

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Ιωάννη Βάγια, ο οποίος, χάρη στην επιστημονική του καθοδήγηση βοήθησε καθοριστικά στην εκπόνηση της παρούσας εργασίας. Επίσης, ένα μεγάλο ευχαριστώ στον κύριο Αντρέα Σπυλιόπουλο, καθώς και στις υποψήφιες διδάκτορες Μαρία-Ελένη Ντάσιου, Δανάη Δημακογιάννη και Γιούλη Δούγκα για την ουσιαστική βοήθειά τους και την αρμονική συνεργασία που είχαμε.

Επίσης θέλω να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στους γονείς μου Βασίλη και Καλλιόπη και στα αδέρφια μου Γρηγόρη, Γιώργο και την μικρή μου Σαββίνα για την διαρκή τους υποστήριξη, κατανόηση και υπομονή στην έλλειψη του ελεύθερου χρόνου μου καθ'όλη την διάρκεια των προπτυχιακών μου σπουδών.

Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα την γιαγιά μου, Σεβαστή, για την συντροφιά που μου προσέφερε όλα τα χρόνια των σπουδών μου, καθώς και τους παππού και γιαγιά Γρηγόρη και Καλλιόπη για τις συχνές επισκέψεις τους στην Αθήνα.

Ακόμη αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τον συνάδελφο και φίλο Δημήτρη Ντούλια για την πολύτιμη βοήθειά του όλα τα χρόνια της φοιτητικής μου ζωής, καθώς και τον Λευτέρη του οποίου η συμβολή και η ενίσχυση μπορεί να ήταν αφανής αλλά ταυτόχρονα πολύ σημαντική και ανεκτίμητη.

Τέλος, ευχαριστώ τους συμφοιτητές μου και ιδιαίτερα τις καινούργιες πολύ καλές μου φίλες, τόσο για την βοήθεια τους όσο και για την ευχάριστη συνεργασία μας.

Σεβαστή Κοκκίνου

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<u>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</u>	<u>7</u>
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ</u>	<u>8</u>
1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ – ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	8
1.2 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	10
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΡΓΟΥ</u>	<u>12</u>
2.1 ΣΚΟΠΟΣ	12
2.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	13
2.2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	13
2.2.2 ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ Λ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΚΑΙ $q = 2,5$	19
2.2.3 ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ Λ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΚΑΙ $q = 1,5$	20
2.3 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	20
2.4 ΣΧΕΔΙΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ	20
2.4.1 ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ – ΣΚΥΡΟΔΕΤΗΣΗΣ	21
2.4.2 ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ	21
2.5 ΦΟΡΤΙΑ	23
2.5.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΩΝ	23
2.5.2 ΣΤΑΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	24
2.5.2.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (DEAD, DEAD SLAB)	24
2.5.2.2 ΛΟΙΠΑ ΜΟΝΙΜΑ	24
2.5.2.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ	24
2.5.2.4 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ	25
2.5.3 ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ	25
2.5.3.1 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	25
2.6 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	38

2.6.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	38
2.6.2 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ ΚΑΤΑ Υ	45
2.7 ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	48
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ</u>	<u>49</u>
3.1 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ	50
3.1.1 ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΤΙΣ ΦΟΡΕΑ	50
3.1.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ α_{cr} ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ ΤΟΥ EN1993-1-1	52
3.2 ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ ΕΛΕΓΧΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 (EC3)	58
3.2.1 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΧΑΛΥΒΑ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ	58
3.2.2 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	59
3.2.3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	62
3.2.4 ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ	62
3.2.4.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ	62
3.2.4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ	63
3.2.4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ	63
3.2.4.4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	64
3.2.4.5 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	65
3.2.4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ	65
3.2.4.7.ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ	66
3.2.4.8 ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ- ΜΕΛΗ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ	69
3.2.4.8 .1ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ	69
3.2.4.8.2 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ	69
3.2.4.9 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ –ΜΕΛΗ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ	72

3.2.4.9.1 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ	72
3.2.4.9.2 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΓΙΑ ΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ	73
3.2.4.9.3 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΓΙΑ ΣΤΡΕΠΤΙΚΟ ΚΑΙ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ	73
3. 2.4.9.4 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ (ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ) ΛΥΓΙΣΜΟΥ- ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ	74
3.2.4.9.5 ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ	75
3.2.4.10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗ	77
3.3 ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ ΕΛΕΓΧΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 (EC3)	81
3.3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	81
3.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	83
3.4.1 ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ	84
3.4.2 ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ	85
3.4.3 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ	86
3.4.3.1 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΗΛΟΙ ΚΕΦΑΛΗΣ	86
3.4.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΣΤΑΣΕΩΝ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΗΛΩΝ	87
3.4.3.3 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ	88
3.5 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	89
3.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ	90
3.7 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ	91
3.7.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΥΠΟΥ Λ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ	91
3.7.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	98
3.7.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ	112
3.7.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ	117
3.7.5 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	122
3.7.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	129

3.7.7 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ	131
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 : ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ</u>	133
4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	133
4.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	133
4.3 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ	141
4.3.1 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ	141
4.4 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ	144
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 :ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ</u>	151
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	151
5.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ	152
5.2.1 $q=1,5$ ΜΕΙΩΜΕΝΗ ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ	153
5.2.2 $q=2,5$ ΠΛΑΣΤΙΜΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΜΕ ΠΛΑΣΤΙΜΕΣ ΖΩΝΕΣ	
ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ	154
5.2.2.1 ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ ΚΑΙ ΟΨΗ	154
5.2.2.2 ΥΛΙΚΑ	155
5.2.2.3 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ	
ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ	157
5.2.2.4 ΜΕΘΟΔΟΣ ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	159
5.3 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ	165
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ</u>	172
6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	172
6.2.ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ	172
6.3 ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ	177
6.4 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΣΕ ΖΩΝΕΣ	
ΑΠΟΡΡΟΦΗΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ	178
6.5 ΑΝΤΟΧΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	179

6.6 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ	180
6.6.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ	180
6.6.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ $q=1,5$	184
6.6.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΡΑΒΔΩΝ Λ ΜΕΙΩΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ($q=1,5$) ΜΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΟΠΟΥ $q=1,5$	201
6.6.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΑΚΡΑΙΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΗΕΑ360 ΟΠΟΥ ΒΑΙΝΟΥΝ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ $q=2,5$	208
6.6.5 ΣΥΝΔΕΣΗ ΡΑΒΔΩΝ Λ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ ($q=2,5$) ΜΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ $q=2,5$	220
<u>ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ</u>	<u>231</u>
7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	231
7.2 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.	232
7.2.1 ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ	232
7.3 ΣΥΝΟΨΗ	233
<u>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ</u>	<u>235</u>

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει ως αντικείμενο το σχεδιασμό και τη μελέτη δύο τετραώροφων μεταλλικών κατασκευών με σύμμικτες δοκούς, που προορίζονται για χρήσεις γραφείων και διαφέρουν ως προς τους συντελεστές συμπεριφοράς τους q . Το ένα χαρακτηρίζεται από μειωμένη πλάστιμη συμπεριφορά (αντισεισμικός σχεδιασμός χωρίς απορρόφηση ενέργειας) και ο συντελεστής συμπεριφοράς του είναι $q=1,5$ και το άλλο από υψηλή πλάστιμη συμπεριφορά (αντισεισμικός σχεδιασμός με απορρόφηση ενέργειας) και συντελεστής συμπεριφοράς $q=2,5$. Η ανάλυση έγινε με την βοήθεια του προγράμματος SAP2000v14.1.0.

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 στα δύο 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 δύο κατασκευών. Τέλος, γίνεται αναφορά στο πρόγραμμα με το οποίο επιλύθηκαν οι κατασκευές αλλά και στη μέθοδο ανάλυσης που εφαρμόστηκε.

Στο 3^ο Κεφάλαιο με δεδομένα τα αποτελέσματα της στατικής και δυναμικής ανάλυσης των δύο κατασκευών γίνονται οι έλεγχοι επιλεγμένων μελών που απαρτίζουν το φορέα σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, Ευρωκώδικα 4 και τον Ευρωκώδικα 8.

Στο 4^ο Κεφάλαιο περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία διερεύνησης της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής με την δυναμική φασματική μέθοδο (παρουσίαση ιδιομορφών, έλεγχος τέμνουσας) και γίνονται οι έλεγχοι για την απαίτηση περιορισμού βλαβών και την επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξεως του Ευρωκώδικα 8.

Στο 5^ο Κεφάλαιο αναφέρονται οι απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 8 για τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας στην οποία ανήκουν και ακολουθούν σχετικοί αναλυτικοί υπολογισμοί.

Στο 6^ο Κεφάλαιο περιγράφονται επιλεγμένες συνδέσεις μελών του φορέα και τα αποτελέσματα των ελέγχων τους.

Στο 7^ο Κεφάλαιο γίνεται η σύγκριση των δύο κατασκευών με βάση το ίδιο βάρος τους και παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 : ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ – ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο συντίθεται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κατασκευών και λοιπών τεχνικών έργων. Είναι κράμα με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως άνθρακας, Μαγγάνιο, Πυρίτιο, Νικέλιο, Χαλκός, Χρώμιο, Θείο, Φώσφορος κ.α., ορισμένα εκ των οποίων είναι ανεπιθύμητα ,επειδή επηρεάζουν δυσμενώς κάποια χαρακτηριστικά του.

Η ποσοστιαία συμμετοχή των στοιχείων αυτών προσδιορίζει τις χαρακτηριστικές ιδιότητες του χάλυβα (αντοχή, συγκολλησιμότητα, ευαισθησία στην διάβρωση, ολκιμότητα κ.α.), μικρή δε μεταβολή της αναλογίας αυτής οδηγεί στη δημιουργία άλλου είδους χάλυβα. Ο συνήθης χάλυβας περιέχει λιγότερο από 2,06% κ.β. άνθρακα, λιγότερο από 1,0% κ.β. μαγγάνιο και πολλά μικρά ποσοστά πυριτίου, 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.)

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα, τα οποία του προσδίδουν το χαρακτηρισμό του πλέον ευέλικτου και ίσως του καλύτερου σήμερα δομικού υλικού, είναι τα εξής :

- Μεγάλη αντοχή ή μεγάλος λόγος αντοχής προς ίδιο βάρος.
- Ομογένεια υλικού.
- Μονιμότητα. Τα χαρακτηριστικά του μένουν αμετάβλητα στο χρόνο, εφόσον δε παρέχεται η κατάλληλη συντήρηση, εξασφαλίζεται απεριόριστη διάρκεια ζωής της κατασκευής.
- Ελαστικότητα.
- Ολκιμότητα, δηλαδή η ικανότητα του χάλυβα να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί.
- Η ταχύτητα εκτέλεσης.
- Είναι βιομηχανικό κατά το μεγαλύτερο μέρος του προϊόν με ελεγχόμενη εκ τούτου ποιότητα.
- Το σχετικά μικρό βάρος των χαλύβδινων κατασκευών συνεπάγεται μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις
- Ευχέρεια διάνοιξης οπών για την διέλευση καναλιών κλιματισμού και άλλων ηλεκτρομηχανολογικών εγκαταστάσεων.
- Άλλα πλεονεκτήματα του χάλυβα είναι η δυνατότητα επαναχρησιμοποίησής του, η ευκολία ενίσχυσης υπαρχουσών

κατασκευών, η ευκολία στην τυποποίηση και την προκατασκευή του κτλ.

Στα μειονεκτήματα του υλικού συγκαταλέγονται

- Η ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες,
- Η ευαισθησία σε φαινόμενα αστάθειας,
- Η ευαισθησία έναντι κόπωσης

Η χρήση του χάλυβα υπαγορεύτηκε στις βιομηχανικές κατασκευές από την ανάγκη κάλυψης μεγάλων ανοιγμάτων και στα κτίρια από την απαίτηση όλο και μεγαλύτερου ύψους. Τα πρώτα σιδηρά βιομηχανικά οικοδομικά έργα πραγματοποιήθηκαν στην Ευρώπη τον 19^ο αιώνα, ξεκινώντας από την Αγγλία, ως έκφραση της βιομηχανικής επανάστασης. Απεναντίας, η πρώτη χρήση του χάλυβα σε κτίρια έγινε στους ουρανοξύστες των ΗΠΑ, ιδιαίτερα στο Σικάγο, κατά τις αρχές του 20^{ου} αιώνα. Η συστηματική χρήση σύμμικτων στοιχείων σε οικοδομικά έργα ξεκίνησε από την Ιαπωνία, όπου ήδη από την δεκαετία του 1930 και μέχρι την δεκαετία του 1970 ηλωτές δικτυωτές δοκοί και ηλωτά υποστυλώματα σύνθετων διατομών από γωνιακά εγκιβωτίζονταν σε σκυρόδεμα. Η επιλογή μεταλλικού (χαλύβδινου) φέροντος οργανισμού με την ευελιξία και ταχύτητα ανέγερσης που επιφέρει, αποτέλεσε την προσφορότερη λύση όσο καμία άλλη παραδοσιακή μέθοδος κατασκευής.

Στην 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 αμερικάνικων 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. Το μέγιστο ποσοστό απαντάται στην Ιαπωνία με 64% καθώς οι αντισεισμικές απαιτήσεις εκεί είναι ιδιαίτερα αυξημένες. Στην Αμερική το αντίστοιχο ποσοστό είναι 50%, ενώ στην Ευρώπη κατά μέσο όρο 33%. Στην Αγγλία το ποσοστό των μεταλλικών κτηρίων είναι 60% ,στη Στοκχόλμη 80%, ενώ στην 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. Έτσι δεν είναι δυνατόν να μιλάμε ακόμα για σημαντικό ποσοστό μεταλλικών κτηρίων στην Ελλάδα. Ωστόσο 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 τον μεγάλο σεισμό της Αθήνας το 1999. Επιπλέον, σημαντικός 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 ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Τα σημερινά μεταλλικά (χαλύβδινα) κτίρια διακρίνονται για την αρχιτεκτονική τους, την πολυμορφία, τα μεγάλα ανοίγματα, το φυσικό φωτισμό, την σύνθεση των χρωμάτων, την πολυμορφικότητα των προσόψεων, τα υαλοστάσια και γενικότερα την εντύπωση που δίνουν ως σύγχρονες καλαίσθητες κατασκευές. Οι βασικότερες εφαρμογές είναι σε κτίρια γραφείων, τράπεζες, ξενοδοχεία, πολυκαταστήματα, πολυώροφα γκαράζ κτλ. Η πολύ καλή 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 και σύμμικτα κτίρια υπερτερούν στα εξής σημεία :

- Ταχύτητα κατασκευής λόγω του μεγάλου αριθμού προκατασκευασμένων διατομών που διατίθενται στην αγορά με αποτέλεσμα την συντομότερη έναρξη εκμετάλλευσης και την ταχύτερη απόδοση επένδυσης.
- Δυνατότητα πολλών και διαφορετικών αρχιτεκτονικών επιλογών.
- Μεγάλα ελεύθερα ανοίγματα μεταξύ των υποστυλωμάτων με συνέπεια την αύξηση της εκμεταλλεύσιμης επιφάνειας και την απόλυτη ευελιξία στην αναδιαμόρφωση των χώρων.
- Βελτιστοποίηση των δυνατοτήτων ηχομόνωσης και θερμομόνωσης.
- Μεγιστοποίηση της αξιοπιστίας και της ακρίβειας μεθόδου κατασκευής λόγω της βιομηχανικής παραγωγής των βασικών δομικών στοιχείων σε ελεγχόμενο περιβάλλον με διαδικασίες ποιότητας.
- Μείωση των εκσκαφών και του συνολικού όγκου θεμελίωσης λόγω μικρότερου βάρους της κατασκευής
- Μείωση του εργοταξιακού κόστους, ελαχιστοποίηση της εργοταξιακής όχλησης και ανεξαρτησία ανέγερσης από καιρικές συνθήκες..
- Άριστη αντισεισμική συμπεριφορά.
- Εύκολος εντοπισμός και αξιολόγηση βλαβών.
- Δυνατότητα επέκτασης και τροποποίησης υφιστάμενων κατασκευών.
- Μείωση του κόστους κατεδάφισης (αποσυναρμολόγησης) και δυνατότητα ανακύκλωσης του χάλυβα.

Τα μεταλλικά κτίρια παρουσιάζουν όμως και αρκετά μειονεκτήματα τα οποία ωστόσο δεν μπορούν να αντισταθμίσουν τα σημαντικά οφέλη από την 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 την λιγότερη τεχνογνωσία που

υπάρχει στην Ελλάδα αποτελούν τις βασικές αδυναμίες των Μεταλλικών κτιρίων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 : ΠΑΡΟΥΣΙΑΣΗ ΕΡΓΟΥ

2.1 ΣΚΟΠΟΣ

Αυτή η διπλωματική εργασία επιδιώκει να μελετήσει την απόκριση συγκεκριμένων χαλύβδινων κτιρίων υπό συνήθη φορτία κατασκευών αλλά και υπό σεισμικά φορτία και την εξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων σχετικά με την επαρκή αλλά και οικονομική αντισεισμική συμπεριφορά τους.

Ο σεισμικές δράσεις είναι οι δράσεις που καταπονούν την κατασκευή κατά την διάρκεια ενός σεισμού και προκύπτουν από τις παραμορφώσεις που εισάγονται στην κατασκευή εξαιτίας των ταλαντώσεων του εδάφους, που προκαλεί ο σεισμός. Για την ασφαλή λειτουργία της κατασκευής πρέπει να υπάρχει επαρκής συνολική δυσκαμψία στο κτίριο κάτι που μπορεί να επιτευχθεί με την χρήση συνδέσμων δυσκαμψίας ικανών να παραλάβουν τις σεισμικές δράσεις, να τις μεταφέρουν με ασφάλεια στο έδαφος και τέλος να εξασφαλίσουν στον φέροντα οργανισμό της κατασκευής την γενική ευστάθεια του στον χώρο. Η μορφή των συνδέσμων δυσκαμψίας ποικίλλει ανάλογα με τις απαιτήσεις της κατασκευής. Επίσης η συμπεριφορά τους κατά την διάρκεια του σεισμού εξαρτάται σημαντικά από έναν συντελεστή ο οποίος ονομάζεται συντελεστής συμπεριφοράς α .

Ο συντελεστής συμπεριφοράς α εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς ,σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε ελαστικό σύστημα. Εκφράζει δε γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλάστιμης συμπεριφοράς ορισμένων μελών του, στην περίπτωση μας των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας του , χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, εξετάζονται δύο μεταλλικά κτίρια γραφείων με συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ χωρίς εκκεντρότητα, τα οποία διαφοροποιούνται μόνον ως προς την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς α ,με σκοπό την συγκριτική αξιολόγηση των δύο λύσεων .Στην πρώτη περίπτωση, για μείωση του κόστους , θέλαμε να αποφύγουμε την πλήρως ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής ($\alpha=1$) και επιλέξαμε η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς να είναι $\alpha = 1,5$,δηλαδή η κατασκευή χαρακτηρίζεται από μειωμένη πλάστιμη συμπεριφορά. Στην δεύτερη περίπτωση, επιλέξαμε η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς να είναι $\alpha = 2,5$,θέλοντας να εξασφαλίσουμε αξιόπιστο ελαστοπλαστικό μηχανισμό με ελέγχους ικανοτικού σχεδιασμού. Ως αξιόπιστο ελαστοπλαστικό μηχανισμό, εννοούμε ότι το συγκεκριμένο κτίριο, θα παραμορφωθεί πέραν του ορίου της γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς κατά την διάρκεια έντονης κίνησης του εδάφους, παρουσιάζοντας βλάβες οι οποίες θα είναι ελεγχόμενες σε έναν αποδεκτό βαθμό.

