

Συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας των οπών:

$$F_{b,Rd} = 5 \times \frac{2,5 \times a \times 51,0\text{kN/cm}^2 \times 1,6\text{cm} \times 0,6\text{cm}}{1,25} = (489,6a)\text{kN}$$

Και επειδή με βάση τον έλεγχο ολκιμότητας έχουμε $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$ λαμβάνουμε:

$$353,96\text{kN} \leq (489,6a)\text{kN} \leq 402\text{kN} \quad \text{ή} \quad 0,72 < \alpha < 0,82$$

Δηλαδή,

$$0,72 \leq \frac{e_1}{54} \leq 0,82 \Rightarrow 38,88mm \leq e_1 \leq 44,28mm$$

Και

$$0,72 \leq \frac{p_1}{54} - \frac{1}{4} \leq 0,82 \Rightarrow 52,38mm \leq p_1 \leq 57,78mm$$

Έτσι, επιλέγουμε:

$$\min e_1 = 21,6mm < e_1 = 40mm < \max e_1 = 64mm$$

$$\min p_1 = 39,6mm < p_1 = 55mm < \max p_1 = 84mm$$

Έτσι,

$$\alpha = \min \left\{ \underbrace{\frac{40}{54}}_{0,74} ; \underbrace{\frac{55}{54} - \frac{1}{4}}_{0,77} ; 1,96 ; 1 \right\} = 0,74$$

και

$$F_{b,Rd} = (489,6\alpha)kN = 489,6 \times 0,74 = 362,3kN < F_{v,Rd} = 402kN$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλιών.

Έλεγχος σε εφελκυσμό

Εύρεση απομειωμένης διατομής A_{net}

$$A_{net} = A - nd_0t = 38,77cm^2 - 4 \times 1,6cm \times 0,9cm = 33,01cm$$

Αντοχή διατομής

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd}) = \min \left(\frac{Af_y}{\gamma_{M0}} ; \frac{0,90A_{net}f_u}{\gamma_{M2}} \right)$$

όπου

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}, \quad \text{η πλαστική αντοχή σχεδιασμού της ολικής διατομής}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,90A_{net}f_u}{\gamma_{M2}}, \quad \text{η οριακή αντοχή σχεδιασμού της καθαρής διατ. στις θέσεις με οπές}$$

Επομένως,

$$N_{t,Rd} = \min\left(\frac{38,7\text{cm}^2 \times 35,5\text{kN/cm}^2}{1,0}; \frac{0,90 \times 33,01\text{cm}^2 \times 51\text{kN/cm}^2}{1,25}\right)$$

$$= \min(1373,85; 1212,13) = 1212,13\text{kN}$$

Παρατηρούμε ότι $N_{pl,Rd} = 1373,85\text{kN} > N_{u,Rd} = 1212,13\text{kN}$, δηλαδή δεν ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αντοχή της ολικής διατομής.

Άρα πρέπει να μειώσω τη διατομή της ράβδου λίγο πριν την κοχλίωση.

Δηλαδή,

$$N_{pl,Rd} < N_{u,Rd} \Rightarrow N_{pl,Rd} < 1373,85\text{kN}$$

Αν μειώσω το πάχος των πελμάτων κατά 1mm έχουμε:

$$A_T = A - 2 \times (0,1b) = 38,77 - 2 \times 0,1 \times 16 = 35,57\text{cm}^2$$

και

$$N_{Tpl,Rd} = A_T f_y / \gamma_{M0} = (35,57\text{cm}^2 \times 35,5\text{kN/cm}^2) / 1,0 = 1203,7\text{kN} \Rightarrow$$

$$N_{Tpl,Rd} = 1203,7\text{kN} < N_{u,Rd} = 1212,13\text{kN}$$

και

$$N_{t,Rd} = 1212,13kN > N_{Ed} = 300,62kN$$

όπου η αξονική δύναμη του συνδέσμου βρέθηκε από τις διατάξεις που επιβάλλει ο ικανοτικός σχεδιασμός. Δηλαδή, έχουμε:

- Ενισχύσεις δοκού σύζευξης

Όπως αναφέραμε στο Κεφάλαιο 6, η δοκός διατομής IPE400 ανήκει στις δοκούς ενδιάμεσου μήκους.

- Αντοχή σε ροπή κάμψης:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) = 23,5 \times 18,0 \times 1,35 \times (40,0 - 1,35) = 220,71kNm$$

- Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη:

$$V_{p,link} = (f_y/\sqrt{3}) t_w (d - t_f) = (23,5/\sqrt{3}) \times 0,86 \times (40,0 - 1,35) = 450,98kN$$

Ενισχύσεις κορμού θα πρέπει να υπάρχουν σε όλο το ύψος της διατομής της και στις δύο πλευρές του κορμού της δοκού στα άκρα των διαγωνίων. Οι ενισχύσεις αυτές θα πρέπει να διαθέτουν:

- συνολικό πλάτος: $b \geq b_f/2 - t_w = 180/2 - 8,6 = 81,4mm$ (αφού η δοκός είναι διατομής IPE400)
- πάχος: $t \geq \max\{0,75t_w, 10mm\} = \max\{\frac{0,75 \times 8,6}{6,45}; 10mm\} = 10mm$

Ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού δεν απαιτούνται σε δοκούς σύζευξης μήκους

$$e > 5M_p/V_p. \text{ Εδώ } e = 1,00m < 5M_p/V_p = 5 \times 220,71/450,98 = 2,45m.$$

⇒ απαιτούνται ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού.

Οι ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού θα πρέπει να καλύπτουν όλο το ύψος της διατομής. Για δοκούς σύζευξης με ύψος $h < 600mm$ απαιτούνται ενισχύσεις μόνο σε μία πλευρά του κορμού της δοκού. Δηλαδή, στην περίπτωση μας $h = 400mm <$

600mm, επομένως απαιτούνται ενισχύσεις μόνο σε μία πλευρά του κορμού της δοκού. Οι μονόπλευρες αυτές ενισχύσεις θα πρέπει να διαθέτουν:

- συνολικό πλάτος: $b \geq b_f/2 - t_w = 180/2 - 8,6 = 81,4mm$ (αφού η δοκός είναι διατομής ΙΡΕ240)
- πάχος: $t \geq \max\{t_w, 10mm\} = \max\{8,6; 10mm\} = 10mm$

Οι δοκοί σύζευξης ενδιάμεσου μήκους θα πρέπει να διαθέτουν ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού, οι οποίες να πληρούν τις απαιτήσεις των συνδέσμων μικρού και μεγάλου μήκους μαζί:

- Οι δοκοί μικρού μήκους θα πρέπει να διαθέτουν ενδιάμεσες ενισχύσεις κορμού τοποθετημένες σε απόσταση:
 - $d \leq 30t_w - d/5 = 30 \times 8,6 - 400/5 = 178mm$ για $\theta_p = 0,08$
 - $d \leq 52t_w - d/5 = 52 \times 8,6 - 400/5 = 367,2mm$ για $\theta_p \leq 0,02$
 - γραμμική παρεμβολή για $0,02 < \theta_p < 0,08$
- Οι δοκοί μεγάλου μήκους θα πρέπει να διαθέτουν μια ενδιάμεση ενίσχυση κορμού τοποθετημένη σε απόσταση $1,5b$ ή $1,5 \times 180 = 270mm$ από κάθε άκρο σεισμικού συνδέσμου όπου θα προβλέπεται να αναπτυχθεί πλαστική άρθρωση.

Δηλαδή,

$$\theta_p = \frac{\delta_1 - \delta_2}{e} \times q = \frac{0,01024 - 0,01020}{1,00} \times 6 = 0,0003rad < 0,02rad$$

Επομένως, τοποθετώ 5 ενδιάμεσες εγκάρσιες ενισχύσεις πάχους 10 και πλάτους 90mm, ανά 200mm.

Έλεγχος

$$l_{νευρ} = 200mm < (270mm \text{ και } 367,2mm)$$

8.4.3 Έλεγχος σύνδεσης κύριας δοκού σε υποστύλωμα

8.4.3.1 Κατά τη διεύθυνση x

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος μιας κύριας δοκού διατομής IPE400 με ένα υποστύλωμα διατομής HEA300. Για τα συνδεόμενα μέλη τα μέγιστα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό: $1,35G - 1,50W_0 + 0,90Q + 0,75S$.