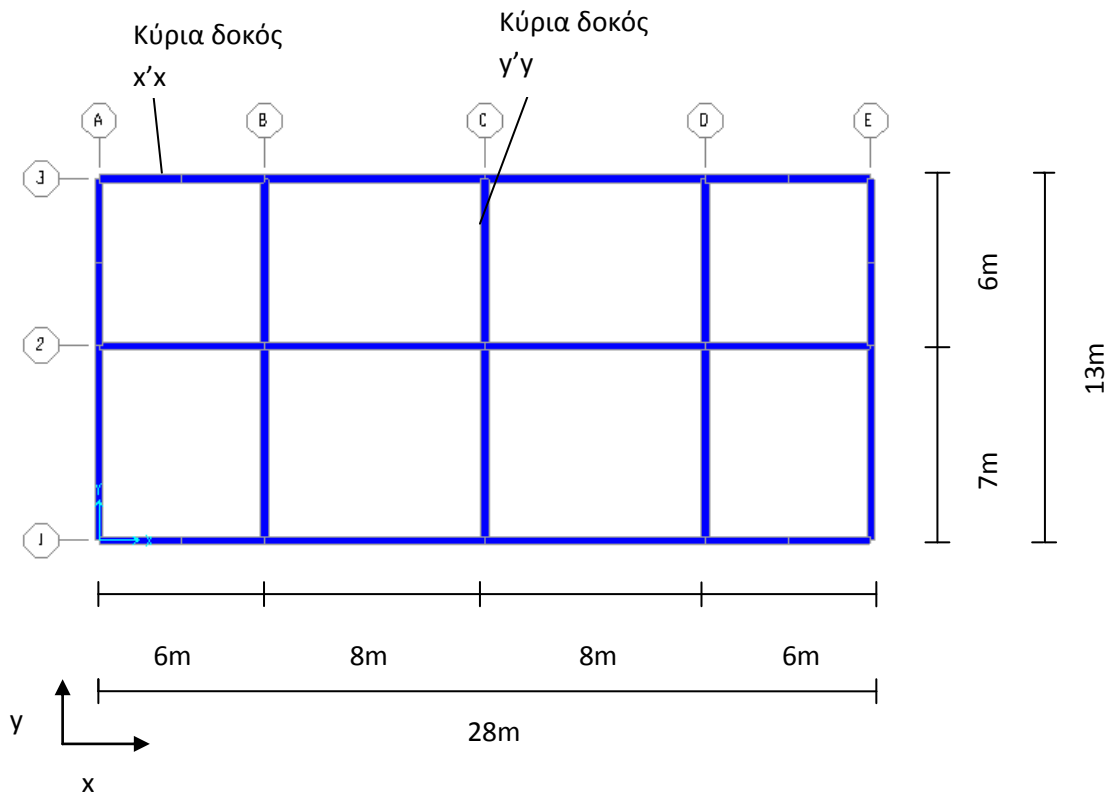
2.2 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

2.2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

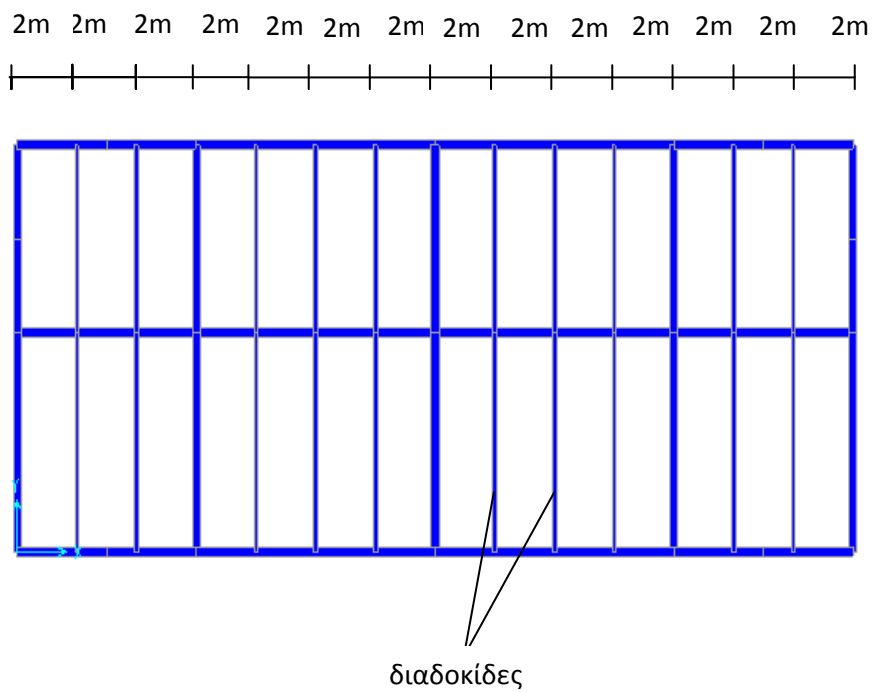
Στην παρούσα διπλωματική εργασία περιλαμβάνεται η μελέτη δύο πανομοιότυπων, τετραώροφων μεταλλικών κατασκευών οι οποίες πρόκειται να στεγάσουν γραφεία.

- Η κάτοψη κάθε ορόφου καλύπτει επιφάνεια 364 m^2 ($28\text{m} \times 13\text{m}$) και συνολικά το κάθε κτίριο στεγάζει επιφάνεια 1820 m^2 ($364 \text{ m}^2 \times 5$).
- Το ύψος του ισογείου και των υπόλοιπων ορόφων είναι 3,2m. Συνολικά το ύψος κάθε κτιρίου είναι 12,8m.
- Οι πλάκες των ορόφων είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα και εδράζονται στις διαδοκίδες από τις οποίες μεταφέρονται τα φορτία στις κύριες δοκούς. Διαδοκίδες και κύριες δοκοί βρίσκονται στο ίδιο υψόμετρο και με την πρόβλεψη κατάλληλων διατμητικών συνδέσμων επιτυγχάνεται συνεργασία μεταξύ των σιδηροδοκών και τις πλάκας σκυροδέματος, δηλαδή οι διαδοκίδες και οι κύριες δοκοί μας λειτουργούν ως σύμμικτες
- Η κάτοψη του κτιρίου κατά τη διεύθυνση γ'γ αποτελείται από 2 φατνώματα ανοίγματος 6m το ένα και 7m το άλλο και κατά τη διεύθυνση χ'χ από 4 φατνώματα δύο ακραία των 6m και δύο ενδιάμεσα των 8m. Στις προσόψεις κατά χ'χ υπάρχουν 5 υποστυλώματα και κατά γ'γ 3 υποστυλώματα. Κάθε άνοιγμα κατά την διεύθυνση χ'χ των 6m έχει κατά τη διεύθυνση γ'γ 2 διαδοκίδες ενώ σε αυτά των 8m υπάρχουν 3 διαδοκίδες οι οποίες εδράζονται στις δοκούς κατά χ'χ αμφιαρθρωτά. Οι εσωτερικές και εξωτερικές κύριες δοκοί τόσο κατά γ'γ όσο και κατά χ'χ συνδέονται αμφιαρθρωτά με τα υποστυλώματα.
- Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προτιμήθηκε να τοποθετηθούν σε ακραία εξωτερικά κατακόρυφα επίπεδα ώστε να αυξηθεί η δυσκαμψία του όλου φορέα.
- Στα δύο κτίρια χρησιμοποιήθηκε κοινή ποιότητα χάλυβα για όλα τα μέλη και κοινή διατομή σχεδόν σε κάθε ομάδα μελών (υποστυλώματα, κύριες δοκούς, διαδοκίδες, συνδέσμους δυσκαμψίας) ώστε να μην υπάρξει σύγχυση στο εργοτάξιο..
- Τα δύο κτίρια έχουν σχεδιαστεί με τις ίδιες φορτίσεις με κριτήριο τη βελτιστοποίηση των διατομών ως προς το ίδιο βάρος, την οικονομικότητα της κατασκευής αλλά και την επάρκεια των διατομών σε Ο.Κ.Α και Ο.Κ.Λ και διαφοροποιούνται μόνο ως προς τον συντελεστή συμπεριφοράς q,

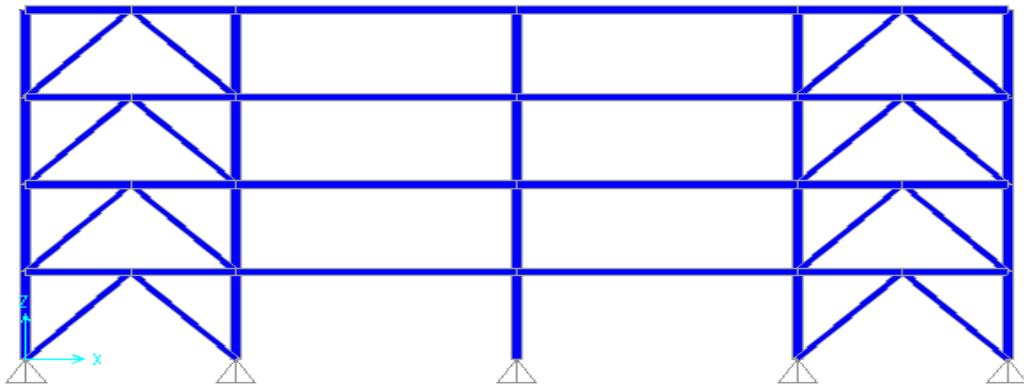
Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται αναλυτικά τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κτιρίων .



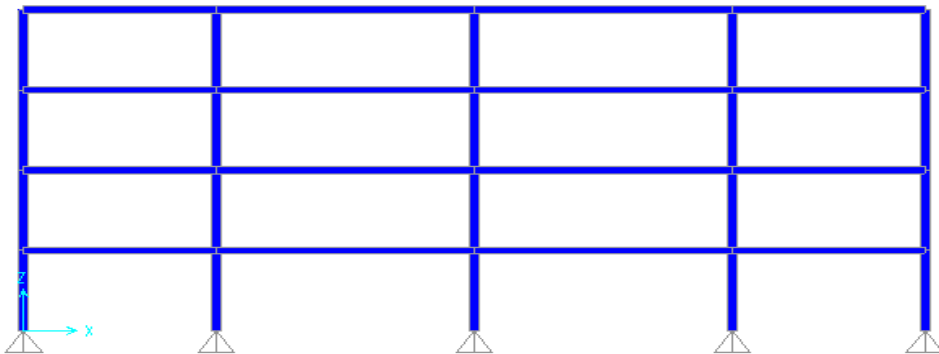
Σχήμα 2.1 : Κάτοψη τυπικού ορόφου χωρίς διαδοκίδες



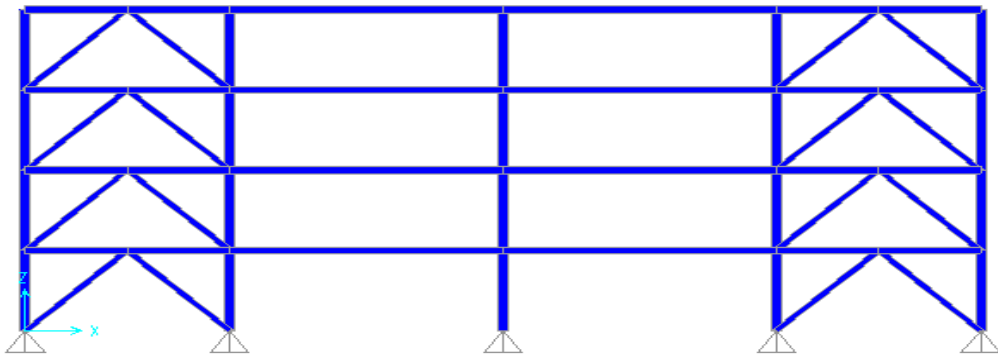
Σχήμα 2.2 : Κάτοψη τυπικού ορόφου με διαδοκίδες



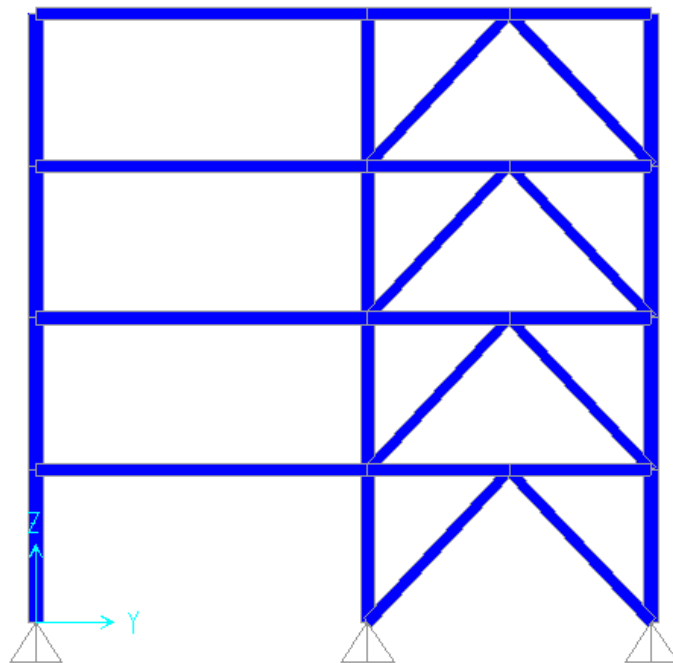
Σχήμα 2.3 : Επίπεδο 1 κατά x'x



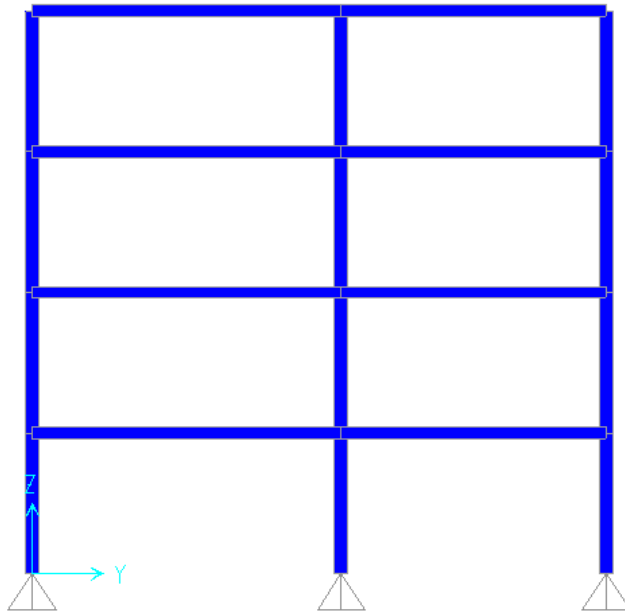
Σχήμα 2.4 : Επίπεδο 2 κατά x'x



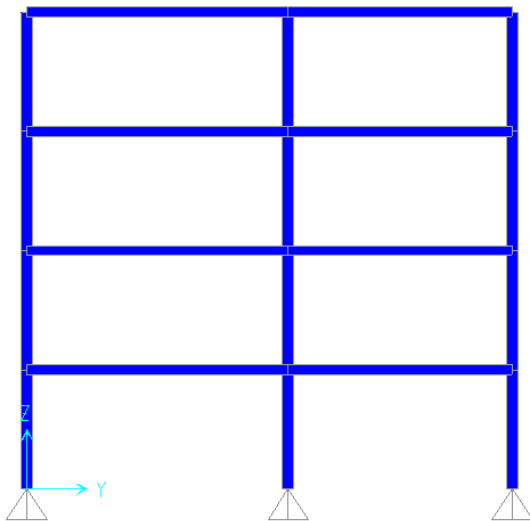
Σχήμα 2.5 : Επίπεδο 3 κατά $x'x$



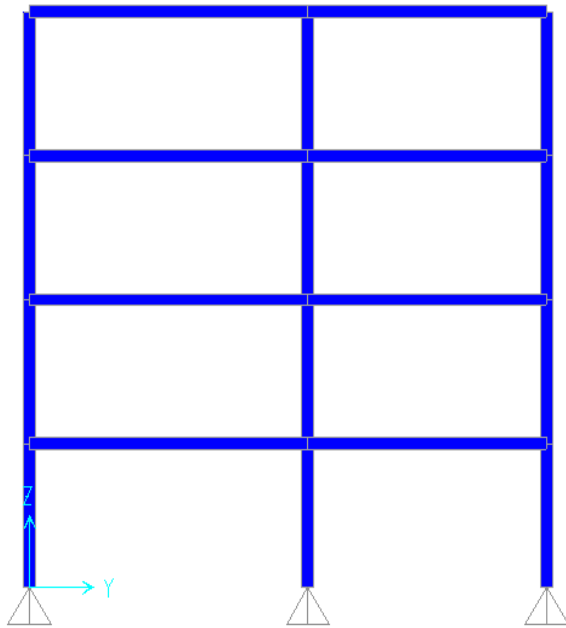
Σχήμα 2.6 : Επίπεδο 1 κατά $y'y$



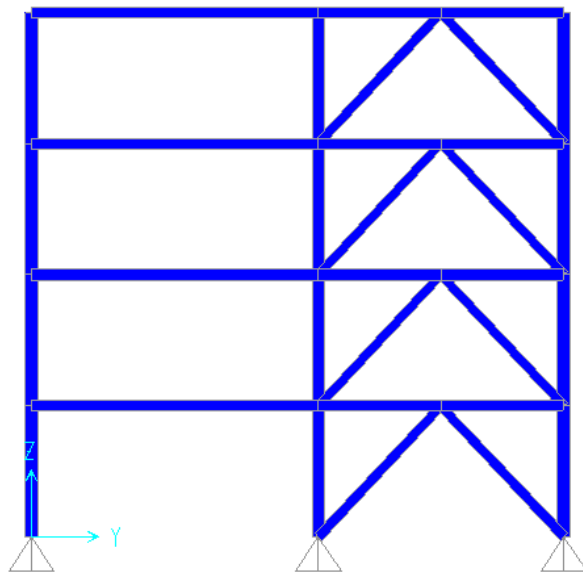
Σχήμα 2.7 : Επίπεδο 2 κατά $y-y$



Σχήμα 2.8 : Επίπεδο 3 κατά $y-y$



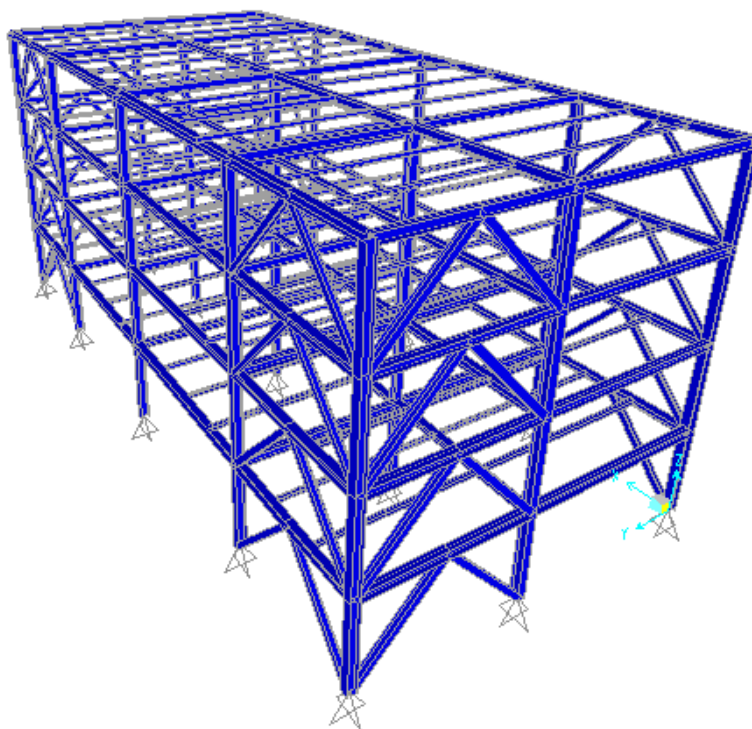
Σχήμα 2.9 : Επίπεδο 4 κατά $y'y$



Σχήμα 2.10 : Επίπεδο 5 κατά $y'y$

2.2.2 ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ Λ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ**ΚΑΙ $q = 2,5$**

Το κτίριο αποτελείται από υποστυλώματα διατομής HEA 360, κύριες δοκούς στις οποίες δεν βαίνουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας διατομής HEA 280 και κατά τις δύο διευθύνσεις, κύριες δοκούς στις οποίες βαίνουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας κατά $x'x$ διατομής HEA 340, και κατά $y'y$ διατομής HEA 400. Οι διαδοκίδες που χρησιμοποιούνται είναι διατομής HEA 140. Οι Λ χωρίς εκκεντρότητα σύνδεσμοι έχουν διατομή HEA 160 κατά $x'x$ και HEA 200 κατά $y'y$ και τοποθετήθηκαν σε συγκεκριμένα περιμετρικά πλαίσια κατά την $x'x$ και $y'y$ διεύθυνση. Οι ακριβείς θέσεις των παραπάνω στοιχείων απεικονίζονται στην εικόνα που ακολουθεί.