Γεωμετρία συνδεόμενων μελών

Υποστύλωμα

$$h_c = 290mm$$

$$b_{fc} = 300mm$$

$$d_c = 208mm$$

$$t_{wc} = 8,5mm$$

$$t_{fc} = 14,0mm$$

$$A_c = 112,50cm^2$$

$$r_c = 27mm$$

$$W_{pl,y} = 1383cm^3$$

Κύρια δοκός

$$h_b = 400mm$$

$$b_{fb} = 180mm$$

$$d_b = 331,0mm$$

$$t_{wb} = 8,6mm$$

$$t_{fb} = 12,7mm$$

$$A_b = 84,46cm^2$$

$$r_b = 21mm$$

$$W_{pl,y} = 1307cm^3$$

Γεωμετρία κοχλιών

Επιλέχτηκαν να χρησιμοποιηθούν κοχλίες M20 με τα εξής χαρακτηριστικά:

Διάμετρος: $d = 20mm$

Διάμετρος οπής: $d_0 = d + a = 20 + 2 = 22mm$

Ενεργός επιφάνεια: $A_s = 2,45\text{cm}^2$

Ποιότητα κοχλία: 10.9

$$f_{yb} = 90\text{MPa}$$

$$f_{ub} = 1000\text{MPa}$$

Γεωμετρία μετωπικής πλάκας

$$h_p = 420\text{mm}$$

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

$$t_p = 14\text{mm}$$

Ποιότητα: S355 $\rightarrow f_{yb} = 355\text{MPa}$

Πάχος συγκόλλησης στον κορμό: $a_w = 3\text{mm}$

Πάχος συγκόλλησης στα πέλματα: $a_f = 6\text{mm}$

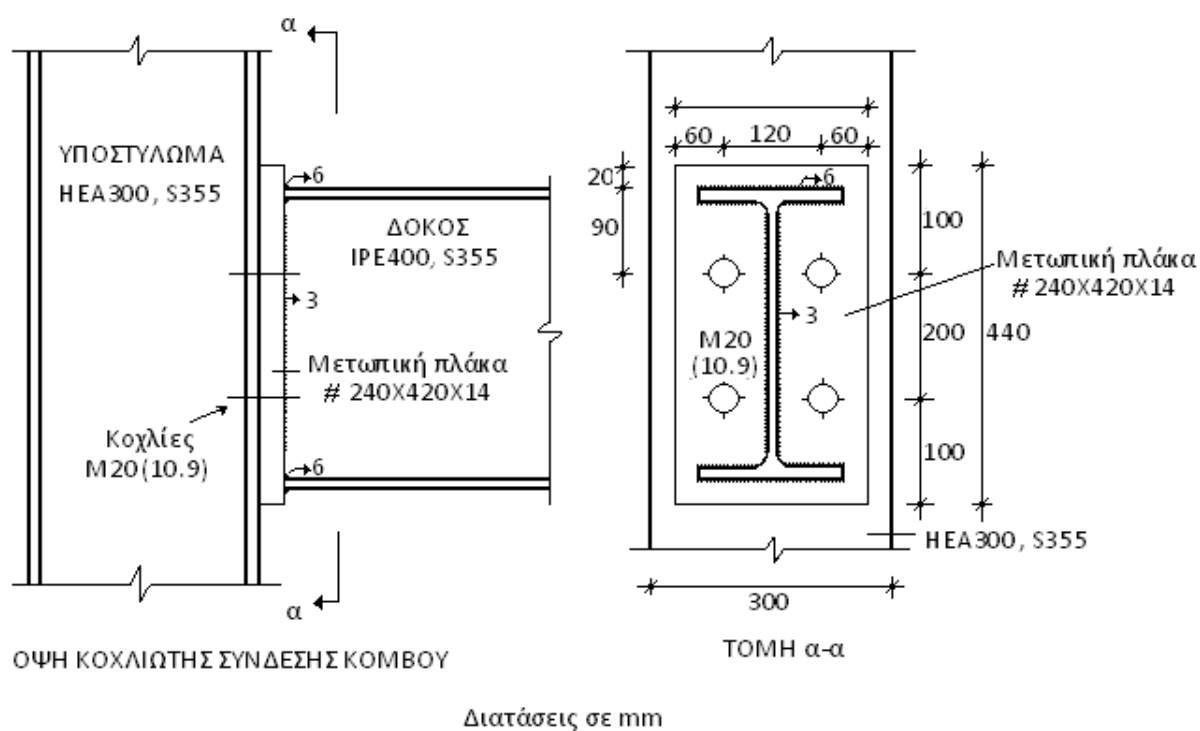
Τοπολογία κοχλιών

$$1,2d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4\text{mm} < e_1 = 100\text{mm} \leq 4t + 40\text{mm} = 4 \times 14,0 + 40 = 100\text{mm}$$

$$1,2d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4\text{mm} < e_2 = 40\text{mm} < 4t + 40\text{mm} = 4 \times 14,0 + 40 = 100\text{mm}$$

$$2,2d_0 = 2,2 \times 22 = 48,4\text{mm} < p_1 = 100\text{mm} < \min(14t ; 200\text{mm}) = 200\text{mm} \quad \text{ή}$$

$$2,4d_0 = 2,4 \times 22 = 52,8\text{mm} < p_2 = 120\text{mm} < \min(14t ; 200\text{mm}) = 200\text{mm}$$



Σχήμα 8.10: Λεπτομέρεια κοχλιωτού κόμβου

Απαιτούμενοι έλεγχοι

Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

Η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος ικανοποιεί τον περιορισμό:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 < 69\varepsilon = 69\sqrt{235/355} = 69 \times 0,81 = 55,89$$

Η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του μη ενισχυμένου κορμού του υποστυλώματος δίνεται από τη σχέση:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,90A_{vc}f_{y,wc}}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

όπου

A_{vc} η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος

$f_{y,wc}$ το όριο διαρροής του υποστυλώματος

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

Η επιφάνεια διάτμησης δίνεται από τον τύπο:

$$\begin{aligned} A_{vc} &= A_c - 2b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c) t_{fc} \\ &= 112,50 - 2 \times 30,0 \times 1,4 + (0,85 + 2 \times 2,7) \times 1,4 \\ &= 37,25 \text{ cm}^2 > n h_w t_w = 1 \times 20,8 \text{ cm} \times 0,85 \text{ cm} = 17,68 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Επομένως, η αντοχή σε διάτμηση είναι:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,90 \times 37,25 \text{ cm}^2 \times 35,5 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,00} = 687,13 \text{ kN}$$

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}}$$

όπου

ω μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξαρτάται από την παράμετρο μετασχηματισμού β

k_{wc} μειωτικός συντελεστής

ρ μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος που εξαρτάται από τη λυγηρότητα του ελάσματος

και

$$\begin{aligned} b_{eff,c,wc} &= t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + s_p + 5(t_{fc} + s) \\ &= 14 + 2 \times \sqrt{2} \times 6,0 + 2 \times 14 + 5 \times (14,0 + 27) = 264 \text{ mm} \end{aligned}$$

όπου ετέθη $s_p = 2t_p$ και $s = r_c$ για ελατές διατομές

θέτουμε $\beta = 0$ και έχουμε $\omega = 1$

$$k_{wc} = 1,0$$

Άρα

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,0 \times 1,0 \times 26,4cm \times 0,85cm \times 35,5kN/cm^2}{1,0}$$

$$\text{ή } F_{c,wc,Rd} = 796,62kN \quad \text{και}$$

$$d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c) = 290 - 2 \times (14,0 + 27) = 208mm$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{Et_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{20,8cm \times 20,7cm \times 35,5kN/cm^2}{21000kN/cm^2 \times (0,85cm)^2}} = 1,00$$

$$\text{και } \bar{\lambda}_p = 1,00 > 0,72 \quad \text{άρα}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1,00 - 0,2}{1,00^2} = 0,8$$

Πρέπει:

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad \text{ή}$$

$$F_{c,wc,Rd} \leq \frac{1,0 \times 1,0 \times 0,8 \times 26,4cm \times 0,85cm \times 35,5kN/cm^2}{1,0} = 637,3kN$$

$$\text{Άρα } F_{c,wc,Rd} = 637,3kN$$

Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της δίνεται από την επόμενη σχέση:

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb})$$

όπου

h το ύψος της συνδεόμενης δοκού

$M_{c,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού

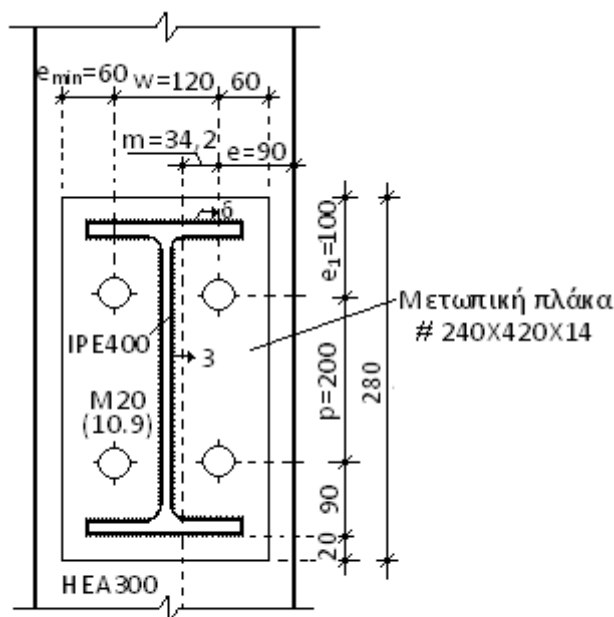
Άρα

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd,b} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307\text{cm}^3 \times 23,5\text{kN/cm}^2}{1,0} = 30714,5\text{kNcm}$$

Επομένως,

$$F_{c,fb,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) = 30714,5\text{kNcm} / (40\text{cm} - 1,35) = 794,68\text{kN}$$

Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη



Διαστάσεις σε mm

Σχήμα 8.11: Αποστάσεις για το υποστύλωμα

Από το παραπάνω σχήμα της σύνδεσης έχουμε:

$e_1 = 100mm$ (η κατακόρυφη απόσταση του κοχλία από το άνω άκρο της πλάκας)

$e_{min} = 60mm$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$$e = \frac{b_c - w}{2} = \frac{300 - 120}{2} = 90mm$$