Σχήμα 2.10 : Κτίριο με συνδέσμους δυσκαμψίας μορφής Λ χωρίς εκκεντρότητα

2.2.3 ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ Λ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

ΚΑΙ $q = 1,5$

Το κτίριο αποτελείται από υποστυλώματα διατομής HEA 320, κύριες δοκούς με και χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας διατομής HEA 280 κατά $x'x$ και $y'y$ και διαδοκίδες διατομής HEA 140. Οι Λ χωρίς εκκεντρότητα σύνδεσμοι έχουν διατομή HEA 240 στην διεύθυνση $y'y$ και HEA 200 στην διεύθυνση $x'x$ και τοποθετήθηκαν σε συγκεκριμένα περιμετρικά πλαίσια κατά την $x'x$ και $y'y$ διεύθυνση. Οι ακριβείς θέσεις των παραπάνω στοιχείων απεικονίζονται στο σχήμα 2.10.

2.3 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Στα δύο κτίρια επιλέχθηκε ως κύριο δομικό υλικό χάλυβας ποιότητας S355 ($f_y=355 \text{ N/mm}^2$) για υποστυλώματα, δοκούς και διαδοκίδες ενώ για τα μέλη των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ποιότητας S235. Θα μπορούσε για οικονομία να χρησιμοποιηθεί ποιότητα S355 μόνο στις δοκούς και τα υποστυλώματα των φανωμάτων στα οποία τοποθετούνται οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και ποιότητα S235 σε όλα τα υπόλοιπα μέλη. Ωστόσο με την επιλογή μας επιθυμούμε να υπάρξει ομοιομορφία στην ποιότητα δοκών και υποστυλωμάτων ώστε να μην προκληθεί σύγχυση στο εργοτάξιο. Η πλάκα καθώς και η θεμελίωση αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 ($f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$).

2.4 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

Τόσο οι διαδοκίδες όσο και οι κύριες δοκοί λειτουργούν ως σύμμικτες καθώς θεωρούμε ισοσταθμία μεταξύ κύριων δοκών και διαδοκίδων. Πρόκειται για την συνηθέστερη διάταξη, όπου δημιουργείται 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 την μεταφορά τους στα υποστυλώματα. Οι δοκοί είναι σύμμικτες και οι 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.

2.4.1 ΦΑΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ - ΣΚΥΡΟΔΕΤΗΣΗΣ

Η αρχική διατομή πριν από την έγχυση του σκυροδέματος αποτελείται από την σιδηροδοκό, η οποία παραλαμβάνει το ίδιο βάρος της. Κατά την 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 δρα η δοκός 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 στην 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%.

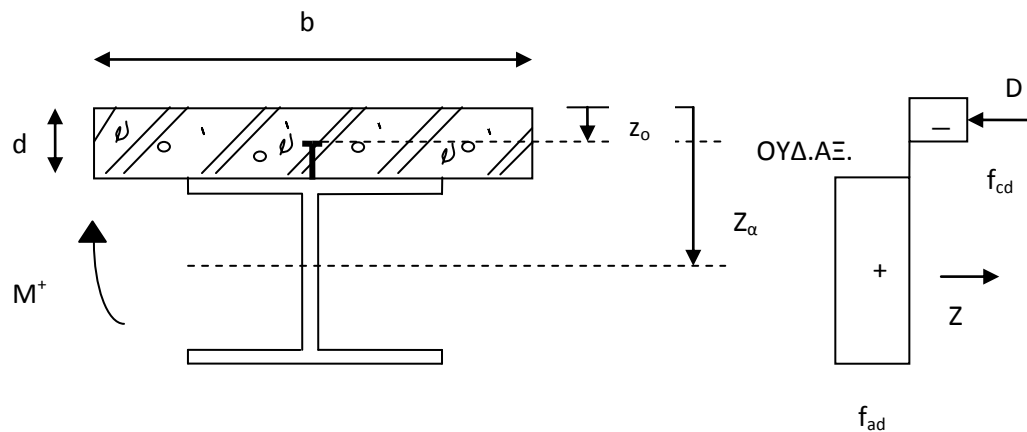
2.4.2 ΦΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Ο σχεδιασμός θα γίνει στην φάση λειτουργίας με βάση την πλαστική ανάλυση, αφού έχει σκληρυνθεί το σκυρόδεμα.

Στόχος κατά την ανάπτυξη της πλήρους πλαστικής αντοχής της σύμμικτης δοκού είναι ο ουδέτερος άξονας να βρίσκεται εντός του πάχους της πλάκας του σκυροδέματος για τους εξής λόγους:

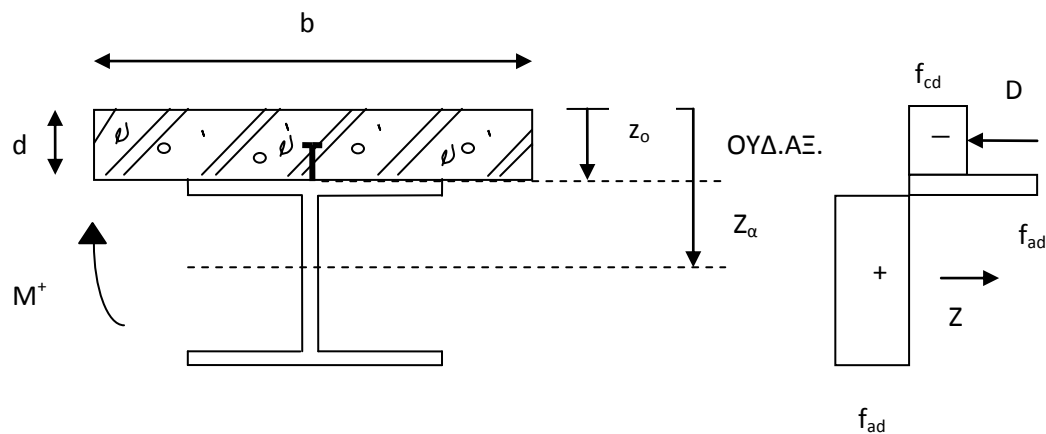
- Επιτυγχάνεται μεγαλύτερος μοχλοβραχίονας
- Η θλιπτική δύναμη περιορίζεται στο σώμα του σκυροδέματος και έτσι αποφεύγονται φαινόμενα λυγισμού σε περίπτωση θλιβόμενης χαλύβδινης διατομής

Έτσι επιτυγχάνονται οικονομικότερες διατομές



Σχήμα 2.11: Κατανομή τάσεων για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στην πλάκα.

Παρ' όλα αυτά σε μερικές περιπτώσεις ο πλαστικός ουδέτερος άξονας περνά στο άνω πέλμα της χαλύβδινης διατομής. Σε αυτή την περίπτωση καταχρηστικά αντί να αυξήσουμε το πάχος του σκυροδέματος ώστε ο πλαστικός ουδέτερος άξονας να εισέλθει στο σώμα του σκυροδέματος, υπολογίζω την πλαστική ροπή αντοχής με βάση την ουδέτερη γραμμή στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού $d < z_0 < d + t_{f0}$

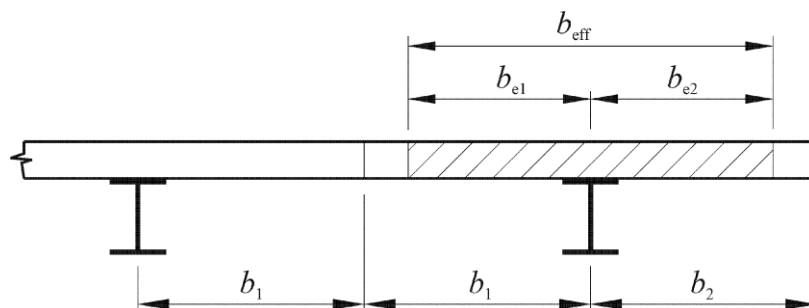


Σχήμα 2.11: Κατανομή τάσεων για θετικές ροπές. Ουδέτερος άξονας στο άνω πέλμα της σιδηροδοκού.

Κατά την πλαστική ανάλυση αγνοείται η συμβολή του οπλισμού σκυροδέματος στην περίπτωση που το σκυρόδεμα είναι υπό θλίψη. Παρ' όλα αυτά δεδομένου ότι η πλάκα είναι ελαφρά οπλισμένη οι σχέσεις είναι επαρκώς ακρίβειας. Όσον αφορά την ελαστική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της ισοδύναμης διατομής σύμφωνα με την οποία η σύμμικτη διατομή μετατρέπεται σε ισοδύναμη διατομή χάλυβα.

Συνεργαζόμενο πλάτος της πλάκας

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 2.12: Ορισμός του συνεργαζόμενου πλάτους b_e και b_{eff}

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

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

Όπου l_o = απόσταση διαδοχικών σημείων μηδενισμού του διαγράμματος των ροπών. Εφόσον οι δοκοί μας κύριες και διαδοκίδες είναι αμφιέριστες το l_o ισούται με το μήκος τους.

2.5 ΦΟΡΤΙΑ

2.5.1 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΦΟΡΤΙΩΝ

Ανάλογα με την χρήση, την θέση και την μορφή του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιορισθούν τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη των μελών του. 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 αποτέλεσαν 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.

2.5.2 ΣΤΑΤΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Με τον όρο αυτό νοούνται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να δράσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και το μέγεθος τους διαφοροποιείται αμελητέα στο χρόνο

2.5.2.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ (DEAD, DEAD SLAB)

Είναι τα φορτία λόγω του ίδιου βάρους των δομικών στοιχείων. Αυτά υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα ανάλογα με τις διατομές που έχουν επιλεγεί για την εκάστοτε επανάληψη της ανάλυσης που εκτελείται, με βάση τις ιδιότητες των υλικών όπως έχουν εκ των προτέρων οριστεί. Οφείλεται στο ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων της κατασκευής, των μη δομικών στοιχείων όπως στέγες, επιστρώσεις, μη δομικοί τοίχοι, επενδύσεις κλπ., και των σταθερών μηχανημάτων όπως ανελκυστήρες, εξοπλισμός θέρμανσης, αερισμού και κλιματισμού, ηλεκτρικός εξοπλισμός, σωλήνες κλπ. Για το δομικό χάλυβα το ειδικό βάρος είναι $78,5 \text{ kN/m}^3$:

Ίδιο βάρος μελών του φορέα

$$g_a = \text{DEAD}$$

Ίδιο βάρος πλάκας σκυροδέματος= 25 kN/m^3

$$\text{πάχος } h = 0,15 \text{ m}$$

$$g_c = \text{DEAD SLAB} = 0,15 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

2.5.2.2 ΛΟΙΠΑ ΜΟΝΙΜΑ (συμπεριλαμβανομένων των επικαλύψεων πάχους 0,02m DEAD PLUS):

$$g_p = \text{DEAD PLUS} = 2 \text{ kN/m}^2$$

2.5.2.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ (LIVE)

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 και παροδικό χαρακτήρα. Στα κτίρια τα φορτία αυτά λαμβάνονται ως ομοιόμορφα κατανεμημένα. Στα κινητά

φορτία_βαρύτητας περιλαμβάνονται άτομα, έπιπλα, αποθηκευμένα αντικείμενα, φορτία χιονιού κ.λ.π.

Για τα κινητά φορτία των κτιρίων μας (LIVE) γίνεται ένας διαχωρισμός σε LIVE PATWMATWN που αντιστοιχεί στο κινητό φορτίο των πατωμάτων και το LIVE OROFHS που αντιστοιχεί στο κινητό φορτίο της στέγης .

Έτσι:

- Το LIVEPATWMATWN περιλαμβάνει το κινητό στις πλάκες των ορόφων $1^{ου}-3^{ου}$ $q = 2\text{KN/m}^2$
- Το LIVE OROFHS περιλαμβάνει μόνο το κινητό στην πλάκα του 4^{ου} ορόφου $q = 2\text{KN/m}^2$

2.5.2.4 ΦΟΡΤΙΟ ΧΙΟΝΙΟΥ

Το φορτίο χιονιού είναι το κινητό φορτίο βαρύτητας με το οποίο υπολογίζονται οι επίπεδες και οι κεκλιμένες στέγες. Η τιμή του κινητού φορτίου λόγω χιονιού εξαρτάται από την κλίση της στέγης, την τοποθεσία αλλά και τον προσανατολισμό της κατασκευής ως προς την κύρια διεύθυνση που πνέουν οι άνεμοι.

Ωστόσο δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης για την συγκεκριμένη διπλωματική εργασία.

2.5.3 ΔΥΝΑΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

2.5.3.1 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ (seismos E_x , seismos E_y)

Σεισμικές δράσεις είναι οι δράσεις που καταπονούν μια κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Δεν πρόκειται για εξωτερικά επιβαλλόμενα φορτία όπως τα υπόλοιπα που δρουν στην κατασκευή αλλά για παραμορφώσεις που εισάγονται στην κατασκευή εξαιτίας των ταλαντώσεων του εδάφους, που προκαλεί ο σεισμός. Είναι λοιπόν αδρανειακές δυνάμεις που προέρχονται από την αντίσταση της μάζας της κατασκευής στην μεταδιδόμενη σε αυτή κίνηση από το έδαφος. Οι αδρανειακές αυτές δυνάμεις εξαρτώνται από την φύση της σεισμικής κίνησης του εδάφους (επιτάχυνση, ταχύτητα, χρονική διάρκεια διεύθυνση) αλλά και από τη συμπεριφορά της κατασκευής (ακαμψία, κατανομή μάζας, απόσβεση, ιδιότητες υλικού).

Οι σεισμικές διεγέρσεις σχεδιασμού ορίζονται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και αποτελούνται από δύο οριζόντιες κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες (σεισμός κατά x και y αντίστοιχα, με τυχόντα προσανατολισμό) και μια κατακόρυφη συνιστώσα (σεισμός κατά z). Οι τρεις αυτές συνιστώσες είναι μεταξύ τους ανεξάρτητες. 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 Δυναμική Φασματική Μέθοδος «ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης», η οποία μπορεί να εφαρμοστεί για όλους τους τύπους κτιρίων.
- Απλοποιημένη Φασματική Μέθοδος «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 έναντι σεισμού επιλέξαμε τη Δυναμική Φασματική Μέθοδο.

Δυναμική Φασματική Μέθοδος

Η δυναμική ανάλυση αποτελεί ένα σημαντικό πρώτο βήμα κάθε προσπάθειας σεισμικής αποτίμησης μίας κατασκευής, καθώς ελέγχει και συμπληρώνει τα εξαγόμενα της ελαστικής ανάλυσης. Με αυτή την μέθοδο υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά του φορέα, δηλαδή γίνεται πλήρης ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμός του αριθμού των ιδιομορφών που συμβάλλουν σημαντικά στην σεισμική απόκριση του φορέα και οι αντίστοιχες ιδιοπεριόδους τους. Για την ανάλυση αυτή χρησιμοποιείται γραμμικό ελαστικό προσομοίωμα του φορέα και το φάσμα σχεδιασμού. Για $q=1$ χρησιμοποιείται το ελαστικό φάσμα $S_e(T)$ (με εισαγωγή της κατάλληλης τιμής του συντελεστή θεμελίωσης θ) ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$.

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 δρυσών ιδιομορφιών μαζών ΣM να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντευμένης μάζας M 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:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (2.5.1)$$

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 ταλάντωσης i .

Εάν η (2.5.1) δεν ικανοποιείται, θα υιοθετούνται ακριβέστερες μέθοδοι για το συνδυασμό των ιδιομορφικών μεγίστων, όπως ο "Πλήρης Τετραγωνικός Συνδυασμός" CQC- κανόνας.

Φάσμα σχεδιασμού για ελαστική ανάλυση- παράμετροι

Η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δυνάμεων μικρότερων από εκείνες που αντιστοιχούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για να αποφευχθεί η εκτέλεση πλήρως ανελαστικής ανάλυσης στην μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απορρόφηση ενέργειας, κυρίως μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων του ή/και άλλων μηχανισμών, λαμβάνεται υπόψη με εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης βασισμένης σε φάσμα απόκρισης μειωμένο σε σχέση με το ελαστικό, που ονομάζεται εφεξής "φάσμα σχεδιασμού". Η μείωση αυτή επιτυγχάνεται με την εισαγωγή του συντελεστή συμπεριφοράς q (στον οποίο αναφερθήκαμε και στην ενότητα 2.1).

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μία προσέγγιση του λόγου των σεισμικών δυνάμεων στις οποίες θα υποβάλλονταν ο φορέας εάν η απόκριση ήταν απεριορίστα ελαστική με ιξώδη απόσβεση 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην μελέτη, με ένα συμβατικό προσομοίωμα ελαστικής ανάλυσης, εξασφαλίζοντας όμως ικανοποιητική ανάλυση του φορέα.

Συγκεκριμένα τα αντισεισμικά κτίρια από χάλυβα σχεδιάζονται σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες αρχές (βλέπε Πίνακα 2.1):

- Αρχή α) Μειωμένη πλάστιμη συμπεριφορά,
- Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά.

Πίνακας 2.1: 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) Μειωμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Μέτρια)	≤ 4 επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 5.2
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 5.2

Στην αρχή α), η αντοχή των μελών και των συνδέσεων θα πρέπει να αξιολογείται σύμφωνα με το EN 1993 χωρίς συμπληρωματικές απαιτήσεις. Αντίθετα φορείς οι οποίοι σχεδιάζονται σύμφωνα με την αρχή β) θα ανήκουν στις κατηγορίες πλαστιμότητας ΚΠΜ ή ΚΠΥ. Οι κατηγορίες αυτές αντιστοιχούν σε αυξημένη ικανότητα του φορέα να απορροφάει ενέργεια με πλαστικούς μηχανισμούς. Συγκεκριμένα στην αρχή β) λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα μερών του φορέα (ζώνες απορρόφησης ενέργειας) να ανθίστανται σε δράσεις σεισμού μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς με αποτέλεσμα κατά την υιοθέτηση της αρχής αυτής β), να απαιτείται να πληρούνται επιπλέον απαιτήσεις που δίδονται στο κεφάλαιο 5.

Όπως προαναφέρθηκε τα κτίρια μας έχουν τους εξής συντελεστές συμπεριφοράς:

- ✓ Κτίριο με $q=1,5$ Μειωμένη πλαστική συμπεριφορά
- ✓ Κτίριο με $q=2,5$ Πλάστική συμπεριφορά

Οι κατασκευές μας βρίσκονται σε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I άρα $a_g=0,16g$, είναι κατηγορίας σπουδαιότητας Σ2 άρα $\gamma_1=1,00$. Το έδαφος είναι κατηγορίας B δηλαδή $S=1,2$, οι ιδιοπεριόδοι του κάτω ορίου και του άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης για φάσμα ελαστικής απόκρισης Τύπου 1 είναι $T_B = 0,15s$, $T_C=0,5$, και η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος $T_D=2sec$. Υπέρ της ασφαλείας επιλέχθηκε συντελεστής θεμελίωσης $\theta=1,00$. Τέλος το ποσοστό απόσβεσης ελήφθη $\zeta=5\%$.

Για την ισοδύναμη γραμμική ανάλυση των κατασκευών στη μετελαστική περιοχή συμπεριφοράς, χρησιμοποιούνται τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών επιτάχυνσης του σεισμού με βάση τα οποία θα προκύψουν τα σεισμικά φορτία E_x , E_y και θα υπολογιστούν οι μέγιστες τιμές των αποκρίσεων για κάθε μία από τις ιδιομορφές. Οι μέγιστες αυτές αποκρίσεις επαλληλίζονται με κατάλληλες μεθόδους και δίνουν την ολική μέγιστη απόκριση, με βάση την οποία γίνεται και η διαστασιολόγηση.

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$ σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ορίζεται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.3)$$

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

$S_d(T)$ είναι το φάσμα σχεδιασμού

T είναι η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μίας ελευθερίας κίνησης

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$ επιτάχυνση της βαρύτητας

$\alpha = 0,16$ για ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας I

a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού στο έδαφος $a_g = \alpha \cdot g = 0,16g$

B κατηγορία εδάφους

$T_B = 0,15\text{s}$ είναι η περίοδος κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_C = 0,5\text{s}$ είναι η περίοδος άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

$T_D = 2,0\text{s}$ είναι η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής μετακίνησης του φάσματος

q είναι ο συντελεστής συμπεριφοράς

$S = 1,2$ είναι ο συντελεστής εδάφους

$\zeta = 5\%$

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

β είναι συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού .Η

τιμή που αποδίδεται στον β για χρήση σε μια χώρα μπορεί να βρεθεί στο Εθνικό

Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για τον β είναι 0,2.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι πίνακες σύμφωνα με τους οποίους ελήφθησαν οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στο φάσμα σχεδιασμού.

Προσδιορισμός των κατηγοριών εδάφους

Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D, και E, που καθορίζονται από την στρωματογραφία και τις παραμέτρους που δίνονται στον πίνακα 2.2 και που περιγράφονται παρακάτω, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση. Αυτό μπορεί επίσης να γίνει λαμβάνοντας επιπλέον υπόψη την επιρροή της γεωλογίας των βαθύτερων στρωμάτων στη σεισμική δράση.

Πίνακας 2.2: Κατηγορία Εδάφους

Κατηγορία Εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (κρούσεις/30cm)	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.	360 – 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20

S ₂	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S 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

Πίνακας 2.4 : Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους.

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III
α	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 2.5 :Κατηγορίες σπουδαιότητας για κτίρια

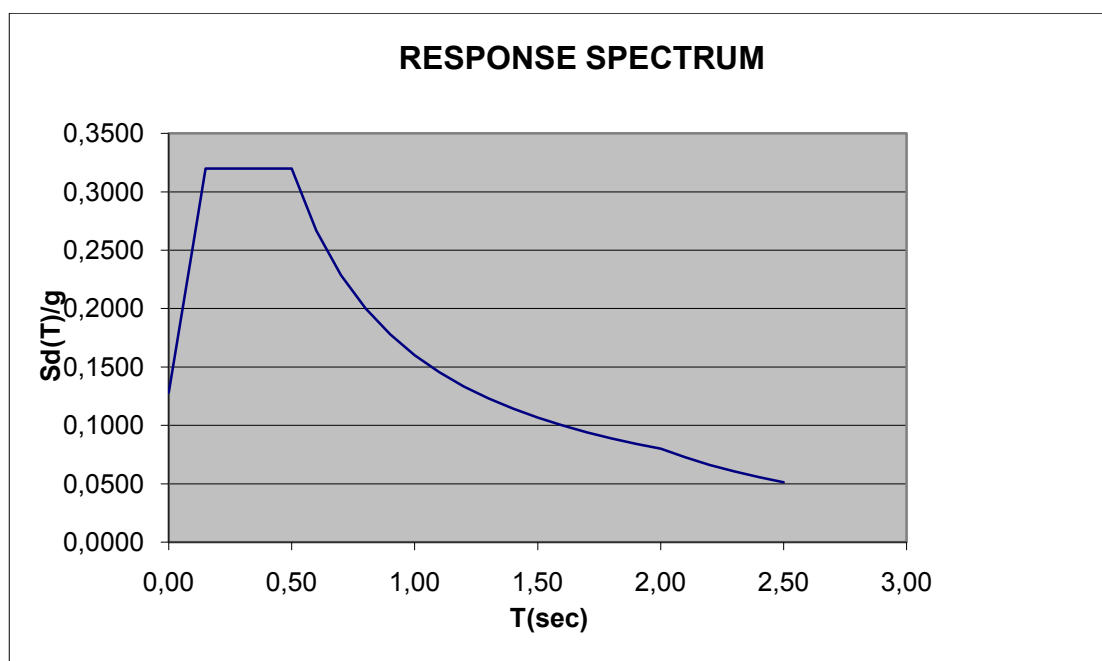
Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, 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.

Προτιμήθηκε η **απευθείας εισαγωγή των τιμών του φάσματος** του Ευρωκώδικα 8 οι οποίες υπολογίστηκαν για ένα εύρος περιόδων από 0 μέχρι 2,5sec, ανά 0.05 και 0,1 sec , μέσω αρχείου που κατασκευάστηκε στο πρόγραμμα EXCEL. Έτσι προκύπτουν τα ακόλουθα φάσματα σχεδιασμού για κάθε δομικό σύστημα για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού :

Για $q=1,5$

T	$S_b(T)$
0,00	1,25568
0,10	2,51136
0,15	3,1392
0,20	3,1392
0,30	3,1392
0,40	3,1392
0,50	3,1392

0,60	2,616
0,70	2,242285714
0,80	1,962
0,90	1,744
1,00	1,5696
1,10	1,426909091
1,20	1,308
1,30	1,207384615
1,40	1,121142857
1,50	1,0464
1,60	0,981
1,70	0,923294118
1,80	0,872
1,90	0,826105263
2,00	0,7848
2,10	0,711836735
2,20	0,648595041
2,30	0,59342155
2,40	0,545
2,50	0,502272

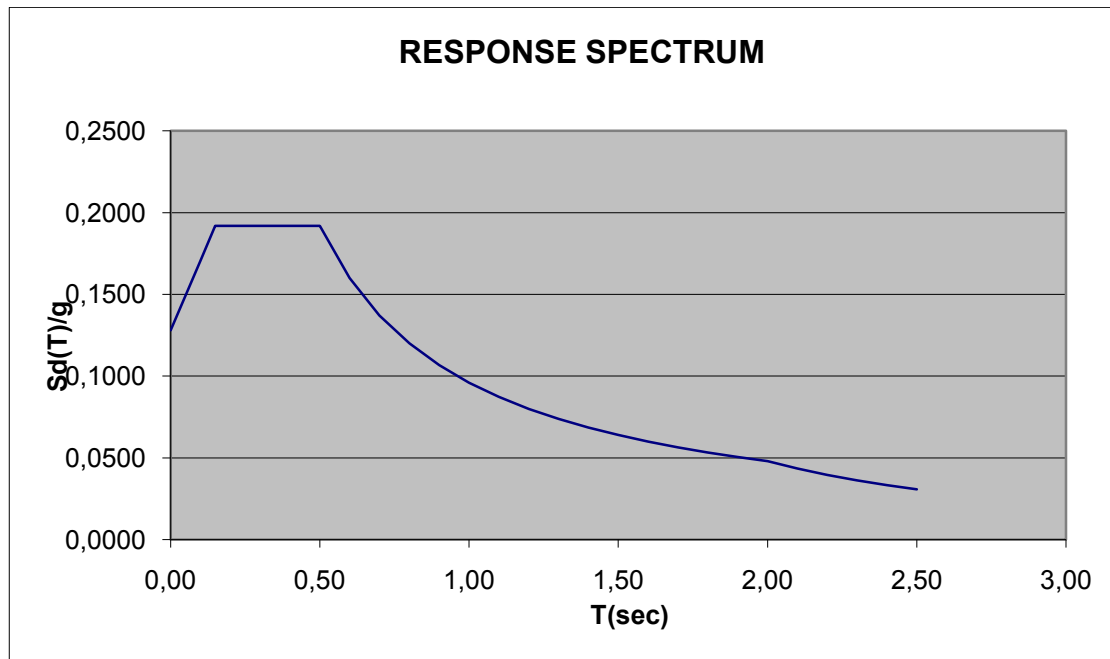


Σχήμα 2.13: Φάσμα σχεδιασμού για $q=1,5$

Για $q=2,5$

T	S_d(T)
0,00	1,26
0,10	1,67
0,15	1,88
0,20	1,88
0,30	1,88
0,40	1,88
0,50	1,88
0,60	1,57
0,70	1,35
0,80	1,18

0,90	1,05
1,00	0,94
1,10	0,86
1,20	0,78
1,30	0,72
1,40	0,67
1,50	0,63
1,60	0,59
1,70	0,55
1,80	0,52
1,90	0,5
2,00	0,47
2,10	0,43
2,20	0,39
2,30	0,36
2,40	0,33
2,50	0,3



Σχήμα 2.14: Φάσμα σχεδιασμού για $q=2,5$

2.6 ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, οι οποίες επενεργούν σ' αυτή. Οι δράσεις αυτές πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ) για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις, αστοχίας και λειτουργικότητας, και στη συνέχεια εφαρμόζονται στο φορέα. Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

2.6.1 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

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

Τα δύο κτίρια που περιλαμβάνει η μελέτη μας σχεδιάστηκαν με σκοπό να ικανοποιούν τις ακόλουθες θεμελιώδεις απαιτήσεις :

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

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

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

Οι δράσεις οι οποίες επιβάλλονται στην κατασκευή με τη μορφή συνδυασμών, ως προς το χρόνο ταξινομούνται σε:

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

Οι οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και

διακρίνονται σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας .

Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν την ασφάλεια του δομήματος και των περιεχομένων του καθώς και την ασφάλεια των ατόμων που το χρησιμοποιούν και περιλαμβάνουν:

- Απώλεια στατικής ισορροπίας ενός στοιχείου ή του συνόλου της κατασκευής
- Μετατροπή του φορέα σε μηχανισμό
- Οριακές καταστάσεις αντοχής σε κρίσιμες διατομές:
 - α)έναντι ορθών εντατικών μεγεθών (ροπή κάμψης και αξονική)
 - β)έναντι διατρητικών καταπονήσεων (τέμνουσα, στρέψη, διάτρηση, συνάφεια, αγκύρωση)
 - Οριακές καταστάσεις λογισμού και ύβωσης
 - Οριακές καταστάσεις κόπωσης

Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας γίνεται συγκρίνοντας ένα εντατικό μέγεθος από τις δράσεις σχεδιασμού S_{ad} , με την αντίστοιχη αντίσταση σχεδιασμού R_d , δηλαδή με την τιμή του ίδιου εντατικού μεγέθους που μπορεί να αναλάβει το δομικό στοιχείο.

$$S_{ad} \leq R_d$$

Συνδυασμοί φόρτισης στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας χρησιμοποιούνται συνδυασμοί των δράσεων αυτών οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διάρκειας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού). Στους συνδυασμούς αυτούς δεν συνυπολογίζονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατόν να εμφανιστούν ταυτόχρονα.

α) Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές

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

β) Για τυχηματικές καταστάσεις

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

γ) Για καταστάσεις σεισμού

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

Τα σύμβολα στους συνδυασμούς αυτούς είναι τα εξής:

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

γ_i είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας

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

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

1. Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές
 - Για μόνιμες δράσεις , $\gamma_{Gsup} = 1,35$ (δυσμενής επιρροή)
 $\gamma_{Ginf} = 1,00$ (ευμενής επιρροή)
 - Για μεταβλητές δράσεις $\gamma_Q = 1,50$
2. Καταστάσεις τυχηματικές, γενικώς $\gamma_A = 1,00$

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

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

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

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

Πίνακας 2.5

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

Τα κτίρια μας κατατάσσονται στην κατηγορία Β των γραφείων άρα $\psi_2 = 0,3$

Τελικά ο συνδυασμός για την οριακή κατάσταση αστοχίας είναι:

Δυσμενής

$$1,35 \times (\text{DEAD} + \text{DEAD SLAB} + \text{DEAD PLUS}) + 1,5 \times (\text{LIVE PATWMAT} + \text{LIVE OROFHS})$$

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι εκείνες, πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται τα κριτήρια λειτουργικότητας της κατασκευής ή κάποιου στοιχείου της και περιλαμβάνουν:

- Τις παραμορφώσεις ή μετατοπίσεις που επηρεάζουν την εμφάνιση ή την αποτελεσματική χρήση του δομήματος ή προκαλούν ζημιές στα τελειώματα ή στα μη φέροντα στοιχεία,
- Τις δονήσεις που προκαλούν δυσάρεστο αίσθημα σε πρόσωπα, ζημιές στο δόμημα ή στα υλικά που αυτό φέρει ή περιορίζουν την λειτουργική αποτελεσματικότητά του
- Τις βλάβες (συμπεριλαμβανομένης της ρηγμάτωσης που ενδέχεται να επηρεάζουν αρνητικά την εμφάνιση, την ανθεκτικότητα στην διάρκεια του χρόνου ή την λειτουργία του δομήματος
- Παρατηρήσιμες βλάβες που προκλήθηκαν από κόπωση ή άλλες επιρροές εξαρτώμενες από τον χρόνο
Συγκεκριμένα ,πρέπει να ελέγχεται ότι

$$S_d \leq C_d$$

Όπου:

C_d είναι μία ονομαστική τιμή ή μία συνάρτηση ορισμένων ιδιοτήτων σχεδιασμού υλικών που σχετίζονται με τα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού των θεωρούμενων δράσεων, και S_d είναι η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος της δράσης που προσδιορίζεται με βάση έναν από τους παρακάτω συνδυασμούς.:

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

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

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας γ_G , γ_Q καθώς επίσης και οι τιμές ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 λαμβάνονται από την προηγούμενη παράγραφο.

Ο συνδυασμός που χρησιμοποιήθηκε στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και κατά την φάση λειτουργίας των σύμμικτων δοκών είναι:

4) Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Φάση κατασκευής

Η επίλυση έγινε μόνο με το ίδιο βάρος της κατασκευής και το βάρος του υγρού σκυροδέματος :

$$1,00 \times (\text{DEAD} + \text{DEAD SLAB})$$

Φάση λειτουργίας

$$1,00 \times (\text{DEAD} + \text{DEAD SLAB} + \text{DEAD PLUS}) + 1,00 \times (\text{LIVE PATWMAT} + \text{LIVE OROFHS})$$

2.6.2 ΣΥΝΔΙΑΣΜΟΙ ΓΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑ Χ ΚΑΙ ΚΑΤΑ Υ

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.

Με τον όρο σεισμική απόκριση νοείται γενικά η ένταση και η παραμόρφωση/ μετακίνηση που προκύπτει σε μία κατασκευή λόγω της σεισμικής κίνησης του εδάφους. Υπολογίζεται είτε με δυναμική είτε με απλοποιημένη φασματική μέθοδο.

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:

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

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

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, όσον αφορά τις μάζες που λαμβάνονται υπόψη, αυτές συνδέονται με τα φορτία που έχουν οριστεί από τον μελετητή. Συγκεκριμένα, τα αδρανειακά αποτελέσματα της σεισμικής δράσης σχεδιασμού θα αποτιμώνται λαμβάνοντας υπόψη την παρουσία των μαζών που συνδέονται με όλα τα φορτία βαρύτητας που περιλαμβάνονται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 στον ακόλουθο συνδυασμό δράσεων:

$$\sum G_{k,j} "+" \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.5.3)$$

Όπου:

$\psi_{E,i}$ είναι ο συντελεστής συνδυασμού για την μεταβλητή δράση i

Οι συντελεστές συνδυασμού $\psi_{E,i}$ λαμβάνουν υπόψη την πιθανότητα τα φορτία $Q_{k,i}$ να μην είναι παρόντα σε ολόκληρο τον φορέα κατά τη διάρκεια του

σεισμού. Οι συντελεστές αυτοί μπορεί επίσης να λάβουν υπόψη την μειωμένη συμμετοχή των μαζών στην κίνηση του φορέα λόγω μη-στερεάς σύνδεσής τους.

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ_{Ei} που εισάγονται για τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων σεισμικών δράσεων θα υπολογίζονται από την ακόλουθη έκφραση:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (2.5.4)$$

Οι συνιστώμενες τιμές του φ περιέχονται στον Πίνακα 2.6 ενώ όπως προαναφέρθηκε η τιμή του ψ_2 στην περίπτωση μας είναι 0,3 (Πίνακας 2.5)

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

* Κατηγορίες όπως ορίζονται στο EN 1991-1-1:2002.

Χρησιμοποιούμε:

$\varphi=1,0$ για δώμα

$\varphi=0,8$ για ορόφους

Βασικές φορτίσεις

G	μόνιμα φορτία
Q	φορτία λειτουργίας (κινητά φορτία)
E _x	σεισμός κατά τη διεύθυνση x-x με δυναμική φασματική μέθοδο
E _y	σεισμός κατά τη διεύθυνση y-y με δυναμική φασματική μέθοδο

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

Σεισμικοί συνδυασμοί με την δυναμική φασματική μέθοδο

1) Σεισμός κατά x:

$$\text{QUAKE 1 : } 1,00G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q + E_x + 0,30E_y$$

$$\text{QUAKE 2 : } 1,00G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q - E_x + 0,30E_y$$

$$\text{QUAKE 3 : } 1,00G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q - E_x - 0,30E_y$$

$$\text{QUAKE 4 : } 1,00G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q + E_x - 0,30E_y$$

2) Σεισμός κατά y:

$$\text{QUAKE 5 : } 1,00G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q + E_y + 0,30 E_x$$

$$\text{QUAKE 6 : } 1,00G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q - E_y + 0,30 E_x$$

$$\text{QUAKE 7 : } 1,00G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q - E_y - 0,30 E_x$$

$$\text{QUAKE 8 : } 1,00G + 0,3 \cdot \varphi \cdot Q + E_y - 0,30 E_x$$

2.7 ΜΕΣΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το πρόγραμμα SAP2000 v14.1.0 Advanced αποτέλεσε το βασικό εργαλείο για τη διεκπεραίωση της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας. Η προσομοίωση των δύο κτιρίων, οι στατικές και σεισμικές φορτίσεις καθώς και ο υπολογισμός των εντατικών μεγεθών υπολογίστηκαν με βάση το συγκεκριμένο πρόγραμμα.

Για τις βασικές φορτίσεις αλλά και για τους συνδυασμούς φορτίσεων σε οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας έγινε μη γραμμική ανάλυση ενώ για τους σεισμικούς συνδυασμούς εφαρμόστηκε η δυναμική φασματική μέθοδος όπως αναφέρθηκε προηγουμένως.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 : ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΦΟΡΕΑ

Η ανάλυση των φορέων πραγματοποιήθηκε με το πρόγραμμα SAP2000 v14.1.0 Advanced. Μέσω του συγκεκριμένου προγράμματος ελήφθησαν τα εντατικά μεγέθη των μελών για όλες τις φορτίσεις και τους συνδυασμούς φορτίσεων που επιβλήθηκαν στους φορείς. Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν σε χαρακτηριστικά στοιχεία των φορέων, τα οποία επιλέχθηκαν με βάση τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τη στατική και δυναμική ανάλυση των κατασκευών.