(η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο του πέλματος του υποστυλώματος)

$$m = \frac{w - t_{wc}}{2} - 0,8r_c = \frac{120 - 8,5}{2} - 0,8 \times 27 = 34,15mm$$

$$n = \min(e_{min}; 1,25m) = \min\left(60mm; \underbrace{1,25 \times 34,15mm}_{42,69}\right) = 42,69mm$$

→ Πρώτη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά)

- Ενεργό μήκος για μεμονωμένους κοχλίες

Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 34,15mm = 214,6mm$$

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = 4m + 1,25e = 4 \times 34,15mm + 1,25 \times 90mm = 249,1mm$$

- Ενεργό μήκος για ομάδα κοχλιών

Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2p = 2 \times 200 = 400mm$$

όπου $p = 200mm$ για την πρώτη σειρά κοχλιών

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = p = 200mm$$

Μηχανισμός 1 (Αστοχία του πέλματος του βραχέος T)

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 249,1mm \text{ αλλά θα πρέπει να ισχύει: } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 214,6mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 214,6mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{21,46cm \times (1,4cm)^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0}$$

$$\text{ή } M_{pl,1,Rd} = 373,3kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 373,3kNcm}{3,42cm} = 436,61kN$$

Μηχανισμός 2 (Αστοχία κοχλιών ταυτόχρονα με την διαρροή του πέλματος)

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 249,1mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,2} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{24,91cm \times (1,4cm)^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0}$$

$$\text{ή } M_{pl,2,Rd} = 433,31kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{l,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$$

όπου:

$F_{t,Rd}$ η αντοχή σχεδιασμού του ενός κοχλία σε εφελκυσμό

Δηλαδή,

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,90 \times 2,45 \text{cm}^2 \times 100 \text{kN/cm}^2}{1,25} = 176,4 \text{kN}$$

Άρα

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 433,31 \text{kNcm} + 4,27 \text{cm} \times (2 \times 176,4 \text{kN})}{3,42 + 4,27}$$

$$\text{ή} \quad F_{T,2,Rd} = 308,59 \text{kN}$$

Μηχανισμός 3 (Αστοχία κοχλία)

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4 \text{kN} = 352,8 \text{kN}$$

Συνεπώς, η αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{436,61 \text{kN} ; 308,59 \text{kN} ; 352,8 \text{kN}\}$$

$$\text{ή} \quad F_{T,Rd} = 352,8 \text{kN}$$

→ Δεύτερη σειρά κοχλιών (εσωτερική σειρά)

Η σειρά αυτή έχει τα ίδια ακριβώς χαρακτηριστικά με την πρώτη σειρά κοχλιών.

→ Πρώτη και δεύτερη σειρά κοχλιών

Μηχανισμός 1

$$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc} = 2 \times 200mm = 400mm < \sum l_{eff,cp} = 2 \times 400mm = 800mm$$

Άρα $\sum l_{eff,1} = 400mm$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{40,0cm \times (1,4cm)^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0}$$

ή $M_{pl,1,Rd} = 695,8kNcm$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 695,8kNcm}{3,42cm} = 813,8kN$$

Μηχανισμός 2

$$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc} = 200mm + 200mm = 400mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,2} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{80,0cm \times (1,4cm)^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0}$$

ή $M_{pl,2,Rd} = 1627,6kNcm$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 1627,6kNcm + 4,27cm \times (4 \times 176,4kN)}{3,42 + 4,27}$$

ή $F_{T,2,Rd} = 815,1kN$

Μηχανισμός 3 (Αστοχία κοχλίας)

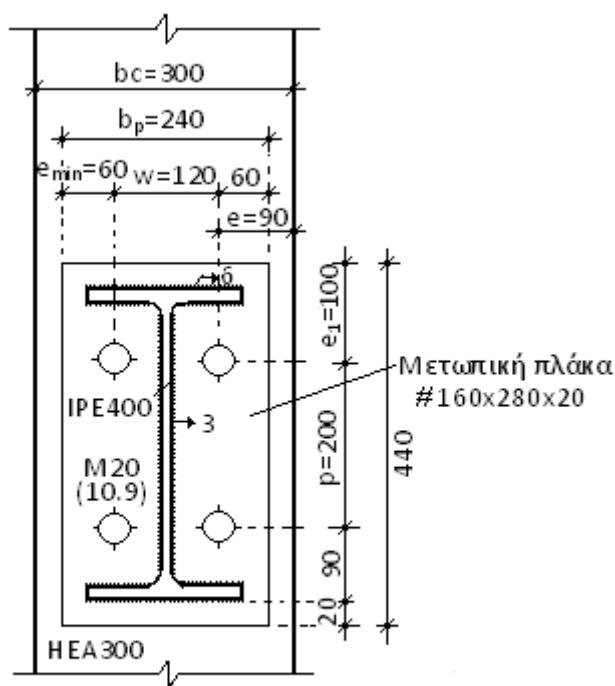
Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \times 176,4kN = 705,6kN$$

Συνεπώς, η αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της ομάδας σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{813,8kN ; 815,1kN ; 705,6kN\}$$

ή $F_{T,Rd} = 705,6kN$

Μετωπική πλάκα σε κάμψη

Διαστάσεις σε mm

Σχήμα 8.12: Αποστάσεις για τη μετωπική πλάκα

Από το παραπάνω σχήμα της σύνδεσης έχουμε:

$e_x = 100mm$ (η κατακόρυφη απόσταση του κοχλία από το άνω άκρο της πλάκας)

$p = 200mm$ (η κατακόρυφη απόσταση των κοχλιών)

$e = 60mm$ (η οριζόντια απόσταση του κοχλία από το άκρο της πλάκας)

$w = 120mm$ (η οριζόντια απόσταση των κοχλιών)

$b_p = 240mm$ (το πλάτος της μετωπικής πλάκας)

→ Πρώτη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκούμενο πέλημα)

$$m = \frac{w - t_{wb}}{2} - 0,8a_{wb}\sqrt{2} = \frac{120mm - 8,6mm}{2} - 0,8 \times 3mm \times \sqrt{2} = 52,3mm$$

$$m_2 = 90mm - 13,5mm - 0,8 \times 6mm \times \sqrt{2} = 69,7mm$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = \frac{52,3mm}{52,3mm + 60mm} = 0,47$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e} = \frac{69,7mm}{69,7mm + 60mm} = 0,54$$

Άρα σύμφωνα με το σχήμα 6.11 του EN 1993-1-8 για τις τιμές του λ_1 και λ_2 έχουμε:

$\alpha = 5,9$ και

$$n = \min\{e_{min}; 1,25m\} = \min\left\{60mm; \frac{1,25 \times 52,3}{65,4} mm\right\} = 60mm$$

- Ενεργό μήκος (μεμονωμένοι κοχλίες)

Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2\pi m = 2 \times \pi \times 52,3mm = 328,6mm$$

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,nc} = am = 5,9 \times 52,3mm = 308,6mm$$

Μηχανισμός 1

$$l_{eff,1} = l_{eff,nc} = 308,6mm \text{ αλλά θα πρέπει να ισχύει: } l_{eff,1} \leq l_{eff,cp} = 328,6mm$$

$$\text{Άρα } l_{eff,1} = 308,6mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 1 είναι:

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,1} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{30,86cm \times (1,35cm)^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0}$$

$$\text{ή } M_{pl,1,Rd} = 499,15kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή του πέλματος) είναι:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 499,15kNcm}{5,23cm} = 381,76kN$$

Μηχανισμός 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 308,6mm$$

Η ροπή αντοχής για το μηχανισμό 2 είναι:

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \frac{\sum l_{eff,2} t_f^2 f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \times \frac{30,86cm \times (1,35cm)^2 \times 35,5kN/cm^2}{1,0}$$

$$\text{ή } M_{pl,2,Rd} = 499,15kNcm$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 2 είναι:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{l,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 499,15kNcm + 6,0cm \times (2 \times 176,4kN)}{5,32 + 6,0}$$

$$\text{ή } F_{T,2,Rd} = 275,19kN$$

Μηχανισμός 3

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με το μηχανισμό 3 είναι:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 176,4kN = 352,8kN$$

Συνεπώς, η αντοχή του βραχέος T του υποστυλώματος της πρώτης σειράς κοχλιών είναι:

$$F_{T,Rd} = \min\{F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}\} = \min\{381,76kN ; 275,19kN ; 352,8kN\}$$

$$\text{ή } F_{T,Rd} = 275,19kN$$

→ Δεύτερη σειρά κοχλιών (κάτω από το εφελκούμενο πέλμα)

Η σειρά αυτή θεωρούμε ότι δεν εφελκύεται επειδή βρίσκεται πολύ κοντά στο θλιβόμενο πέλμα, γι' αυτό και δεν υπολογίζουμε την αντοχή, αφού η δύναμη που παίρνει είναι πολύ μικρή.

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

Όπου για $b_{eff,t,wc}$ πρέπει να λαμβάνεται το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος T που αντιστοιχεί στο πέλμα του υποστυλώματος. Δηλαδή,

→ Πρώτη σειρά κοχλιών: $b_{eff,t,wc} = 249,1mm$

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{1,0 \times 24,9cm \times 0,85cm \times 35,5kN/cm^2}{1,0} = 751,36kN$$

Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

Σε μια κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{y,wb}}{\gamma_{M0}}$$

Όπου για $b_{eff,t,wb}$ πρέπει να λαμβάνεται το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος T που αντιστοιχεί στη μετωπική πλάκα σε κάμψη, για μεμονωμένη σειρά κοχλιών ή μια ομάδα κοχλιών. Μόνο η πρώτη σειρά κοχλιών εφελκύει τον κορμό της δοκού. Επομένως,

$$b_{eff,t,wb} = 308,6mm$$

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{30,8cm \times 0,86cm \times 23,5kN/cm^2}{1,0} = 622,47kN$$

Δυνάμεις κοχλιών

Πίνακας 8.6: Συνολικά αποτελέσματα

	1 ^η σειρά	2 ^η σειρά	1 ^η & 2 ^η σειρά	Θλιβόμενο τμήμα
Κορμός υποστ.σε διάτμηση $V_{wp,Rd}$	687,13kN			687,13kN
Κορμός υποστ.σε θλίψη $F_{c,wc,Rd}$	637,30kN			637,30kN
Πέλαμα και κορμός δοκού σε θλίψη $F_{c,fc,Rd}$	794,68kN			794,68kN
Πέλαμα υποστ.σε κάμψη $F_{Fc,Rd}$	352,80kN	$\min(352,80; 705,6 - 352,8) = 352,8kN$	705,60kN	
Μετωπική πλάκα σε κάμψη $F_{ep,Rd}$	275,19kN			
Κορμός υποστ.σε εφελκυσμό $F_{t,wc,Rd}$	751,36kN			
Κορμός δοκού σε εφελκυσμό $F_{t,wb,Rd}$	622,47kN			
$F_{T,min}$	275,19kN	352,80kN		

Ροπή αντοχής σύνδεσης

Οι αποστάσεις των σειρών κοχλιών από το κέντρο θλίψης (κάτω πέλμα δοκού) είναι οι εξής:

$$z_1 = 400 - 90 - 13,5/2 = 303,25mm$$

$$z_2 = 303,25 - 200 = 103,25mm$$

Άρα η ροπή αντοχής του κόμβου με βάση την αντοχή της εφελκούμενης ζώνης ισούται με:

$$M_{j,Rd} = \sum_{r=1}^2 z_r F_{tr,Rd} = 0,303 \times 275,19 + 0,103 \times 352,80 = 119,72kNm$$

Όμως, ο κανόνας εφαρμογής που προβλέπεται από το EN1993-1-8, είναι ότι ένας κόμβος μπορεί να ταξινομηθεί ως αρθρωτός, εάν η αντοχή σχεδιασμού του σε ροπή κάμψης $M_{j,Rd}$ δεν είναι μεγαλύτερη από το 25% της αντοχής σχεδιασμού σε ροπή της δοκού που απαιτείται για ένα κόμβο πλήρους αντοχής, με την προϋπόθεση ότι ο κόμβος διαθέτει επιπλέον επαρκή στρωφική ικανότητα. Δηλαδή,

$$\sum M_{j,Rd} = 119,72kNm \stackrel{?}{\leq} M_{b,Rd} = [(23,5kN/cm^2) \times 1307cm^3]/4$$

ή

$$\sum M_{j,Rd} = 119,72kNm > M_{b,Rd} = 307,15kNm/4 = 76,78kNm$$

Επομένως, συμπεραίνω ότι η ροπή αντοχής της σύνδεσης είναι μεγαλύτερη από την επιθυμητή. Σε αυτή την περίπτωση, μία λύση είναι να μειώσουμε παραπάνω την απόσταση μεταξύ των 2 σειρών κοχλιών για να μειωθεί η απόσταση z_1 . Όμως, επειδή δε μπορούμε να μειώσουμε παραπάνω την απόσταση p μεταξύ των κοχλιών λόγω των περιορισμών των αποστάσεων από τον κανονισμό, είτε αλλάζουμε κατηγορία διατομής π.χ. τοποθετούμε διατομές HEA που δεν είναι υψίκορμες όπως οι διατομές IPE, είτε πραγματοποιούμε σύνδεση με γωνιακά, όπως στην παρακάτω παράγραφο 8.4.3.2.

8.4.3.2 Κατά τη διεύθυνση y

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος μιας κύριας δοκού διατομής IPE270 με ένα υποστύλωμα διατομής HEA300. Για τα συνδεόμενα μέλη τα μέγιστα εντατικά μεγέθη προέκυψαν από το συνδυασμό: $1,35G - 1,50W_0 + 0,90Q + 0,75S$.

Γεωμετρία συνδεόμενων μελών

Υποστύλωμα

$$h_c = 290mm$$

$$b_{fc} = 300mm$$

$$d_c = 208mm$$

$$t_{wc} = 8,5mm$$

$$t_{fc} = 14,0mm$$

$$A_c = 112,50cm^2$$

$$r_c = 27mm$$

$$W_{pl,y} = 1383cm^3$$

Κύρια δοκός

$$h_b = 270mm$$

$$b_{fb} = 135mm$$

$$d_b = 219,6mm$$

$$t_{wb} = 6,6mm$$

$$t_{fb} = 10,2mm$$

$$A_b = 45,95cm^2$$

$$r_b = 15mm$$

$$W_{pl,y} = 484,0cm^3$$

Επιλέγουμε να διαμορφώσουμε τη σύνδεση με διατομή από δύο γωνιακά. Η επιλογή της διατομής των γωνιακών θα γίνει με κριτήριο την αντοχή της απομειωμένης διατομής σε θραύση, η οποία για σύνδεση των γωνιακών με 2 κοχλίες είναι:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

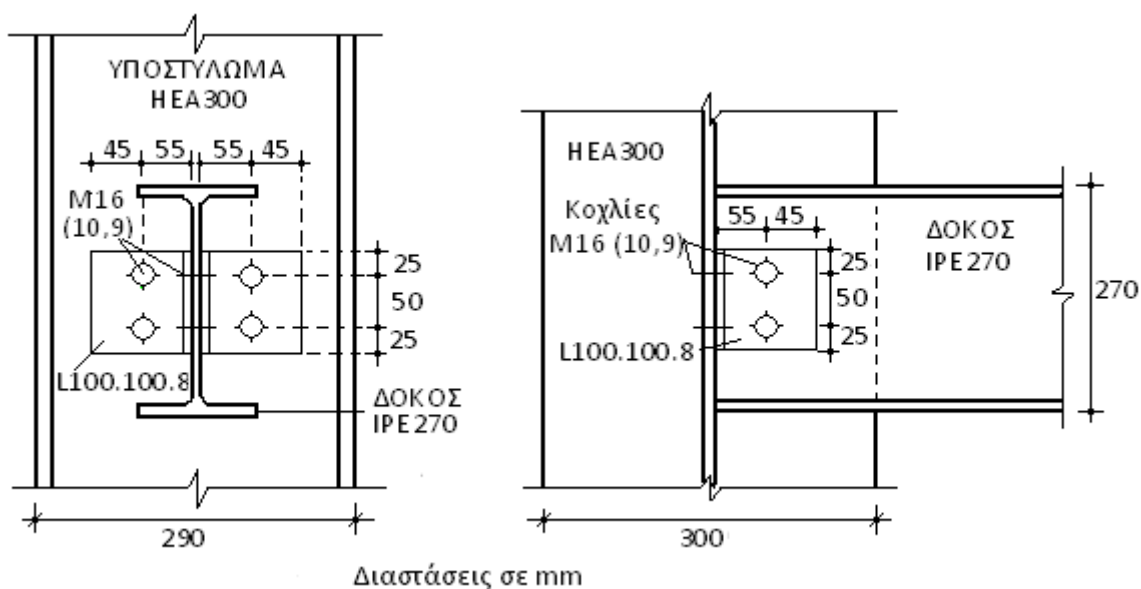
όπου το β_2 εξαρτάται από τη διάταξη των οπών. Έστω ότι παίρνουμε τη μικρότερη τιμή $\beta_2 = 0,4$.

Πρέπει:

$$F_{v,Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \Rightarrow 2A_{net} \geq \frac{F_{v,Ed} \gamma_{M2}}{\beta_2 f_u} \quad \text{ή}$$

$$A_{net} \geq \frac{31,69 \text{ kN} \times 1,25}{2 \times 0,4 \times 51 \text{ kN/cm}^2} = 0,97 \text{ cm}^2$$

Από τους πίνακες για τα γωνιακά επιλέγουμε: L100.100.8 ($A = 15,5 \text{ cm}^2$) ποιότητας S355 με $f_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ και $f_u = 51 \text{ kN/cm}^2$



Σχήμα 8.13: Λεπτομέρεια κοχλιωτής σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος

- Έλεγχος κοχλίωσης επί του κορμού της δοκού

Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Από τον πίνακα των διατομών L βλέπουμε ότι για τη συγκεκριμένη διατομή μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε κοχλία οπής μέχρι $d_1 = 25 \text{ mm}$. Έτσι, επιλέγουμε 2 δίμητους κοχλίες M16 ποιότητας 10.9 .

Διάμετροι οπών κοχλιών

$$d_0 = d + a \xrightarrow{d=16mm, a=2mm} d_0 = 16 + 2 = 18mm ,$$

αφού για κοχλίες M16 $a=2mm$

Έχουμε:

$$mine_1 = 1,2d_0 \leq e_1 \leq maxe_1 = 40mm + 4t$$

$$minp_1 = 2,2d_0 \leq p_1 \leq maxp_1 = \min(14t ; 200mm)$$

$$mine_2 = 1,2d_0 \leq e_2 \leq maxe_2 = 40mm + 4t$$

αφού πρόκειται για χάλυβα εκτεθειμένο σε καιρικές συνθήκες ή άλλα διαβρωτικά περιβάλλοντα.