Θα πρέπει να αναφέρουμε σ' αυτό το σημείο 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 αμφιέρειστης 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 $x'x$ στις οποίες πλευρική στήριξη προσφέρουν οι διαδοκίδες.

Οι έλεγχοι των διατομών και των μελών κατηγοριοποιήθηκαν ανά κτίριο και ανά είδος ράβδου (Υποστύλωμα, Τύπου Λ σύνδεσμοι δυσκαμψίας, 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 $V_{t,Ed}$) και σε φάση λειτουργικότητας (βέλη κάμψης).

- Υποστύλωμα : ελέγχθηκε σε αξονική θλιπτική δύναμη, σε τέμνουσα, σε μονοαξονική κάμψη, σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη και σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.
- Τύπου Λ σύνδεσμοι δυσκαμψίας,: τα εφελκούμενα, σε κάθε περίπτωση, μέλη των συνδέσμων ελέγχθηκαν σε εφελκυσμό ενώ τα θλιβόμενα σε λυγισμό ,με τον περιορισμό της λυγηρότητας $\bar{\lambda}$ να είναι μικρότερη ή ίση από 2,0.
- σύμμικτης 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).

3.1 ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

3.1.1 ΕΠΙΔΡΑΣΕΙΣ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΜΕΝΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

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 παραμόρφωμένης 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:

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

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

όπου α_{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 α_{cr} θα γίνει με τον παρακάτω προσεγγιστικό τύπο :

$$\alpha_{cr} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{h}{\delta_{H,Ed}}$$

όπου:

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

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

Το κριτήριο που θέλουμε να ικανοποιείται είναι:

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

3.1.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ α_{cr} ΜΕ ΤΟΝ ΤΥΠΟ 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 του κτιρίου όπου $q=1,5$, και φόρτισης $G + 0,3Q + E_{xy}$ (Response Spectrum Analysis), έχουμε τις εξής ακραίες τιμές για την τέμνουσα βάσης (Base Reactions):

$$exV_{ox} = 2548,31 \text{ kN}$$

$$exV_{oy} = 2572,52 \text{ kN}$$

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

$$F_i = exV_o \frac{m_i z_i}{\sum m_i z_i} \quad \text{όπου } m_i: \text{ η μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε όροφο}$$

z_i : το ύψος του ορόφου

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

Πίνακας 3.1.1: Κατανομή σεισμικών φορτίων στις στάθμες των ορόφων (διεύθυνση x)

Όροφος (i)	W _i (KN)	m _i (t)	h _i (m)	F _i (KN)
1 ^{ος}	2453,72	250,12	3,20	253,03
2 ^{ος}	2453,72	250,12	6,40	506,05
3 ^{ος}	2453,72	250,12	9,60	759,08
4 ^{ος}	2497,40	254,58	12,80	1030,15
		Τέμνουσα βάσης V _{ox} =		2548,31

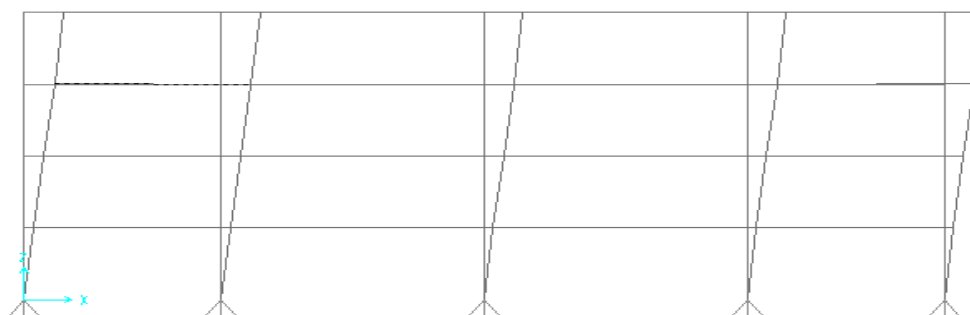
Πίνακας 3.1.2: Κατανομή σεισμικών φορτίων στις στάθμες των ορόφων(διεύθυνση y)

Όροφος (i)	W_i (KN)	m_i (t)	h_i (m)	F_i (KN)
1 ^{ος}	2453,72	250,12	3,20	255,43
2 ^{ος}	2453,72	250,12	6,40	510,86
3 ^{ος}	2453,72	250,12	9,60	766,29
4 ^{ος}	2497,40	254,58	12,80	1039,15
	Τέμνουσα βάσης $V_{oy} =$			2572,52

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 $G + 0,3Q$.

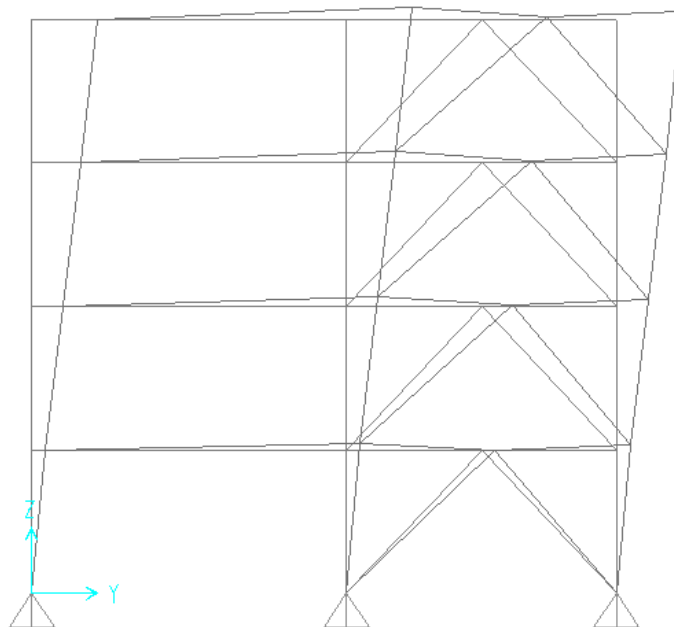
Πίνακας 3.1.3: Υπολογισμός του α_{cr} στην διεύθυνση x

όροφος	$V_{Ed,x}$ (KN) $G+0,3Q$	$H_{Ed,x}$ (KN)	d_i (cm)	$\delta_{H_{Ed,x}} = d_i - d_{i-1}$ (cm)	h (cm)	α_{crx}
1 ^{ος}	9857,71	253,03	0,26	0,26	320	31,59
2 ^{ος}	7403,99	506,05	0,59	0,33	320	66,28
3 ^{ος}	4950,27	759,08	0,90	0,31	320	158,28
4 ^{ος}	2497,40	1030,15	1,18	0,28	320	471,42

**Σχήμα 3.1.1:** Εικόνα παραμορφωμένου φορέα $q=1,5$ (μετακινήσεις στον άξονα x)

Πίνακας 3.1.4: Υπολογισμός του α_{cr} στην διεύθυνση y

όροφος	$V_{Ed,y}$ (KN) G+0,3Q	$H_{Ed,y}$ (KN)	d_i (cm)	$\bar{\delta}_{HEd,y}=d_i-d_{i-1}$ (cm)	h (cm)	α_{cry}
1 ^{ος}	9857,71	255,43	0,40	0,40	320	20,73
2 ^{ος}	7403,99	510,86	0,90	0,50	320	44,16
3 ^{ος}	4950,27	766,29	1,48	0,58	320	85,40
4 ^{ος}	2497,40	1039,94	1,98	0,50	320	266,5

**Σχήμα 3.1.2:** Εικόνα παραμορφωμένου φορέα $q=1,5$ (μετακινήσεις στον άξονα Y)

Στην περίπτωση του κτιρίου όπου $q=2,5$, και φόρτισης $G + 0,3Q + E_{XY}$ (Response Spectrum Analysis), έχουμε τις εξής ακραίες τιμές για την τέμνουσα βάσης (Base Reactions)

$$e x V_{ox} = 1596,35 \text{ kN}$$

$$e x V_{oy} = 1597,52 \text{ kN}$$

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

Πίνακας 3.1.5 : Κατανομή σεισμικών φορτίων στις στάθμες των ορόφων

(διδεύθυνση x)

Όροφος (i)	W _i (KN)	m _i (t)	h _i (m)	F _i (KN)
1 ^{ος}	2466,05	251,38	3,20	158,50
2 ^{ος}	2466,05	251,38	6,40	317,02
3 ^{ος}	2466,05	251,38	9,60	475,54
4 ^{ος}	2509,73	255,83	12,80	645,27
	Τέμνουσα βάσης V _{ox} =			1596,35

Πίνακας 3.1.6: Κατανομή σεισμικών φορτίων στις στάθμες των ορόφων

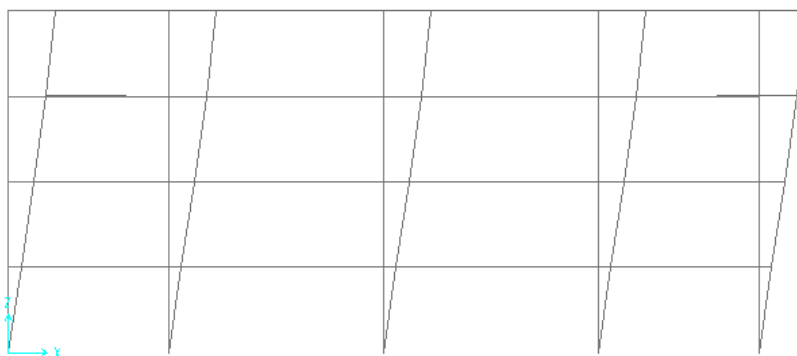
(διδεύθυνση y)

Όροφος (i)	W _i (KN)	m _i (t)	h _i (m)	F _i (KN)
1 ^{ος}	2466,05	251,38	3,20	158,63
2 ^{ος}	2466,05	251,38	6,40	317,26
3 ^{ος}	2466,05	251,38	9,60	475,89
4 ^{ος}	2509,73	255,83	12,80	645,75
	Τέμνουσα βάσης V _{oy} =			1597,52

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 $G + 0,3Q$.

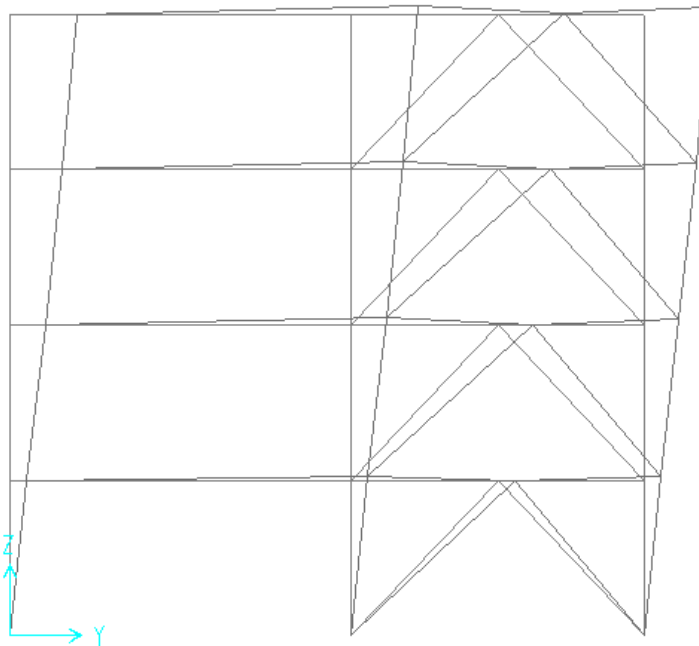
Πίνακας 3.1.7: Υπολογισμός του α_{cr} στην διεύθυνση x

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)	α_{crx}
1 ^{ος}	9907,30	158,50	0,23	0,23	320	22,26
2 ^{ος}	7441,25	317,02	0,48	0,25	320	54,53
3 ^{ος}	4975,20	475,54	0,71	0,23	320	132,98
4 ^{ος}	2509,73	645,27	0,88	0,17	320	483,97

**Σχήμα 3.1.3:** Εικόνα παραμορφωμένου φορέα $q=2,5$ (μετακινήσεις στον άξονα x)

Πίνακας 3.1.8: Υπολογισμός του α_{cr} στην διεύθυνση y

όροφος	$V_{Ed,y}$ (KN) G+0,3Q	$H_{Ed,y}$ (KN)	d_{iy} (cm)	$\bar{\delta}_{HEd,y}=d_i-d_{i-1}$ (cm)	h (cm)	α_{cr}
1 ^{ος}	9907,30	158,63	0,34	0,34	320	15,17
2 ^{ος}	7441,25	317,26	0,75	0,41	320	33,28
3 ^{ος}	4975,20	475,89	1,14	0,39	320	78,48
4 ^{ος}	2509,73	645,75	1,48	0,34	320	242,16

**Σχήμα 3.1.4:** Εικόνα παραμορφωμένου φορέα (μετακινήσεις στον άξονα Y)

3.2 ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ ΕΛΕΓΧΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 (EC3)

3.2.1 ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΧΑΛΥΒΑ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

Πίνακας 3.2.1: Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 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 ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 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 $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
- μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000 \text{ N/mm}^2$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0,3$
- συντελεστής (N/mm^2) $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

3.2.2 ΚΑΤΑΤΑΞΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

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 3.1 2: Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
				Αξονας κάμψης		
				Αξονας 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 3.2.3 : Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχοντα πέλματα						
		Ελατές διατομές		Συγκολλητές διατομές		
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ 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

3.2.3 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_{Mi} πρέπει να εφαρμόζονται στις διάφορες χαρακτηριστικές τιμές αντοχής ως εξής:

- 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 :

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

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

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

3.2.4 ΑΝΤΟΧΕΣ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

3.2.4.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΟ ΕΦΕΛΚΥΣΜΟ

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

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

3.2.4.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΘΛΙΨΗ

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.

3.2.4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΡΟΠΗ ΚΑΜΨΗΣ

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.

3.2.4.4. ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

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:

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

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.).

3.2.4.5 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

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 αναλίσκεται 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 :

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

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

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

$$A_w = h_w t_w$$

3.2.4.6 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕΛΟΥΣ ΣΕ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΤΑΥΤΟΧΡΟΝΗ ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ

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:

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

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

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

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

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

3.2.4.7. ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ

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:

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

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

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

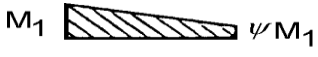
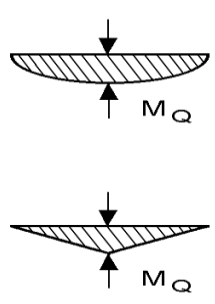
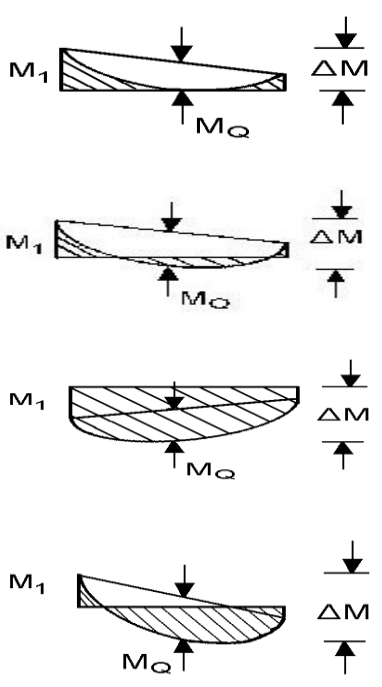
$$\bar{\lambda}_{y,z} = \frac{l_{y,z} \sqrt{\beta_A}}{i_{y,z} 93,9 \varepsilon} \quad (\beta_A = 1,0 \text{ κατηγορία διατομής } 1,2,3)$$

k_y, k_z είναι οι συντελεστές αλληλεπίδρασης

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

$$\text{όπου: } \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} \cdot (2 \cdot \beta_{My,z} - 4) + \left(\frac{w_{pl,y,z} - w_{el,y,z}}{w_{el,y,z}} \right) \leq 0,90$$

Πίνακας 3.2.4 : 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>$\beta_{M,Q} = 1.3$</p> <p>$\beta_{M,Q} = 1.4$</p>
<p>Ροπές λόγω συνδυασμού των προηγούμενων περιπτώσεων</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>

3.2.4.8 ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ- ΜΕΛΗ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΘΛΙΨΗ

3.2.4.8.1 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

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.

3.2.4.8.2 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

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:

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

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

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

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

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

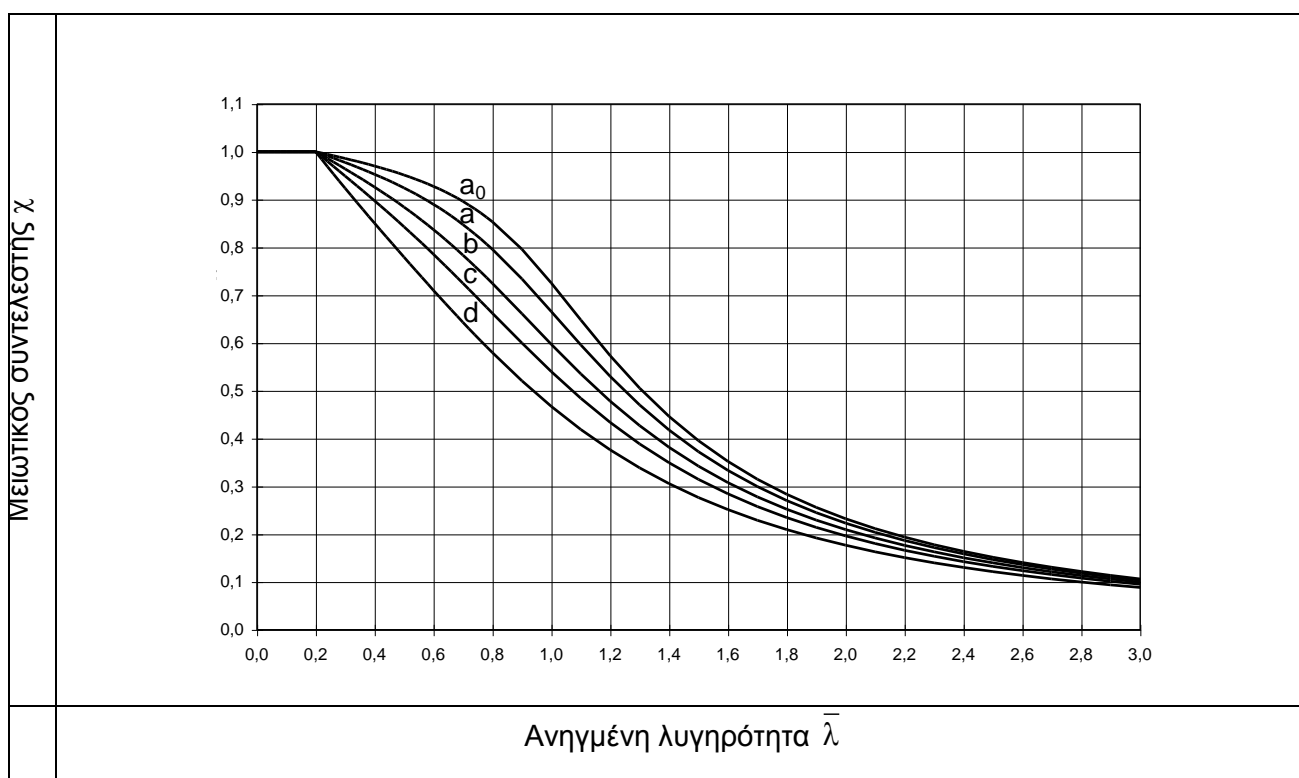
N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού πρέπει να λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.2.5

Πίνακας 3.2.5: 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 3.2.1

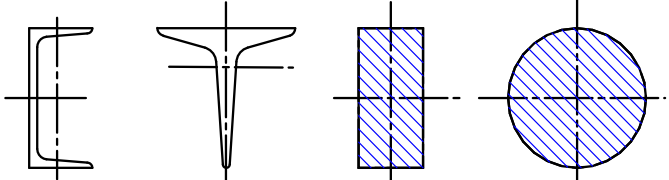
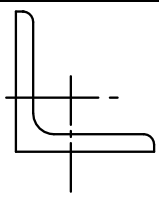


Σχήμα 3.2.1 : Τιμές μειωτικού συντελεστή χ συναρτήσει της ανηγμένης λυγηρότητας $\bar{\lambda}$

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

Πίνακας 3.2.6: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Διατομή		Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Ελαστές διατομές		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y	a	a_0
				z-z	b	a_0
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y	b	a
				z-z	c	a
Συγκολλητές I-διατομές		$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y	b	b	
			z-z	c	c	
Κοίλες Διατομές		Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a_0	
		Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
Πτές κιβωτιοε ιδείς διατομές		Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b	

		Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c
U-, T- και συμπαγείς διατομές			Κάθε	c	c
L-διατομές			Κάθε	b	b

3.2.4.9 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ –ΜΕΛΗ ΣΤΑΘΕΡΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ

3.2.4.9.1 ΑΝΤΟΧΗ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

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.

3.2.4.9.2 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΓΙΑ ΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ

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

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

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

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

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

3.2.4.9.3 ΛΥΓΗΡΟΤΗΤΑ ΓΙΑ ΣΤΡΕΠΤΙΚΟ ΚΑΙ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ

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

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

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

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

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

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

3.2.4.9.4 ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ (ΠΛΕΥΡΙΚΟΥ) ΛΥΓΙΣΜΟΥ- ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ

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

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

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

α_{LT} είναι συντελεστής ατελειών

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

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 3.2.7 : 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 3.2.8: Σύσταση για την επιλογή καμπύλης στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού για διατομές

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

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

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,04 \text{ (ή } \frac{M_{Ed}}{M_{cr}} \leq 0,16 \text{ για ελατές διατομές)} \text{ οι επιδράσεις}$$

στρεπτοκαμπτικού (πλευρικού) λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να γίνονται μόνο έλεγχοι διατομής.

3.2.4.9.5 ΚΡΙΣΙΜΗ ΡΟΠΗ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟΥ ΛΥΓΙΣΜΟΥ

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

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

$$z_j : z_j = z_s - \left[0,5 \times \int z \times (y^2 + z^2) dA \right] / I_y, \text{ (για διατομές διπλής συμμετρίας } z_j = 0)$$

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

Πίνακας 3.2.9 : 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

3.2.4.10 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΣΤΡΕΠΤΟΚΑΜΠΤΙΚΟ ΛΥΓΙΣΜΟ ΥΠΟ ΚΑΜΨΗ ΚΑΙ ΘΛΙΨΗ

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

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

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 3.2.10 : 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}

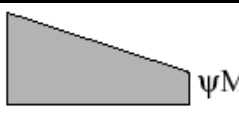
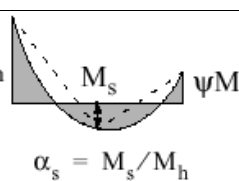
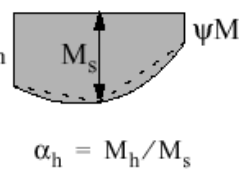
Πίνακας 3.2.11: Συντελεστές αλληλεπίδρασης k_{ij} για μέλη που δεν υπόκεινται σε στρεπτικές παραμορφώσεις

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	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	διατομές RHS		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
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 3.2.12 : 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}	$\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$	$\left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$ <p>για $\bar{\lambda}_z < 0,4$:</p> $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$
k_{zz}	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1	k_{zz} από τον Πίνακα Β.1

Πίνακας 3.13 : 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	
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$		
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
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		

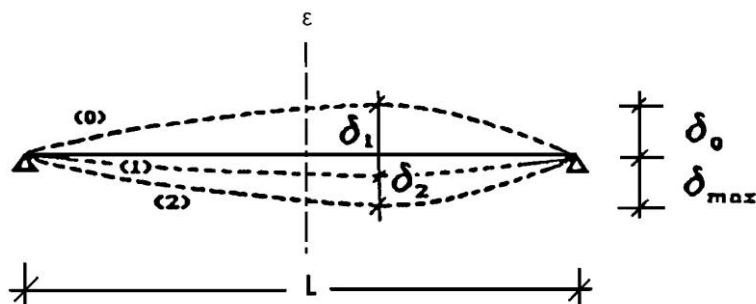
3.3 ΤΥΠΟΛΟΓΙΟ ΕΛΕΓΧΩΝ ΣΤΗΝ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΚΑΤΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 3 (EC3)

3.3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

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 οι κατασκευές δεν υπόκεινται 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 στην 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) .



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

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

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

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

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

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

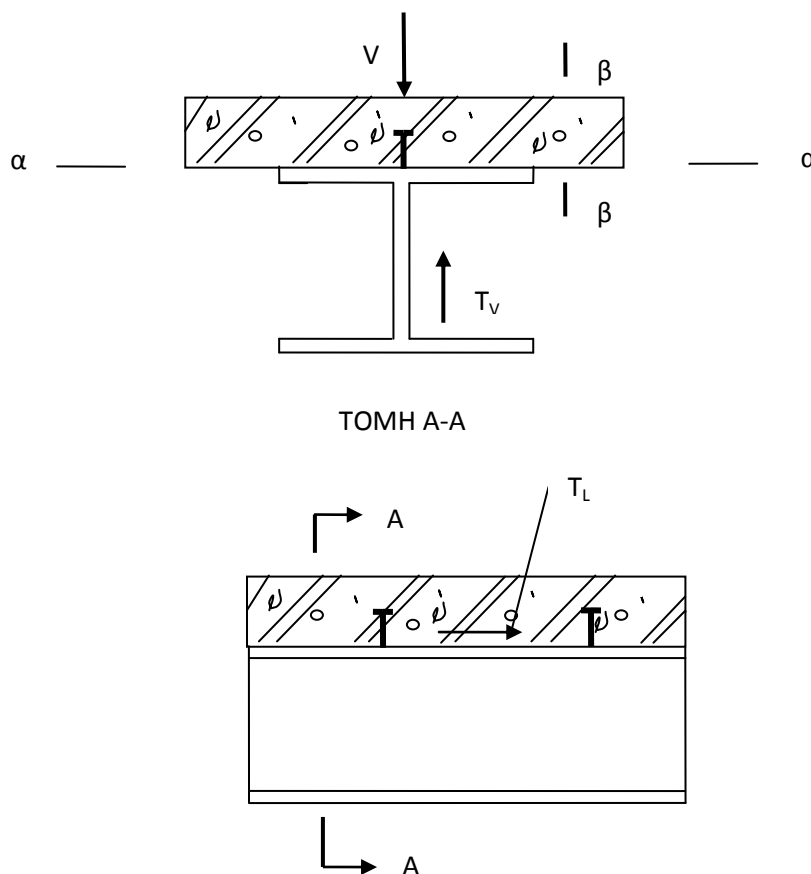
- Σε περίπτωση που οι τιμές των βελών δεν είναι αποδεκτές υπάρχουν οι εξής εναλλακτικές:

1) αλλαγή της διατομής της σιδηροδοκού, δηλαδή επιλογή μεγαλύτερης διατομής ώστε να επαρκεί ο έλεγχος βέλους, πράγμα αντισυμβατικό το οποίο δεν προτιμάται

2) θεωρώ ότι έχει προβλεφθεί αντιβέλος ή προσωρινή υποστήριξη στην φάση σκυροδέτησης. Στην παρούσα διπλωματική ,όπου ο έλεγχος βελών δεν επαρκεί θεωρούμε την εφαρμογή προσωρινής υποστήριξης ώστε να αυξηθεί ο βαθμός σύμμικτης λειτουργίας.

3.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Βασική προϋπόθεση της σύμμικτης λειτουργίας είναι η παραλαβή της διάτμησης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια μεταξύ χαλύβδινης διατομής και σκυροδέματος. Η παραλαβή αυτή γίνεται στις σύμμικτες κατασκευές με μηχανικά μέσα, τα οποία ονομάζονται διατμητικοί σύνδεσμοι. Οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν λοιπόν την διατμητική ροή μεταξύ της χαλύβδινης διατομής και του σκυροδέματος, εμποδίζουν την ολίσθηση μεταξύ των δύο στοιχείων και εξασφαλίζουν την κοινή, σύμμικτη λειτουργία. Η αναπτυσσόμενη διάτμηση οφείλεται κυρίως στις τέμνουσες δυνάμεις V . Στον φορέα αναπτύσσονται δύο είδη διατμήσεων.



ΣΧΗΜΑ 3.4.1:Κατακόρυφη και διαμήκης διάτμηση

Η **κατακόρυφη διάτμηση T_v** , η οποία όπως φαίνεται στο **(σχήμα 3.4.1)** εξασφαλίζει την συνθήκη ισορροπίας των δυνάμεων ως προς τον κατακόρυφο άξονα και

η **διαμήκης διάτμηση T_L** , η οποία απαιτείται για λόγους συμβιβαστού των παραμορφώσεων μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος .

Αν οι διατμητικοί σύνδεσμοι παραλαμβάνουν όλη τη διαμήκη διάτμηση, τότε εμποδίζεται πλήρως η ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος. Η κατάσταση αυτή ονομάζεται **πλήρης διατμητική σύνδεση**. Αν όμως τοποθετούνται λιγότεροι από τους απαιτούμενους διατμητικούς συνδέσμους για πλήρη διατμητική σύνδεση ,τότε εμφανίζεται σχετική ολίσθηση μεταξύ σιδηροδοκού και πλάκας σκυροδέματος μικρότερη φυσικά αυτής που θα δημιουργούνταν αν δεν υπήρχαν καθόλου σύνδεσμοι. Η ενδιάμεση αυτή κατάσταση ονομάζεται **μερική διατμητική σύνδεση**.

Η παραλαβή της **κατακόρυφης διάτμησης** γίνεται μόνο από τον κορμό της σιδηροδοκού σύμφωνα με τον ακόλουθο έλεγχο:

3.4.1 ΑΝΤΟΧΗ ΕΝΑΝΤΙ ΤΕΜΝΟΥΣΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

ΣΥΜΠΑΓΗΣ ΚΟΡΜΟΙ

Η αναπτυσσόμενη οριακή τάση είναι κατά von Mises ίση με

$$f_a/\sqrt{3}$$

οπότε η αντοχή σε τέμνουσα δίνεται από την σχέση

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

Όπου $\gamma_a = 1,1$

A_v είναι το εμβαδόν του κορμού το οποίο παραλαμβάνει την τέμνουσα.

Το εμβαδόν λαμβάνεται προσεγγιστικά ίσο με

$A_v = 1,04ht_w$ για πρότυπες διατομές

3.4.2 ΔΙΑΜΗΚΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗ

$$T_I = \frac{V \cdot S}{I_e}$$

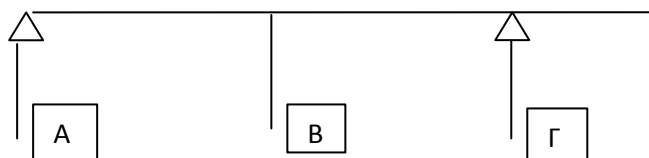
V =μέγεθος τέμνουσας δύναμης,

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

Για σύμμικτη δοκό σταθερής διατομής, τόσο η στατική ροπή S όσο και η ροπή αδρανείας I_e είναι σταθερά μεγέθη και επομένως η διαμήκης διάτμηση ακολουθεί το διάγραμμα τεμνουσών V . Σε κάθε αλλαγή διατομής όμως, τα μεγέθη S και I_e και έτσι και το διάγραμμα T_I , μεταβάλλονται σε σχέση με το διάγραμμα τεμνουσών. Άλλες χαρακτηριστικές διατομές κατά μήκος της δοκού, εκτός από τις θέσεις αλλαγής της διατομής, είναι τα σημεία μηδενισμού των τεμνουσών και της διαμήκους διάτμησης καθώς και τα σημεία επιβολής συγκεντρωμένων φορτίων, όπου σημειώνεται απότομη μεταβολή των διαγραμμάτων V και T_I . Ως κρίσιμα μήκη μίας σύμμικτης δοκού ονομάζονται οι αποστάσεις μεταξύ διαδοχικών χαρακτηριστικών διατομών της δοκού, δηλαδή διατομών όπου συμβαίνει κάτι από τα ακόλουθα:

- Μηδενισμός των τεμνουσών δυνάμεων
- Αλλαγή της διατομής της σύμμικτης δοκού
- Επιβολή συγκεντρωμένων φορτίων

Στην περίπτωση εφαρμογής ελαστικής – πλαστικής ή πλαστικής – πλαστικής ανάλυσης, όταν δηλαδή εφαρμόζεται πλαστική ανάλυση για τον προσδιορισμό των αντιστάσεων, τότε η διαμήκης διάτμηση βρίσκεται από εξέταση της συνθήκης ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός ενός μήκους της δοκού, στα άκρα του οποίου υπάρχει είτε μηδενική είτε μηδενική ροπή (Α), είτε θετική ροπή (Β), είτε αρνητική ροπή (Γ)



Σε τμήμα AB μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών ισχύει για το σύνολο της διαμήκους διάτμησης η σχέση:

$$V_i = \Sigma T_i = D^+ = Z^+$$

Σε τμήμα ΒΓ μεταξύ θετικών και αρνητικών ροπών ισχύει κατά αναλογία :

$$V_i = \Sigma T_i = D^+ + Z^- = Z^+ + Z^-$$

Ενώ σε τμήμα ΓΑ μεταξύ αρνητικών και μηδενικών ροπών (περίπτωση προβόλων)

$$V_i = \Sigma T_i = Z^-$$

Όπου

$$D^+ = A_{cd} f_{cd} + A_s f_{sd} \quad \text{θλιπτική δύναμη σκυροδέματος και οπλισμού πλάκας για θετική ροπή } M_{pl,Rd}^+$$

$$Z^+ = A_a f_{ya} \quad \text{εφελκυστική δύναμη σιδηροδοκού για θετική ροπή } M_{pl,Rd}^+$$

$$Z^- = A_s f_{sd} + A_{ap} f_{yap} \quad \text{εφελκυστική δύναμη οπλισμού πλάκας και, αν υπάρχουν, μεταλλικών φύλλων σύμμικτης πλάκας για αρνητική ροπή } M_{pl,Rd}^-$$

Όταν η δρώσα ροπή M_{sd} είναι μικρότερη από την ροπή πλήρους πλαστικοποίησης τότε μπορούν προσεγγιστικά οι δυνάμεις D και Z να πολλαπλασιαστούν με τον μειωτικό συντελεστή $M_{sd}/M_{pl,Rd}$ οπότε γίνεται χρήση μερικής διατμητικής σύνδεσης.

3.4.3 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

3.4.3.1 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΗΛΟΙ ΚΕΦΑΛΗΣ

Αποτελούν τον συνηθέστερο τύπο διατμητικών συνδέσμων λόγω του εύκολου τρόπου κατασκευής και της πλεονεκτικής συμπεριφοράς τους. Η κεφαλή του ήλου εμποδίζει την ανύψωση της πλάκας σκυροδέματος και την αποκόλληση της από την σιδηροδοκό.

Η παραλαμβανόμενη από τον ήλο δύναμη εξαρτάται :

- Από την αντοχή του ήλου σε διάτμηση και
- Από την αντοχή του σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας

Συνεπώς η οριακή αντοχή του ήλου εντός συμπαγούς πλάκας σκυροδέματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη τιμή από τις :

$$P_{Rd}=0,8 \cdot f_u \cdot \left(\frac{\pi d_s^2}{4}\right) / \gamma_v$$

Και

$$P_{Rd}=0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{CM}} / \gamma_v$$

Όπου:

d_s =διάμετρος κορμού του ήλου

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

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

$$\alpha=0,2 \left(\frac{h}{d_s}+1\right) \text{ για } 3 \leq h/d_s \leq 4$$

$$\alpha=1 \quad 4 < h/d_s$$

h = ύψος ήλου

$\gamma_v=1,25$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας.

3.4.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΠΟΣΤΑΣΕΩΝ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΗΛΩΝ

Αν τοποθετούνται περισσότεροι από ένας ήλοι στην ίδια θέση της σιδηροδοκού , τότε η διάμετρος τους δεν πρέπει να υπερβαίνει 2,5 φορές το πάχος του πέλματος όπου είναι συγκολλημένοι.

Οι ελάχιστες αποστάσεις των διατμητικών ήλων διαμέτρου d_s μεταξύ τους είναι:

- $5d_s$ στην διεύθυνση της δύναμης και
- $2,5d_s$ ή $4d_s$ κάθετα στην διεύθυνση αυτή για συμπαγείς ή σύμμικτες πλάκες αντίστοιχα

Η μέγιστη καθαρή απόσταση ήλων και άλλων τύπων συνδέσμων από το άκρο του πέλματος της δοκού είναι ίση με $9t$, όπου t το πάχος του πέλματος της δοκού και ε από πίνακα κατάταξης 3.2.3.

Η μέγιστη διαμήκης απόσταση ήλων και άλλων τύπων συνδέσμων , είναι ίση με $6d$ (d =πάχος πλάκας) ή 800mm

Η ελάχιστη επικάλυψη των ήλων και των άλλων τύπων συνδέσμων είναι ίση με 20mm ή ότι προβλέπει ο ισχύων κανονισμός σκυροδέματος για ράβδους οπλισμού, μείον 5mm

Μεταξύ ύψους και διαμέτρου του ήλου πρέπει να ισχύει η συνθήκη $h \geq 3 \cdot d_s$

3.4.3.3 ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΥ ΦΟΡΕΑ

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

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

Η κάλυψη της διαμήκους διάτμησης κατά μήκος του φορέα γίνεται με εφαρμογή ελαστικής ή πλαστικής μεθόδου. Η πλαστική κατανομή των διατμητικών συνδέσμων εφαρμόζεται κυρίως στα οικοδομικά έργα και είναι η περίπτωση όπου τίθενται απαιτήσεις ολκιμότητας για τους συνδέσμους και είναι δυνατή η κάλυψη της διαμήκους διάτμησης με ομοιόμορφη κατανομή των συνδέσμων εντός ενός κρίσιμου μήκους .

Επίσης για τα οικοδομικά έργα μία πιο συνήθης περίπτωση είναι η ελαστοπλαστική (μεταξύ ελαστικής και πλαστικής μεθόδου) κατανομή των συνδέσμων όπου στα ακραία τρίτα η παραλαμβανόμενη διάτμηση είναι διπλάσια από αυτή στο μεσαίο τρίτο του ανοίγματος.

Ωστόσο η ολκιμότητα των συνδέσμων ,ακόμη και των όλκιμων, εξαντλείται αν πρέπει να γίνει πλαστική κατανομή εντός μεγάλων μηκών .Ως οριακά κρίσιμα μήκη για να επιτρέπεται ομοιόμορφη , πλαστική κατανομή των συνδέσμων θεωρούνται σύμφωνα με τον EC4 τα 25m για σιδηροδοκούς διπλής συμμετρίας. Τέλος θα πρέπει ο λόγος της πλαστικής ροπής της σύμμικτης διατομής προς την πλαστική ροπή της σιδηροδοκού να μην υπερβαίνει το 2,5 για να μην τίθενται ιδιαίτερα υψηλές απαιτήσεις στους συνδέσμους.