Επιλέγουμε:

$$mine_1 = 1,2 \times 18 = 21,6mm \leq e_1 = 22mm < maxe_1 = 40 + 4 \times 8 = 72mm$$

$$minp_1 = 2,2 \times 18 = 39,6mm < p_1 = 40mm < maxp_1 = \min\left(\frac{14 \times 8}{112}; 200\right) = 112$$

$$mine_2 = 1,2 \times 18 = 21,6mm < e_2 = 40mm < maxe_2 = 40 + 4 \times 8 = 72mm$$

Αφού από τους πίνακες των πρότυπων διατομών $e_{min} = e_2 = 55mm$

Διατμητική δύναμη σχεδιασμού

Η τέμνουσα δύναμη $V_{Ed} = 31,69kN$, αναγόμενη στο κέντρο βάρους των κοχλιών αυτών προκαλεί μια ροπή:

$$M_{Ed} = 31,69kN \times 5,5cm = 174,3kNcm$$

η οποία παραλαμβάνεται από τους κοχλίες και είναι ίση με:

$$F_{h,Ed} = \frac{M_{Ed}}{p_1} = \frac{174,3kNcm}{5cm} = 34,86kN$$

Επιπλέον, η τέμνουσα δύναμη ισοδιανέμεται στους κοχλίες:

$$F_{v,Ed} = V_{Ed}/2 = 34,86kN/2 = 17,43kN$$

Συνισταμένη δύναμη σχεδιασμού δυσμενέστερου κοχλία:

$$F_{Ed} = \sqrt{F_{v,Ed}^2 + F_{h,Ed}^2} = \sqrt{34,86^2 + 17,43^2} = 39kN$$

Αντοχή σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Δεδομένου ότι το σπείρωμα δεν τέμνει τα επίπεδα διάτμησης, η διατομή του κάθε κοχλία είναι: $A = (\pi d^2)/4 = (\pi \times 1,6^2)/4 = 2,01cm^2$.

Ποιότητα χάλυβα κοχλιών → 10.9

$$f_{yb} = 90kN/cm^2$$

$$f_{ub} = 100kN/cm^2$$

Συνεπώς, θα πρέπει να ισχύει:

$$F_{v,Rd} = 2 \times \frac{0,5 \times 2,01cm^2 \times 100kN/cm^2}{1,25} = 160,80kN > 39kN = F_{Ed}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha f_u d t_{min}}{\gamma_{M2}}$$

όπου

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$$

Έτσι,

$$\alpha = \min \left\{ \frac{25\text{mm}}{\frac{3 \times 18\text{mm}}{0,46}} ; \frac{50\text{mm}}{\frac{3 \times 18\text{mm}}{0,68}} - \frac{1}{4} ; \frac{100\text{kN/cm}^2}{\frac{51\text{kN/cm}^2}{1,96}} ; 1 \right\} = 0,46$$

$$k_1 = \min \left\{ \underbrace{2,8 \times \frac{45\text{mm}}{18\text{mm}}}_{6,07} - 1,7 ; 2,5 \right\} = 2,5$$

Επομένως,

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 51,0\text{kN/cm}^2 \times 1,6\text{cm} \times 0,8\text{cm}}{1,25} = 60,06\text{kN} > 39\text{kN} = F_{Ed}$$

Έλεγχος

$F_{Ed} = 39\text{kN} < \min(F_{v,Rd} ; F_{b,Rd}) = 62,06\text{kN}$ και ισχύει και το κριτήριο ολκιμότητας αφού $F_{v,Rd} = 160,80\text{kN} > F_{b,Rd} = 62,06\text{kN}$.

- Έλεγχος κοχλίωσης επί του κορμού του υποστυλώματος

Κοχλίες → Μονόμητοι διαμέτρου M16 και ποιότητας

Αντοχή σε διάτμηση

$$F_{v,Rd} = n \frac{a_v A f_{ub}}{\gamma_{M2}} m$$

Δεδομένου ότι το σπείρωμα δεν τέμνει τα επίπεδα διάτμησης, η διατομή του κάθε κοχλία είναι: $A = (\pi d^2)/4 = (\pi \times 1,6^2)/4 = 2,01\text{cm}^2$.

Ποιότητα χάλυβα κοχλιών → 10.9

$$f_{yb} = 90 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ub} = 100 \text{ kN/cm}^2$$

Συνεπώς, θα πρέπει να ισχύει:

$$F_{v,Rd} = 1 \times \frac{0,5 \times 2,01 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \times m = (80,4m) \text{ kN} > 31,69 \text{ kN} = F_{Ed} \Rightarrow$$

$$m > \frac{80,4}{31,69} = 1,08 \Rightarrow \boxed{m = 2}$$

Άρα

$$F_{v,Rd} = 160,80 \text{ kN}$$

Έλεγχος αποστάσεων κοχλιών

Επιλέγουμε:

$$\min e_1 = 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ mm} \leq e_1 = 25 \text{ mm} < \max e_1 = 40 + 4 \times 8,0 = 72 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2 \times 18 = 39,6 \text{ mm} < p_1 = 50 \text{ mm} < \max p_1 = \min \left(\frac{14 \times 8}{112}; 200 \right) = 112$$

$$\min e_2 = 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ mm} < e_2 = 45 \text{ mm} < \max e_2 = 40 + 4 \times 8,0 = 72 \text{ mm}$$

Αντοχή σε σύνθλιψη άντυγας

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha f_u d t_{\min}}{\gamma_{M2}}$$

όπου

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right\}$$

Έτσι,

$$\alpha = \min \left\{ \frac{25\text{mm}}{3 \times 18\text{mm}} ; \frac{50\text{mm}}{3 \times 18\text{mm}} - \frac{1}{4} ; \frac{100\text{kN/cm}^2}{51\text{kN/cm}^2} ; 1 \right\} = 0,46$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \times \frac{45\text{mm}}{18\text{mm}} - 1,7 ; 2,5 \right\} = 2,5$$

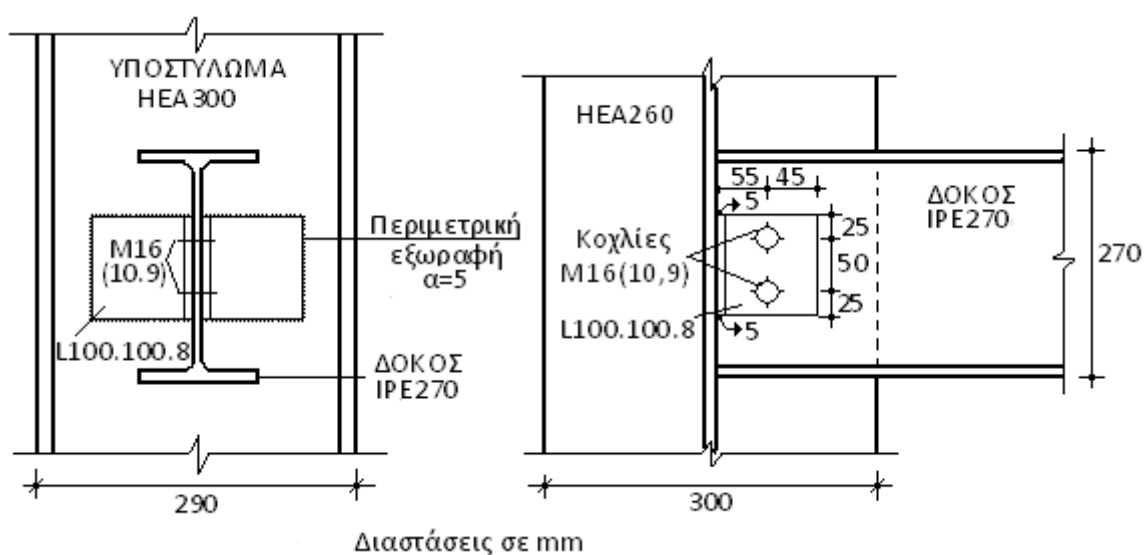
Επομένως,

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 51,0\text{kN/cm}^2 \times 1,6\text{cm} \times 0,8\text{cm}}{1,25} = 60,06\text{kN} > 31,69\text{kN} = F_{Ed}$$

Έλεγχος

$F_{Ed} = 31,69\text{kN} < \min(F_{v,Rd} ; F_{b,Rd}) = 60,06\text{kN}$ και ισχύει και το κριτήριο ολκιμότητας αφού $F_{v,Rd} = 160,80\text{kN} > F_{b,R} = 60,06\text{kN}$.

Εναλλακτικός τρόπος σύνδεσης του γωνιακού με το υποστύλωμα είναι και η συγκόλληση.



Σχήμα 8.14: Λεπτομέρεια κοχλιωτής και συγκολλητής σύνδεσης δοκού-υποστυλώματος

Δηλαδή,

Θεωρώ ενιαίο πάχος συγκόλλησης $a = 5mm$

Έλεγχος γεωμετρίας

Συνολικό μήκος συγκόλλησης:

$$L = 3 \times 100mm = 300mm$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης:

$$3mm < a < 0,70t_{min} \Rightarrow 3mm < a = 5mm < 0,70 \times 8,0mm = 5,6mm$$

Δύναμη σχεδιασμού της συγκόλλησης

$$V_{Ed} = 31,69kN$$

Έλεγχος συγκόλλησης

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{51kN/cm^2 / \sqrt{3}}{0,9 \times 1,25} = 26,17kN/cm^2$$

όπου $\beta_w = 0,9$ και $f_u = 51kN/cm^2$ για S355.