3.5 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΟΙ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Διαμήκης διάτμηση αναπτύσσεται εκτός από την διεπιφάνεια σιδηροδοκού-πλάκας σκυροδέματος και μόνο στην πλάκα σκυροδέματος. Στην διάτμηση αυτή ανθίσταται :

α) το σκυρόδεμα του πέλματος μέσω των λοξών θλιπτήρων ,

β) ο επαρκώς αγκυρωμένος εγκάρσιως οπλισμός της πλάκας ως ελκυστήρας,

Η αντοχή σχεδιασμού σε τέμνουσα δίνεται ως η ελάχιστη τιμή των αντιστάσεων από τις σχέσεις:

$$V_{Rd} = 2,5 \alpha_{cv} \cdot \tau_{Rd} \cdot n + a_l \cdot f_{sd} \quad 3.5.1$$

$$V_{Rd} = 0,2 \alpha_{cv} \cdot n \cdot f_{cd} \cdot n \quad 3.5.2$$

όπου:

α_{cv} = διατεμνόμενη επιφάνεια της πλάκας ανά μονάδα μήκους.

Για συμπαγείς πλάκες ίση με το ύψος της πλάκας.

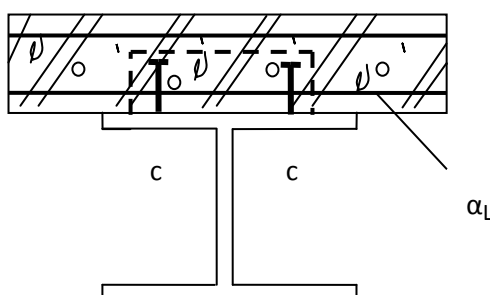
a_l = εμβαδόν διατεμνόμενου επαρκώς αγκυρωμένου, π.χ. συνεχούς πάνω από την σιδηροδοκό , εγκάρσιου οπλισμού ανά μονάδα μήκους δοκού. Ελάχιστο ποσοστό ανηγμένο στο αντίστοιχο εμβαδόν σκυροδέματος είναι 2⁰/₀₀

n = 1 για κανονικό σκυρόδεμα

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

3.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

Ισχυρή διατμητική ροή στην πλάκα σκυροδέματος αναπτύσσεται και γύρω από την επιφάνεια που περιβάλλει τους διατμητικούς συνδέσμους. Ιδιαίτερα αν τοποθετείται μεγάλος αριθμός συνδέσμων στο πέλμα της σιδηροδοκού στην ίδια διατομή, μπορούν να εμφανιστούν επιφάνειες θραύσης τύπου c-c όπως φαίνεται στο σχήμα



ΣΧΗΜΑ 3.6.1: Κρίσιμες επιφάνειες στην περιοχή των συνδέσμων

Ο έλεγχος των κρίσιμων αυτών επιφανειών γίνεται με την βοήθεια της σχέσης :

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

όπου:

$$V_{sd} = P_{Rd} / s \text{ δρώσα διατμητική ροή,}$$

V_{Rd} = διατμητικοί ροή αντοχής από τις εξισώσεις 3.5.1 , 3.5.2. Καθοριστική είναι η ελάχιστη τιμή.

s = απόσταση συνδέσμων μεταξύ τους,

P_{Rd} = σύνολο δυνάμεων διατμητικών συνδέσμων στην εξεταζόμενη τομή,

Στις εξισώσεις 3.6.1 , 3.6.2 α_{cv} είναι η περίμετρος της τομής c-c ενώ στο α_L συμπεριλαμβάνονται όλοι οι διατεμνόμενοι οπλισμοί.

3.7 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΤΩΝ ΜΕΛΩΝ

3.7.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΤΥΠΟΥ Λ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος δύο τύπου Λ συνδέσμων δυσκαμψίας διατομής HEA 200 και HEA160 αφού η διαδικασία που ακολουθείται για τους υπόλοιπους είναι η ίδια. Ο σύνδεσμος διατομής HEA200 τοποθετείται κατά χ'χ στον φορέα με $q=1,5$ και κατά γ'γ στον φορέα με $q=2,5$ και γι' αυτό τον λόγο θα ελεγχθεί και για τις δύο περιπτώσεις. Ο σύνδεσμος διατομής HEA160 τοποθετείται μόνο στον φορέα με $q=2,5$ κατά την διεύθυνση χ'χ και ελέγχεται γι' αυτήν την περίπτωση. Όπως προέκυψε από τη στατική και δυναμική ανάλυση των κτιρίων ,στο κτίριο με $q=1,5$ κρίσιμος συνδυασμός για τον Λ σύνδεσμο δυσκαμψίας διατομής HEA200 που επιλέχθηκε είναι ο QUAKE4 : $G+0,30Q+E_x -0,3E_y$, καθώς επίσης και για το κτίριο όπου $q=2,5$ ο σύνδεσμος διατομής HEA160 είχε ως κρίσιμο συνδυασμό τον QUAKE4. Όσον αφορά τον σύνδεσμο διατομής HEA200 ,του κτιρίου με $q=2,5$, που επιλέχθηκε, είχε ως κρίσιμο συνδυασμό τον QUAKE8: $G+0,3Q+E_y-0,3E_x$.

Για όλους τους συνδέσμους δυσκαμψίας ισχύει ο περιορισμός λυγηρότητας $\bar{\lambda} \leq 2$

Ο έλεγχος των συνδέσμων δυσκαμψίας θα γίνει με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τον δυσμενέστερο συνδυασμό για κάθε έναν από αυτούς.

ΔΙΑΤΟΜΗ HEA200

Γεωμετρία

$$h = 190mm \quad I_y = 3692cm^4$$

$$b = 200mm \quad I_z = 1336cm^4$$

$$t_w = 6,5mm \quad i_y = 8,28cm$$

$$t_f = 10,0mm \quad i_z = 4,98cm$$

$$d = 134mm$$

$$A = 53,83cm^2$$

$$r = 18mm$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{134}{6,5} = 20,62 < 33 \times \varepsilon = 33 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 33 \times 1,00 = 33 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(200-6,5)/2]-18}{10} = 7,88 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 1,00 = 9,00 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίουΣτο κτίριο με $\alpha=1,5$

$$N_{Ed} = 422,5kN$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,83 \times 23,5}{1,00} = 1265kN > N_{Ed} = 422,5kN$$

$$N_{Ed} < N_{t,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Στο κτίριο με $\alpha=2,5$

$$N_{Ed} = 594kN$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,83 \times 23,5}{1,00} = 1265kN > N_{Ed} = 594kN$$

$$N_{Ed} < N_{t,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε λυγισμό διαγωνίου

Θα πρέπει να ισχύει:

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

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0,95 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 10,0\text{mm} \leq 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Περιορισμός λυγηρότητας

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.7.3 **EN 1998-1 : 2004** θα πρέπει να ισχύει :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \leq 2,00$$

όπου $N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l^2}$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου.

Επομένως για τη διατομή της διαγωνίου θα πρέπει να ισχύει :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{\pi^2 \times E \times I} \times l^2} \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{l}{\pi} \times \sqrt{\frac{A}{I} \times \frac{f_y}{E}} = \frac{l}{\pi \times i} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 2,00$$

όπου l είναι το μήκος λυγισμού ίσο με το 0,8 της διαγωνίου :

$$L_{\text{διαγ}} = \sqrt{3^2 + 3,2^2} = 4,386$$

$$l = 0,7 \times 439\text{cm} = 307\text{cm}$$

Έτσι έχουμε :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{307}{\pi \times 8,28} \times \sqrt{\frac{23,5}{21000}} = 0,395 < 2,00$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{307}{\pi \times 4,98} \times \sqrt{\frac{23,5}{21000}} = 0,657 < 2,00$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,39$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,395 - 0,2) + 0,395^2 \right] = 0,611$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,611 + \sqrt{0,611^2 - 0,395^2}} = 0,926 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,657$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,657 - 0,2) + 0,657^2 \right] = 0,828$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,828 + \sqrt{0,828^2 - 0,657^2}} = 0,75 < 1,00$$

- Έλεγχος

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,75$$

Φορέας q=1,5

$$N_{Ed} = 544 \text{ kN}$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,75 \times 53,83 \times 23,5}{1,00} = 948,75 \text{ kN} > 544 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Φορέας q=2,5

$$N_{Ed} = 624,77 \text{ kN}$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,75 \times 53,83 \times 23,5}{1,00} = 948,75 \text{ kN} > 624,77 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

ΔΙΑΤΟΜΗ HEA160Γεωμετρία

$$h = 152mm \quad I_y = 1673,0cm^4$$

$$b = 160mm \quad I_z = 615,6cm^4$$

$$t_w = 6,0mm \quad i_y = 6,57cm$$

$$t_f = 9,0mm \quad i_z = 3,98cm$$

$$d = 104mm$$

$$A = 38,77cm^2$$

$$r = 15mm$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{104}{6} = 17,33 < 33 \times \varepsilon = 33 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 33 \times 1,00 = 33 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(160-6)/2]-15}{9} = 6,89 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 1,00 = 9,00 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Έλεγχος σε εφελκυσμό διαγωνίου

$$N_{Ed} = 240kN$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38,77 \times 23,5}{1,00} = 911kN > N_{Ed} = 240kN$$

$$N_{Ed} < N_{t,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε λυγισμό διαγωνίου

Θα πρέπει να ισχύει:

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

- Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0,95 \leq 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 9,0\text{mm} \leq 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

- Περιορισμός λυγηρότητας

Σύμφωνα με την παράγραφο 6.7.3 **EN 1998-1 : 2004** θα πρέπει να ισχύει :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \leq 2,00$$

όπου $N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l^2}$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο Euler της διαγωνίου.

Επομένως για τη διατομή της διαγωνίου θα πρέπει να ισχύει :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{\pi^2 \times E \times I} \times l^2} \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{l}{\pi} \times \sqrt{\frac{A}{I} \times \frac{f_y}{E}} = \frac{l}{\pi \times i} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 2,00$$

όπου l είναι το μήκος λυγισμού ίσο με το 0,8 της διαγωνίου :

$$L_{\text{διαγ}} = \sqrt{3^2 + 3,2^2} = 4,386$$

$$l = 0,7 \times 439\text{cm} = 307\text{cm}$$

Έτσι έχουμε :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l}{\pi \times i_y} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{307}{\pi \times 6,57} \times \sqrt{\frac{23,5}{21000}} = 0,498 < 2,00$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l}{\pi \times i_z} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{307}{\pi \times 3,98} \times \sqrt{\frac{23,5}{21000}} = 0,82 < 2,00$$

- Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,498$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,498 - 0,2) + 0,498^2 \right] = 0,675$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,675 + \sqrt{0,675^2 - 0,498^2}} = 0,88 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,82$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,82 - 0,2) + 0,82^2 \right] = 0,99$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,99 + \sqrt{0,99^2 - 0,82^2}} = 0,65 < 1,00$$

- Έλεγχος

$$\chi = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,65$$

$$N_{Ed} = 355kN$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,65 \times 38,77 \times 23,5}{1,00} = 592kN > 355kN$$

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

3.7.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Ενδεικτικά θα γίνει ο έλεγχος ενός υποστυλώματος σε κάθε κτίριο αφού η διαδικασία που ακολουθείται στα υπόλοιπα υποστυλώματα είναι η ίδια. Επιλέγουμε να ελέγξουμε τα περισσότερα καταπονούμενα υποστυλώματα. Στο κτίριο όπου $q=1,5$ δυσμενέστερο είναι το κεντρικό υποστυλόμεμα του πρώτου ορόφου(πλαίσιο 2 κατά $x'x$, C κατά $y'y$) διατομής HEA320 .Στο κτίριο όπου $q=2,5$ δυσμενέστερο είναι το ακραίο υποστυλόμεμα του πρώτου ορόφου(πλαίσιο 3 κατά $x'x$, A κατά $y'y$) διατομής HEA360. Έτσι έχουμε :

ΔΙΑΤΟΜΗ HEA320

Γεωμετρία

$$h = 310mm \quad i_y = 13,58cm$$

$$b = 300mm \quad i_z = 7,49cm$$

$$t_w = 9,0mm \quad I_t = 108,00cm^4$$

$$t_f = 15,50mm \quad I_w = 1512000cm^6$$

$$d = 225mm \quad w_{el,y} = 1479,0cm^3$$

$$A = 124,40cm^2 \quad w_{el,z} = 465,7cm^3$$

$$A_{vz} = 41,13cm^2 \quad w_{pl,y} = 1628cm^3$$

$$r = 27mm \quad w_{pl,z} = 709,7cm^3$$

$$I_y = 22930,0cm^4$$

$$I_z = 6985cm^4$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{225}{9,0} = 25 < 33 \times \varepsilon = 33 \times \sqrt{\frac{235}{355}} = 26,85 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέσμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(300-9,0)/2]-27}{15,5} = 7,65 < 9 \times \varepsilon = 10 \times 0,81 = 8,1 \rightarrow$$

Κατηγορία 2

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 2.

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{310}{300} = 1,03 < 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 15,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Όπως προέκυψε από τη στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου κρίσιμος συνδυασμός για το υποστύλωμα είναι ο 1,35G+1,5Q. Ο έλεγχος του υποστυλώματος θα γίνει με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από αυτό το συνδυασμό.

Το υποστύλωμα καταπονείται από αξονική θλιπτική δύναμη:

$$N_{Ed} = 2302 \text{ kN}$$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed} = 2302 \text{ kN}$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124,4 \times 35,5}{1,00} = 4416,2 \text{ kN} > N_{Ed} = 2302 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού λόγω αξονικής θλιπτικής δύναμης

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

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

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

Λυγηρότητες

Κατά x'x και y'y τα υποστυλώματα είναι εξασφαλισμένα μόνο στα άκρα τους μέσω των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας. Άρα $\beta=1$ και $L_y=L_z=3,2m$

- Διεύθυνση y'y

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{320}{13,58} = 23,56$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{29,27}{76,41} = 0,383$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

- Διεύθυνση z'z

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{320}{7,49} = 42,72$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{42,72}{76,41} = 0,6 > 0,2$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,31$ και καμπύλη λυγισμού b κατά y'y έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,31 - 0,2) + 0,31^2 \right] = 0,567$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,567 + \sqrt{0,567^2 - 0,31^2}} = 0,96 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,6$ και καμπύλη λυγισμού c κατά z'z έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,6 - 0,2) + 0,6^2 \right] = 0,778$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,778 + \sqrt{0,778^2 - 0,6^2}} = 0,787 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,96 \times 124,4 \times 35,5}{1,00} = 4239,55 kN > N_{Ed} = 2302 kN$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,787 \times 124,4 \times 35,5}{1,00} = 3475 kN > N_{Ed} = 2302 kN$$

ΔΙΑΤΟΜΗ HEA360**Γεωμετρία**

$$h = 350 mm \quad i_y = 15,22 cm$$

$$b = 300 mm \quad i_z = 7,43 cm$$

$$t_w = 10,00 mm \quad I_t = 148,80 cm^4$$

$$t_f = 17,50 mm \quad I_w = 2177000 cm^6$$

$$d = 261 mm \quad w_{el,y} = 1891 cm^3$$

$$A = 142,8 cm^2 \quad w_{el,z} = 525,8 cm^3$$

$$A_{vz} = 48,96 cm^2 \quad w_{pl,y} = 2088 cm^3$$

$$r = 27 mm \quad w_{pl,z} = 802,3 cm^3$$

$$I_y = 33090,0 cm^4$$

$$I_z = 7887 cm^4$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{261}{10} = 26,1 < 33 \times \varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,73 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλημα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(300-10)/2]-27}{17,5} = 6,74 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Καμπύλες λυγισμού

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2 \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } y'y \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "b"}$$

$$t_f = 17,5\text{mm} < 100\text{mm} \quad \text{λυγισμός περί τον άξονα } z'z \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού "c"}$$

Όπως προέκυψε από τη στατική και δυναμική ανάλυση του κτιρίου κρίσιμος συνδυασμός για το υποστύλωμα είναι ο $G+0,3Q+1,1\Omega_1(EY-0,3EX)$. Ο έλεγχος του υποστυλώματος θα γίνει με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από αυτό το συνδυασμό.

Θλιπτική δύναμη: $N_{Ed} = 2600,5\text{kN}$

Εφελκυστική δύναμη: $N_{Ed} = 2032,2\text{kN}$

Τέμνουσα κατά $z'z$: $V_z = 6,243\text{kN}$

Ροπή κατά $z'z$: $M_z = 0,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Ροπή κατά $y'y$: $M_y = 20,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{Ed} = 2600,5\text{kN}$$

Η αντοχή σχεδιασμού ισούται με :

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{142,8 \times 35,5}{1,00} = 5069,4\text{kN} > N_{Ed} = 2600,5\text{kN}$$

$$N_{Ed} < N_{c,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό

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

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

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{142,8 \times 35,5}{1} = 5069,4 \text{ kN} > 2032,2 \text{ kN}$$

Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 6,24 \text{ kN}$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{48,96 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,00} = 1000 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 6,24 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε κάμψη

- Άξονας y'y

$$M_{y,Ed} = 20 \text{ kNm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2088 \times 35,5}{1,00} = 74124 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 741,24 \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{y,Ed} = 20 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Ed} < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- Άξονας z'z

$$M_{z,Ed} = 0,65 \text{ kNm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής ισούται με :

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{802,3 \times 35,5}{1,00} = 28481,65 kN \cdot cm = 284,82 kNm > M_{z,Ed} = 0,65 kNm$$

$$M_{z,Ed} < M_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης

$$N_{Ed} = 2600 kN$$

- Άξονας y'y

$$\alpha) 0,25 \times N_{pl,Rd} = 0,25 \times 5069 = 1267,25 kN$$

$$N_{Ed} > 0,25 N_{pl,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος δεν ικανοποιείται}$$

$$\beta) \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times (35 - 2 \times 1,75) \times 1,00 \times 35,5}{1,00} = 559,125 kN$$

$$N_{Ed} > \frac{0,5 \times h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος δεν ικανοποιείται}$$

Άρα χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης :

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2600,5}{5069,4} = 0,51$$

$$a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} = \frac{(142,8 - 2 \times 30 \times 1,75)}{142,8} = 0,26, \quad a \leq 0,5$$

$$n > a \text{ άρα } M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5 \times a)} = 741,24 \times \frac{(1-0,51)}{(1-0,5 \times 0,26)} = 417,48 kNm$$

$$\text{πρέπει } M_{N,y,Rd} = 417,48 kNm < M_{pl,y,Rd} = 741,24 kNm \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

$$M_{y,Ed} = 20 kNm < M_{N,y,Rd} = 417,48 kNm$$

$$M_{y,Ed} < M_{N,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- Άξονας z'z

$$\frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(35 - 2 \times 1,75) \times 1,00 \times 35,5}{1,00} = 1118,25 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} > \frac{h_w \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{ο έλεγχος δεν ικανοποιείται}$$

Άρα χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω αξονικής δύναμης :

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2600,5}{5069,4} = 0,51$$

$$a = \frac{(A - 2 \times b \times t_f)}{A} = \frac{(142,8 - 2 \times 30 \times 1,75)}{142,8} = 0,26, \quad a \leq 0,5$$

$$\text{για } n > a \quad : \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \times \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] = 284,81 \times \left[1 - \left(\frac{0,51-0,26}{1-0,26} \right)^2 \right]$$

$$= 252,34 \text{ kNm}$$

πρέπει $M_{N,z,Rd} = 252,34 \text{ kNm} < M_{pl,z,Rd} = 284,81 \text{ kNm} \rightarrow$ ο έλεγχος ικανοποιείται

$$M_{z,Ed} = 0,65 \text{ kNm} < M_{N,z,Rd} = 252,34 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} < M_{N,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος απομείωσης της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης

$$V_{z,Ed} = 6,24 \text{ kN} < 0,5 \times V_{pl,z,Rd} = 0,5 \times 1000 = 500 \text{ kN}$$

Άρα δεν χρειάζεται απομείωση της πλαστικής ροπής αντοχής λόγω παρουσίας διάτμησης.