Αντοχή σχεδιασμού της συγκόλλησης στο μοναδιαίο μήκος:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a = (26,17kN/cm^2 \times 0,5cm) \times 30cm = 393kN$$

Δηλαδή,

$$F_{w,Ed} = 32kN \leq F_{w,Rd} = 393kN \rightarrow \underline{\text{ο έλεγχος ικανοποιείται}}$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9: Συμπεράσματα

Αρχικό ζητούμενο της παρούσας εργασίας ήταν να βρεθεί ένα κτίριο με την καταλληλότερη διάταξη των συνδέσμων δυσκαμψίας. Η διάταξη των συνδέσμων αυτών στηρίχθηκε σε διάφορα κριτήρια, με σημαντικότερα την περιμετρική διάταξη αυτών και κατά τις δύο διευθύνσεις για μεγαλύτερη δυστρεψία και αποφυγή προβλημάτων στροφής, καθώς και την καταλληλότητα των πρώτων ιδιομορφών ταλάντωσης. Συγκεκριμένα, καταλήξαμε σε ένα κτίριο το οποίο: α) έχει περιμετρικά και όσο το δυνατό συμμετρικά διατεταγμένους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας και σταθερούς καθ' ύψος του κτιρίου, β) το 90% της ιδιομορφικής του μάζας και στις δύο διευθύνσεις συμπληρώνεται στην 5^η ιδιομορφή, γ) στις δύο πρώτες ιδιομορφές η κίνηση του φορέα είναι καθαρά μεταφορική, δ) δεν υφίστανται προβλήματα συνδέσεων.

Βασικό κριτήριο για το σχεδιασμό της τελικής κατασκευής μας ήταν η επιλογή των βέλτιστων διατομών, για κάθε μέλος, με βάση την ικανοποίηση των ελέγχων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Αρχικά η επιλογή των διατομών έγινε με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής και την επιβολή της σεισμικής φόρτισης και στη συνέχεια επαναξιολογήθηκαν οι διατομές με βάση τα νέα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν εφαρμόζοντας παρατηρήσεις του Ευρωκώδικα 8 (ικανοτικός σχεδιασμός).

Σημαντικότερο σημείο της παρούσας εργασίας είναι η εξασφάλιση της πλάστιμης συμπεριφοράς του φορέα μας. Δηλαδή, σχεδιάσαμε το δομικό σύστημα έτσι ώστε να απορροφά ενέργεια μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των δοκών σύζευξης, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Συγκεκριμένα, έγινε προσπάθεια να σχεδιαστεί η κατασκευή έτσι ώστε να παραμορφωθεί πέραν του ορίου γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς παρουσιάζοντας βλάβες οι οποίες όμως να είναι ελεγχόμενες σε έναν αποδεκτό βαθμό. Δηλαδή, εξασφαλίσαμε αξιόπιστο ελαστοπλαστικό μηχανισμό. Επομένως, καθορίσαμε μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού πως θα συμπεριφερθεί η κατασκευή μετά την επιβολή του σεισμού και την είσοδο της στην πλαστική περιοχή, ούτως ώστε να υπάρξει μετέπειτα δυνατότητα επισκευών για αποκατάσταση της φέρουσας ικανότητάς της. Ένα

δύσκολο σημείο πάνω στην εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού ήταν ο καθορισμός του πολλαπλασιαστικού συντελεστή Ω , καθώς αυτός εξαρτάται τόσο από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών των δοκών σύζευξης, όσο και από τα εντατικά μεγέθη αυτών. Συνεπώς, ακόμα και μια μικρή αλλαγή διατομής κάποιου μέλους απαιτούσε τον επαναπροσδιορισμό του.

Ένα άλλο σημείο που εξετάσαμε είναι η μη κανονικότητα του κτιρίου σε κάτοψη. Η διαφορά αυτή από τα κανονικά κτίρια δεν είχε καμία ουσιαστική επίδραση στην κατασκευή μας, καθώς το μόνο που επέβαλλε ήταν το χωρικό προσομοίωμα, αντί για απλουστευμένο επίπεδο. Έτσι, από τα χωρία του EC8 δεν υπήρξε καμία άλλη δέσμευση, ούτε ακόμα και για την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

Τέλος, ασχοληθήκαμε με τις συνδέσεις μελών του φορέα μας. Συγκεκριμένα, σε αυτό το σημείο θα επικεντρωθούμε στον περιορισμό που επιβάλλει ο ευρωκώδικας πάνω στην ταξινόμηση ενός κόμβου ως αρθρωτού για τη σύνδεση δοκού-υποστυλώματος. Ο περιορισμός αυτός μας ανάγκασε να κάνουμε χρήση γωνιακών για την επίτευξη της αρθρωτής σύνδεσης, ούτως ώστε να αποφύγουμε την πρώτη σύνδεση που έγινε με τη χρήση μετωπικής πλάκας, κοχλιωμένης στο υποστύλωμα.

Όλα τα παραπάνω συνέβησαν λαμβάνοντας υπόψη τη γραμμική συμπεριφορά του φορέα. Εν τούτοις στην παρούσα εργασία έγινε και μία προσπάθεια προσέγγισης της μη γραμμικής συμπεριφοράς του φορέα μας μέσω της στατικής ανελαστικής ανάλυσης pushover. Έχει το πλεονέκτημα ότι είναι πιο απλή στην εφαρμογή της και στην εξαγωγή συμπερασμάτων, γιατί δεν εξαρτάται τόσο από τη διέγερση αλλά επικεντρώνει την προσοχή της στον έλεγχο της συμπεριφοράς των μελών. Επομένως, η μη γραμμική στατική ανάλυση μπορεί να εξελιχθεί σε ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο αν χρησιμοποιηθεί με προσοχή και κρίση, αλλά δεν μπορούν να παραλειφθούν κάποιες σημαντικές αδυναμίες, κάποιες από τις οποίες συνοψίζονται παρακάτω:

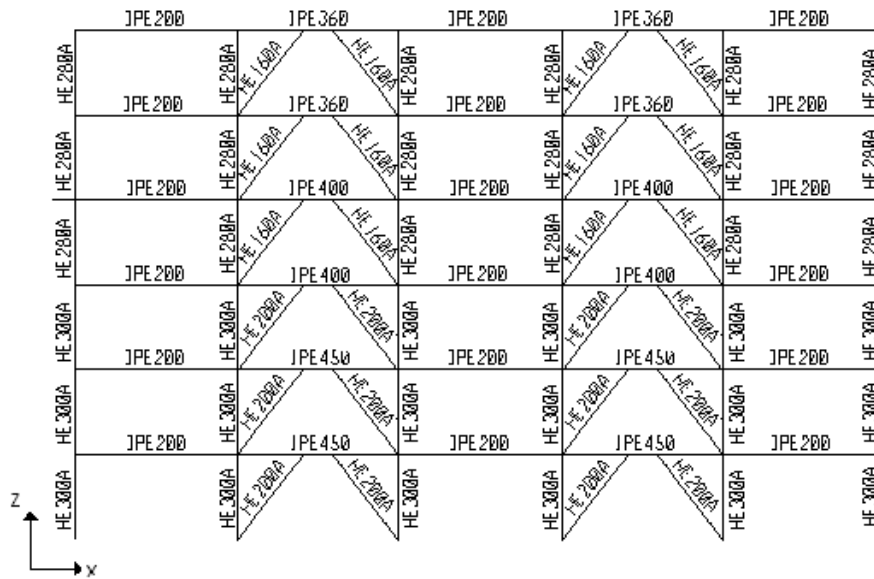
- Η δυναμική δράση των σεισμών καταπονεί τον πολυβάθμιο ελαστοπλαστικό ταλαντωτή, κατά κυκλικό και σύνθετο τρόπο και προκειμένου να απλοποιήσουμε το πρόβλημα στην πράξη εξομοιώνουμε το πολυβάθμιο

σύστημα με μονοβάθμιο. Αυτή η υπόθεση όμως δεν μπορεί να αποτελέσει μέσο γενίκευσης, αν και σε πολλές περιπτώσεις η απόκριση καθορίζεται σχεδόν αποκλειστικά από τη θεμελιώδη ιδιομορφή. Έτσι, στη διεύθυνση που εξετάζουμε η θεμελιώδης ιδιομορφή συγκεντρώνει ένα μεγάλο ποσοστό της ιδιομορφικής μάζας (80%), γι' αυτό θεωρούμε ότι η απλοποίηση αυτή δεν έχει σοβαρές επιπτώσεις στην κατασκευή μας.

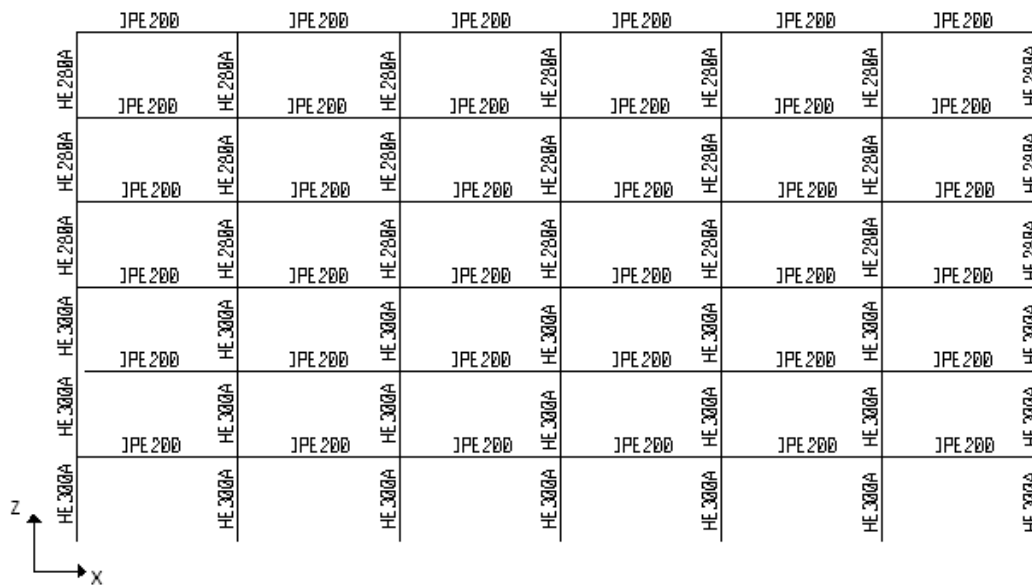
- Η απόκριση των παραμορφώσεων, που προκύπτει από την pushover ανάλυση μπορεί να είναι αρκετά ανακριβής όταν είναι σημαντική η επίδραση των υψηλών ιδιομορφών. Η μέθοδος αυτή αγνοεί σαφώς τη συμβολή των υψηλών ιδιομορφών στη συνολική απόκριση και όπου είναι σημαντική η συμβολή τους τα αποτελέσματα είναι αναληθή. Όμως, στην περίπτωσή μας η επίδραση των υψηλών ιδιομορφών δεν είναι σημαντική, καθώς περιέχουν μικρά ποσοστά της ιδιομορφικής μάζας, γι' αυτό θεωρούμε ότι τα αποτελέσματά μας είναι αρκετά αληθή.
- Όταν η Pushover ανάλυση βασίζεται στην επιβολή δυνάμεων, δεν μπορεί να συμπεριλάβει αδυναμίες της κατασκευής, όπως ανωμαλίες στην αντοχή. Ωστόσο, θεωρητικά πιο ακριβής είναι η εφαρμογή διανομής μετακινήσεων που ενημερώνεται κατάλληλα σε κάθε διαφορετικό βήμα παραμόρφωσης, όπως στην περίπτωση μας.

Προφανώς, η στατική ανελαστική ανάλυση, λόγω της έλλειψης αρκετών χαρακτηριστικών της ανελαστικής δυναμικής, δεν μπορεί να την αντικαταστήσει πλήρως κατά την αποτίμηση των κατασκευών. Έτσι, με δεδομένο ότι η θεωρητική θεμελίωση της μεθόδου είναι ισχνη για επίπεδα συστήματα και σχεδόν ανύπαρκτη για χωρικά, ενώ παράλληλα η όποια μέχρι σήμερα αριθμητική της τεκμηρίωση είναι περιορισμένη, η μέθοδος δεν πρέπει να χρησιμοποιείται για ποσοτικούς προσδιορισμούς, αλλά μόνο για ποιοτική εκτίμηση της ανελαστικής συμπεριφοράς. Επομένως, μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο συμπληρωματικά προς τις δύο γραμμικές μεθόδους ανάλυσης, υπό την έννοια πρόσθετων ελέγχων της μετελαστικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

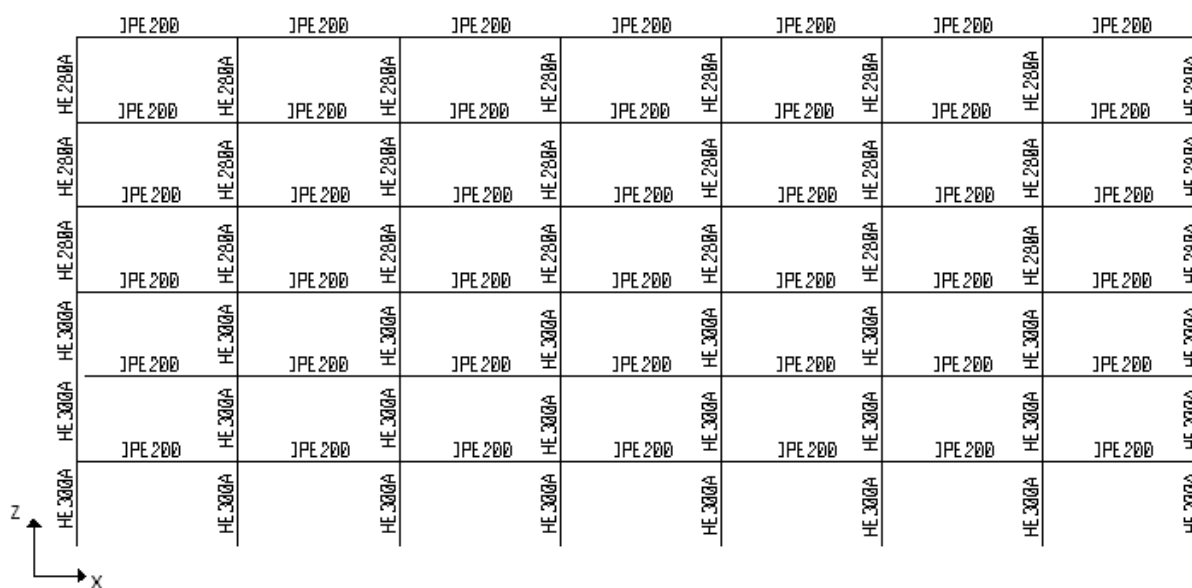
Παράρτημα Α



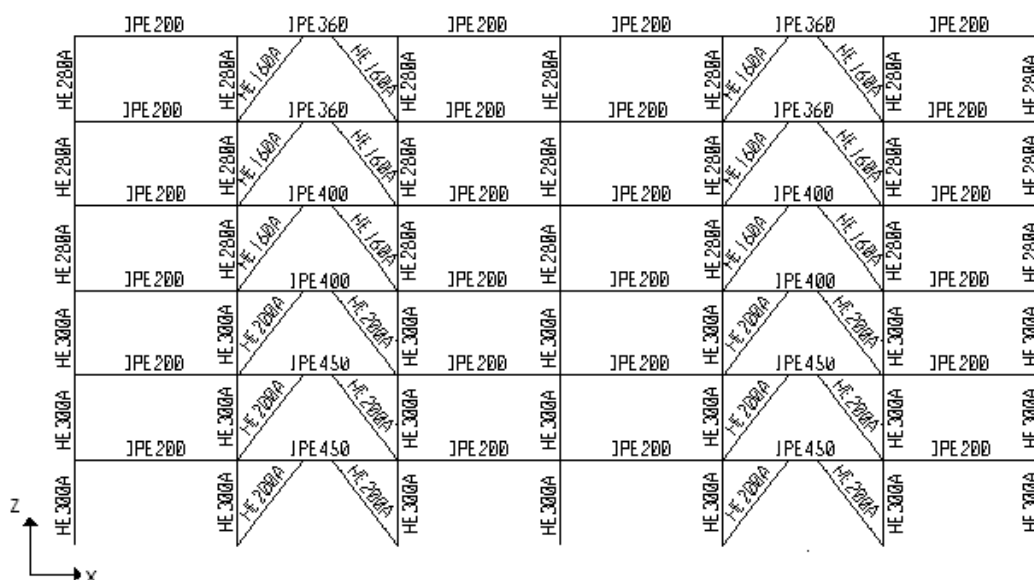
Σχήμα Α1: Επίπεδο 1 κατά x'x



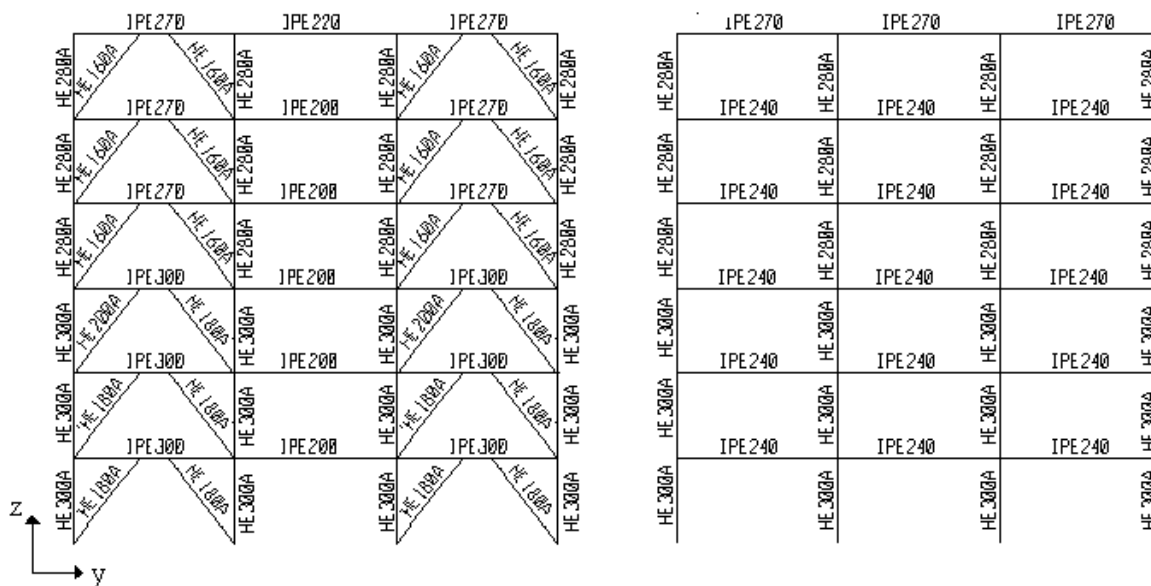
Σχήμα Α2: Επίπεδο 2 κατά x'x



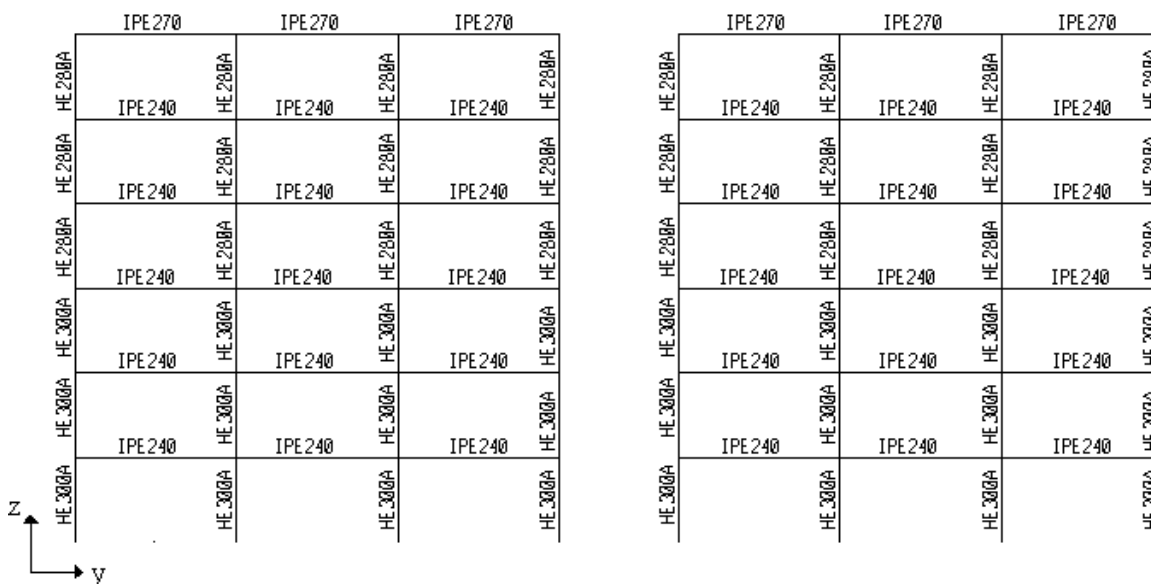
Σχήμα Α3: Επίπεδο 3 κατά x'x



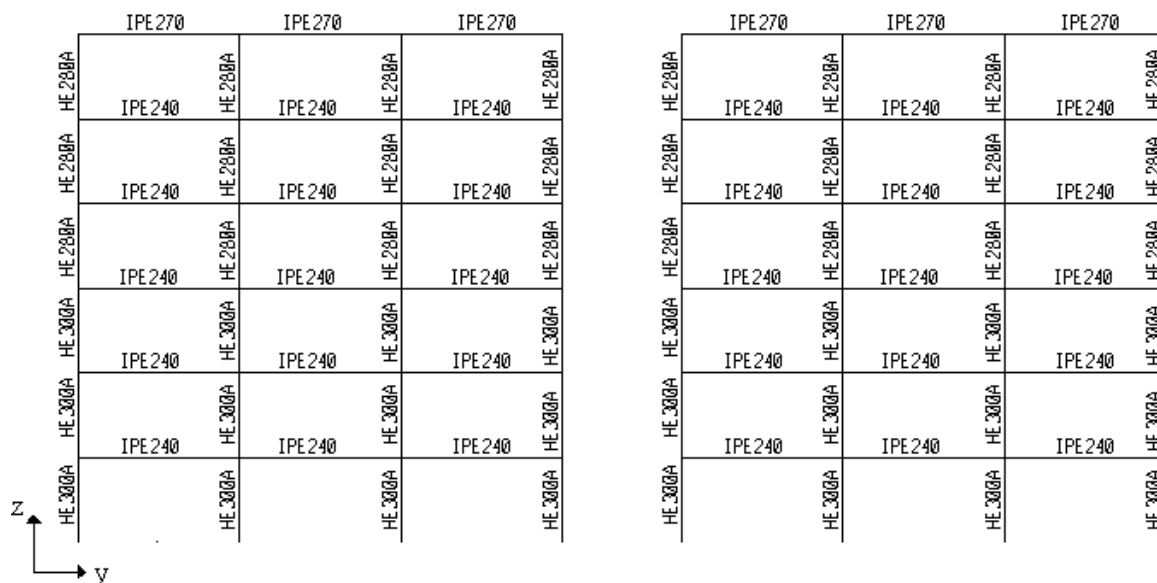
Σχήμα Α4: Επίπεδο 4 κατά x'x



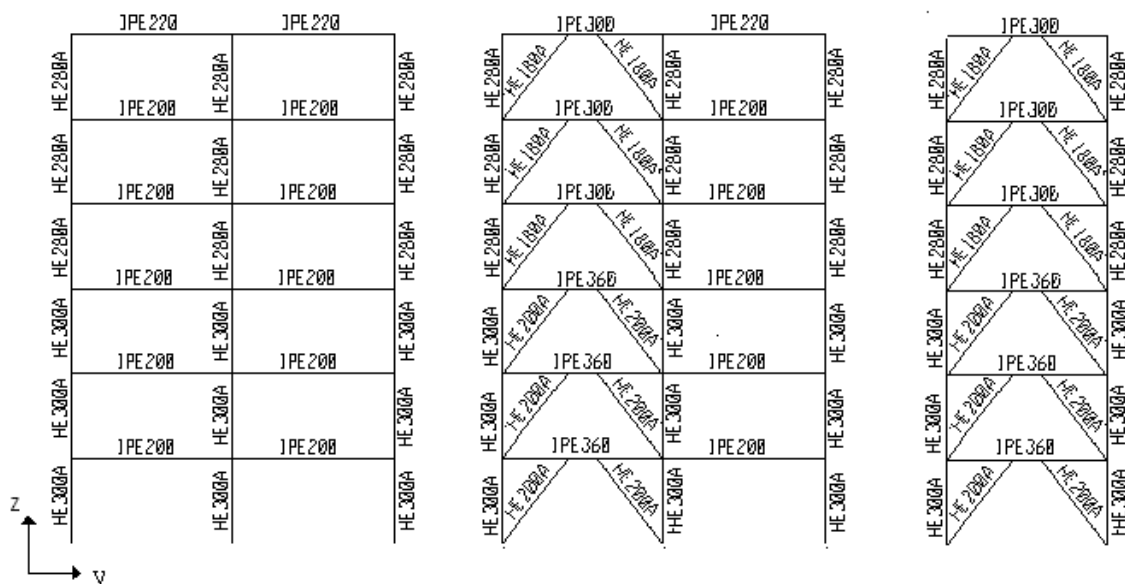
Σχήμα Α5: Επίπεδο Α κατά y'γ και Επίπεδο Β κατά y'γ αντίστοιχα



Σχήμα Α6: Επίπεδο C κατά y'γ και Επίπεδο D κατά y'γ αντίστοιχα



Σχήμα Α7: Επίπεδο Ε κατά y'γ και Επίπεδο F κατά y'γ αντίστοιχα



Σχήμα Α8: Επίπεδο G κατά y'γ και Κεκλιμένα επίπεδα 1F-3H και 3H-4G αντίστοιχα

Βιβλιογραφία

- Ι. Χ. Ερμόπουλου, «Ευρωκώδικας 1 : Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις επί των κατασκευών, Ερμηνευτικά σχόλια και παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ι. Χ. Ερμόπουλου, «Στοιχεία Σχεδιασμού Μεταλλικών Κατασκευών», Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα 2000.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα, με βάση τα τελικά κείμενα των Ευρωκωδίκων», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 1, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ι. Βάγια, Ι. Χ. Ερμόπουλου, Γ. Ιωαννίδη, «Σιδηρές Κατασκευές, Παραδείγματα εφαρμογής του Ευρωκώδικα 3», Τόμος 2, Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005, 2^η έκδοση.
- Ιωάννης Κ. Βάγιας, «Σύμμικτες Κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2001, 2^η έκδοση.
- Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, prENV 1993-1-1 : 2003
- «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός», (Ε.Α.Κ.), Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα 2001
- Ι.Θ.Κατσικαδέλη, «Δυναμική των Κατασκευών», Τόμος 1, Εκδόσεις Συμμετρία, 2002
- Δ. Παπασταματίου, Ι. Ψυχάρη, «Βοηθητικές Σημειώσεις Αντισεισμικής Τεχνολογίας», Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα 2005.
- Anil K. Chopra, «Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και Εφαρμογές στη Σεισμική Μηχανική», Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, 3^η έκδοση, 2007