Έλεγχος σε διαξονική κάμψη και αξονική θλίψη

Λυγηρότητες

- Διεύθυνση y'y

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_y \times \sqrt{\beta_A}}{i_y \times 93,9 \times \varepsilon} = \frac{320 \times \sqrt{1}}{15,22 \times 93,9 \times 0,81} = 0,27$$

- Διεύθυνση z'z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_z \times \sqrt{\beta_A}}{i_z \times 93,9 \times \varepsilon} = \frac{320 \times \sqrt{1}}{7,43 \times 93,9 \times 0,81} = 0,56$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,27$ και καμπύλη λυγισμού b κατά y'y έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,27 - 0,2) + 0,27^2 \right] = 0,548$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,548 + \sqrt{0,548^2 - 0,27^2}} = 0,976 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,56$ και καμπύλη λυγισμού c κατά z'z έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,56 - 0,2) + 0,56^2 \right] = 0,745$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,745 + \sqrt{0,745^2 - 0,56^2}} = 0,81 < 1,00$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,81$$

Επιπλέον έχουμε :

$$\beta_y = 1,8 - 1,7 \times \psi_y = 1,8 - 1,7 \times 0 = 1,8$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_y - 4) + \left(\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right) = 0,27 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{2088 - 1891}{1891} = -0,004 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Ed}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 + \frac{0,004 \times 2600}{0,976 \times 142,8 \times 35,5} = 1,002 < 1,5$$

$$\beta_z = 1,8 - 1,7 \times \psi_z = 1,8 - 1,7 \times 0 = 1,8$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_z - 4) + \left(\frac{w_{pl,z} - w_{el,z}}{w_{el,z}} \right) = 0,56 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{802,3 - 525,8}{525,8} = 0,3 < 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{Ed}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,3 \times 2600}{0,81 \times 142,8 \times 35,5} = 0,81 < 1,5$$

Τελικός έλεγχος

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} =$$

$$= \frac{2600}{0,81 \times 142,8 \times \frac{35,5}{1,00}} + \frac{1,002 \times 2000}{2088 \times \frac{35,5}{1,00}} + \frac{0,81 \times 65}{802,3 \times \frac{35,5}{1,00}} = 0,66 < 1,00$$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Ισοδύναμα μήκη λυγισμού

Το υπό εξέταση υποστύλωμα ανήκει σε πλαίσιο το οποίο συγγρατείται πλευρικά από τους συνδέσμους δυσκαμψίας, το πλαίσιο θεωρείται αμετάθετο και το ισοδύναμο μήκος λυγισμού του υποστυλώματος εντός και εκτός επιπέδου ισούται με όλο το μήκος του. Δηλαδή :

$$L_y = L_z = 3,20m$$

Λυγηρότητες

- Διεύθυνση $y'y$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{320}{15,22} = 21,0$$

$$\text{Ανηγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{21,0}{76,41} = 0,27$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

- Διεύθυνση $z'z$

$$\text{Λυγηρότητα : } \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{320}{7,43} = 43,07$$

$$\text{Ανηγγμένη λυγηρότητα : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{43,07}{76,41} = 0,56$$

$$\text{όπου : } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{21000}{35,5}} = 76,41$$

Μειωτικοί συντελεστές χ

Για $\bar{\lambda}_y = 0,27$ και καμπύλη λυγισμού b κατά $y'y$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\phi_y = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,34 \times (0,27 - 0,2) + 0,27^2 \right] = 0,548$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,548 + \sqrt{0,548^2 - 0,27^2}} = 0,976 < 1,00$$

Για $\bar{\lambda}_z = 0,56$ και καμπύλη λυγισμού c κατά $z'z$ έχουμε :

συντελεστής ατελειών $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\phi_z = 0,5 \times \left[1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,49 \times (0,56 - 0,2) + 0,56^2 \right] = 0,745$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,745 + \sqrt{0,745^2 - 0,56^2}} = 0,81 < 1,00$$

Κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Η κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

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

όπου :

$k = 0,70$ (το ένα άκρο απλά στηριζόμενο και το άλλο πακτωμένο)

$k_w = 1,0$ (και τα δύο άκρα του υποστυλώματος είναι ελεύθερα σε στρέβλωση)

$$G = \frac{E}{2 \times (\nu + 1)} = \frac{21000}{2 \times (0,3 + 1)} = 8077 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_1 = 2,092$$

$$C_2 = 0,000$$

$$C_3 = 1,473$$

$$I_t = 148,8 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 2177000 \text{ cm}^6$$

$$I_z = 7887 \text{ cm}^4$$

$$L_T = 320 \text{ cm}$$

$$z_a = 0$$

$$z_s = 0 \text{ (Κ.Β} \equiv \text{Κ.Δ.)}$$

$$z_j = 0 \text{ (διατομή διπλής συμμετρίας)}$$

$$\begin{aligned} \text{Άρα } M_{cr} &= C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(k \times L_T)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \times L_T)^2 \times G \times I_T}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]^{0,5} \right\} = \\ &= 2,092 \times \frac{\pi^2 \times 21000 \times 7887}{(0,7 \times 320)^2} \times \left\{ \left[\left(\frac{0,7}{1} \right)^2 \times \frac{2177000}{7887} + \frac{(0,7 \times 320)^2 \times 8077 \times 148,8}{\pi^2 \times 21000 \times 7887} \right]^{0,5} \right\} = \\ &= 933555,6 \text{ kNcm} \end{aligned}$$

Λυγηρότητα στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2088 \times 35,5}{933555,6}} = 0,282 \geq 0,20$$

και

$$\frac{M_{Ed}}{M_{cr}} = \frac{2000}{933555,6} = 0,002 < 0,04$$

Άρα η επιρροή του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού δεν μπορεί να αγνοηθεί.

Καμπύλη στρεπτοκαμπτικού λυγισμού και μειωτικός συντελεστής χ_{LT}

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,17 < 2 \rightarrow \text{καμπύλη λυγισμού a} \rightarrow a_{LT} = 0,21$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \times \left[1 + 0,21 \times (0,28 - 0,2) + 0,28^2 \right] = 0,55$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,55 + \sqrt{0,55^2 - 0,28^2}} = 0,98 < 1,00$$

Έλεγχοι

$$N_{b,Rd,y} = \frac{x_y \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,976 \times 142,8 \times 35,5}{1,00} = 4947,73kN > N_{Ed} = 2600,5kN$$

$$N_{b,Rd,z} = \frac{x_z \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,81 \times 142,8 \times 35,5}{1,00} = 4106,2kN > N_{Ed} = 2600,5kN$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times w_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,98 \times 2088 \times \frac{35,5}{1,00} = 72641,52kNm > M_{Ed} = 2000kNm$$

Μέθοδος 2

Στο παράδειγμά μας τα υποστυλώματα έχουν ανοικτή διατομή και το θλιβόμενο πέλμα του υποστυλώματος είναι ελεύθερο. Επομένως οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται για μέλη ευαίσθητα σε στρεπτικές παραμορφώσεις από τον πίνακα 3.2.11

k_{yy} για κατηγορία 1,2

$$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$C_{My} = C_{Mz} = C_{MLT} = 0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$$

$$C_{My} = C_{Mz} = C_{MLT} = 0,6 \quad (\psi = 0 \text{ τριγωνική κατανομή})$$

$$K_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\ \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$\bar{\lambda}_y - 0,2 = 0,27 - 0,2 = 0,07 < 0,8$$

$$k_{yy} = 0,6 \left(1 + (0,27 - 0,2) \frac{2600,5}{0,976 \cdot 142,8 \cdot 35,5 / 1,00} \right) = 0,622$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \\ \leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

$$2\bar{\lambda}_z - 0,6 = 0,52 < 1,4$$

$$k_{zz} = 0,6 \left(1 + (2 \cdot 0,56 - 0,6) \frac{2600,5}{0,81 \cdot 142,8 \cdot 35,5 / 1,0} \right) = 0,798$$

$$k_{yz} = 0,6 \quad k_{zz} = 0,6 \times 0,798 = 0,479$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] \\ \geq \left[1 - \frac{0,1}{(C_{mLT} - 0,25) \chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right]$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,56 < 1$$

$$k_{zy} = \left[1 - \frac{0,1 \cdot 0,56}{(0,6 - 0,25) 0,81 \cdot 142,8 \cdot 35,5 / 1,0} \frac{2600,5}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0,9$$

Τελικός έλεγχος

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

$$= \frac{2600,5}{0,976 \times \frac{142,8 \times 35,5}{1,00}} + 0,622 \times \frac{2000}{0,98 \times \frac{2088 \times 35,5}{1,00}} + 0,479 \times \frac{65}{\frac{802,3 \times 35,5}{1,00}} = 0,544 < 1$$

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

$$= \frac{2600,5}{0,81 \times \frac{142,8 \times 35,5}{1,00}} + 0,9 \times \frac{2000}{0,98 \times \frac{2088 \times 35,5}{1,00}} + 0,798 \times \frac{65}{\frac{802,3 \times 35,5}{1,00}} = 0,66 < 1$$

3.7.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ

Όπως προαναφέρθηκε τόσο οι κύριες όσο και οι δευτερεύουσες δοκοί είναι πλευρικά προστατευμένες καθώς στο θλιβόμενο πέλμα έχω παρουσία σκυροδέματος το οποίο προσφέρει συνεχή πλευρική στήριξη – σύμμικτη λειτουργία και άρα δεν υπάρχει κίνδυνος για πλευρικό στρεπτοκαμπτικό λυγισμό. Επίσης στις κύριες δοκούς κατά x'x προσφέρεται επιπλέον πλευρική εξασφάλιση μέσω των διαδοκίδων.

Ενδεικτικά θα γίνει έλεγχος στις εξής δοκούς:

Κτίριο με q=1,5 δοκός HEA 280 κατά x'x ενδιάμεσου πλαισίου 2, μήκους 8m

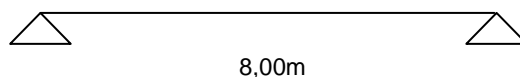
Κτίριο με q=2,5 δοκοί HEA 280 (χωρίς συνδέσμους δυσκαμψία)

κατά x'x ενδιάμεσου πλαισίου 2, μήκους 8m

Η πραγματική θεώρηση φόρτισης των κύριων δοκών κατά x'x είναι συγκεντρωμένα φορτία από τις διαδοκίδες οι οποίες στηρίζονται στις κύριες δοκούς. Ωστόσο στην παρούσα διπλωματική γίνεται προσεγγιστική θεώρηση κατανεμημένου φορτίου.

HEA 280

α) Στατικό μοντέλο



β) Υπολογισμοί

Γεωμετρία

$$h = 270\text{mm} \quad i_y = 11,86\text{cm}$$

$$b = 280\text{mm} \quad i_z = 7,00\text{cm}$$

$$t_w = 8,0\text{mm} \quad I_t = 62,10\text{cm}^4$$

$$t_f = 13,0\text{mm} \quad I_w = 1200000\text{cm}^6$$

$$d = 196\text{mm} \quad w_{el,y} = 1013,0\text{cm}^3$$

$$A = 97,26\text{cm}^2 \quad w_{el,z} = 340,2\text{cm}^3$$

$$A_{vz} = 31,74\text{cm}^2 \quad w_{pl,y} = 1112\text{cm}^3$$

$$r = 24\text{mm} \quad w_{pl,z} = 518,1\text{cm}^3$$

$$I_y = 13670,0\text{cm}^4$$

$$I_z = 4763\text{cm}^4$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{196}{8,0} = 24,5 < 72 \times \varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέγμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(280-8,0)/2]-24}{13,0} = 8,61 < 10 \times \varepsilon = 10 \times 0,81 = 8,1 \rightarrow$$

Κατηγορία 2

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 2.

Φορτία

Τα φορτία είναι κοινά και στα δύο κτίρια αλλά και σε όλους τους ορόφους. Επιλέγω η δοκός HEA280 να έχει την μεγαλύτερη επιφάνεια επιρροής.

- Πλάτος επιρροής ($b_{\text{επιρ}}$) : $b_{\text{επιρ}} = 3+3,5=6,5 \text{ m}$
- Ι.β. σκυροδέματος : $h_c = 15 \text{ cm}$
 $g_c = 6,5 \cdot 0,15 \cdot 25 = 24,375 \text{ kN/m}$
- Ι.β. μεταλλικής δοκού :
 $g_a = 76,4 \text{ kg/m} = 0,764 \text{ kN/m}$
- Λοιπά μόνιμα: 2 kN/m^2
 $g_p = 2 \cdot 6,5 = 13 \text{ kN/m}$
- Κινητά : 2 kN/m^2
 $q = 2 \cdot 6,5 = 13 \text{ kN/m}$

Ολικά μόνιμα:

$$g_{\text{ολ}} = (g_c + g_a + g_p) = 24,375 + 0,764 + 13 = 38,139 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

$$q_{sd} = 1,35 \times g_{\text{ολ}} + 1,50q = 1,35 \times 38,139 + 1,5 \times 13 = 70,99 \text{ kN/m}$$

- Στατική επίλυση ράβδου

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \times l}{2} = \frac{70,99 \times 8,00}{2} = 283,95 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{70,99 \times 8,00^2}{8} = 567,92 \text{ kNm}$$

- Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 283,95kN$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_a} = \frac{1,04 \times 27 \times 0,8 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 418,56kN > V_{z,Ed} = 283,95kN$$

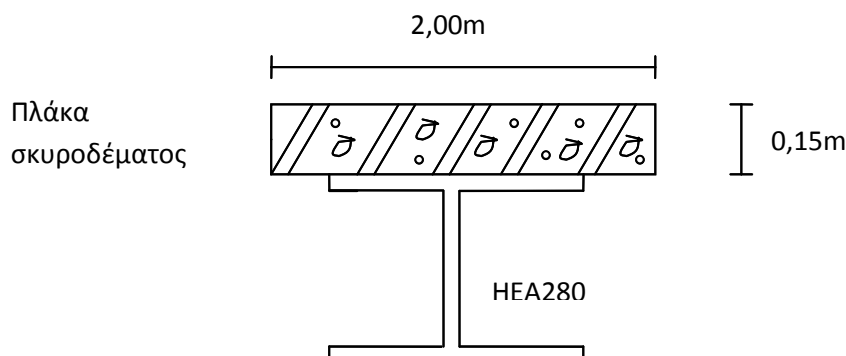
$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{y,Ed} = 567,92kNm$$

Για συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος $b_{eff} = 2 \cdot l/8 = 2 \cdot 8/8 = 2m$, η πλαστική ροπή αντοχής σύμφωνα με τον αναλυτικό υπολογισμό που έγινε με την βοήθεια του προγράμματος **SOFISTIK** ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = 808,74kN \cdot m$$



$$M_{y,Ed} < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Δεν έχω συνύπαρξη σημαντικής ροπής και σημαντικής τέμνουσας στην ίδια διατομή. Άρα δεν απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής.

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας**Ενδεικτικός έλεγχος της δοκού HEA280****Έλεγχος βελών**

δ_1 : Βέλος κατά την φάση σκυροδέτησης μόνο της χαλύβδινης δοκού. Οφείλεται στο ίδιο βάρος δοκού και νωπού σκυροδέματος.

- Φορτίο δοκού κατά την φάση σκυροδέτησης:
 $q_1 = g_a + g_c = 0,764 + 24,375 = 25,139 \text{ kN/m}$

Βέλος κάμψης κατά την φάση σκυροδέτησης

$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 25,139 \times 8^4}{384 \times 2,1 \times 13670} \times 100 = 4,67 \text{ cm}$$

Βέλος κάμψης λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

$\delta_{DEAD PLUS}$: Βέλος κατά την φάση λειτουργίας όταν η δοκός λειτουργεί σαν σύμμικτη. Οφείλεται στα πρόσθετα μόνιμα φορτία.

- Πρόσθετα μόνιμα φορτία
 $q_2 = 2 \times 6,5 = 13 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός ροπής αδρανείας I_e αμελώντας τον συνελκόμενο οπλισμό:

$$n = E_a / E_c = 21000 / 3050 = 6,885$$

$$A_e = A_a + A_c / n = 97,26 + 200 \times 15 / 6,885 = 532,99 \text{ cm}^2$$

$$z_a = \frac{27}{2} + 15 = 28,5$$

$$z_c = 7,5 \text{ cm}$$

$$z_e = (A_a \cdot z_a + A_c \cdot z_c / n) / A_e = (97,26 \cdot 28,5 + 435,73 \cdot 7,5) / 532,99 = 11,33 \text{ cm}$$

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

$$13670,0 + 97,26 \cdot (28,5 - 11,33)^2 + \frac{200 \cdot 15^3}{12 \cdot 6,885} + 435,73 \cdot (7,5 - 11,33)^2 = 56904,68 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{DEADPLUS} = \frac{5 \times q_2 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 13 \times 8^4}{384 \times 2,1 \times 56904,68} \times 100 = 0,58 \text{ cm}$$

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

- Πρόσθετα κινητά

$$q_3 = 2 \times 6,5 = 13 \text{ kN/m}$$

$$\delta_{LIVE} = \frac{5 \times q_3 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 13 \times 8^4}{384 \times 2,1 \times 56904,68} = 0,58 \text{ cm} < L/300 = 700/300 = 2,33 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_{\text{deadplus}} + \delta_{LIVE} = 4,67 + 0,58 + 0,58 = 5,83 \text{ cm} > L/250 = 700/250 = 2,8 \text{ cm}$$

Για να μειώσουμε το βέλος κάμψης της δοκού τοποθετώ προσωρινή υποστήλωση 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:

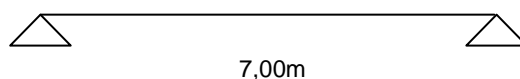
$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 25,139 \times 8^4}{384 \times 2,1 \times 56904,68} \times 100 = 1,12 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_{\text{deadplus}} + \delta_{LIVE} = 1,12 + 0,58 + 0,58 = 2,28 \text{ cm} < L/250 = 800/250 = 3,2 \text{ cm}$$

3.7.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΔΙΑΔΟΚΙΔΑΣ

Τα δύο κτίρια έχουν τις ίδιες διαστάσεις και φορτία (μόνιμα και κινητά) και οι διαδοκίδες θα είναι ίδιες και στα δύο κτίρια. Επιλέξαμε να τοποθετήσουμε διαδοκίδες ανά 2 m σε κάθε φάτνωμα με πλάτος επιρροής 2 m η καθεμία. Θα ελέγξουμε την δυσμενέστερη περίπτωση διαδοκίδας μήκους 7m.

α) Στατικό μοντέλο



β) Υπολογισμοί

Γεωμετρία

Οι διαδοκίδες είναι διατομής **HEA 140** με τα εξής χαρακτηριστικά :

$$h = 133 \text{ mm} \quad i_y = 5,73 \text{ cm}$$

$$b = 140 \text{ mm} \quad i_z = 3,52 \text{ cm}$$

$$t_w = 5,5mm \quad I_t = 8,13cm^4$$

$$t_f = 8,5mm \quad I_w = 15060cm^6$$

$$d = 92mm \quad w_{el,y} = 155,4cm^3$$

$$A = 31,42cm^2 \quad w_{el,z} = 55,62cm^3$$

$$A_{vz} = 10,12cm^2 \quad w_{pl,y} = 173,5, cm^3$$

$$r = 12mm \quad w_{pl,z} = 84,85cm^3$$

$$I_y = 1033,0cm^4$$

$$I_z = 389,3cm^4$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{92}{5,5} = 16,73 < 72 \times \varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(140-5,5)/2]-12}{8,5} = 6,68 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Φορτία

Οι υπολογισμοί γίνονται σε μια διαδοκίδα ενδιάμεσου ορόφου ενός κτιρίου ως πιο κρίσιμη λόγω μέγιστου κινητού φορτίου.

- Πλάτος επιρροής ($b_{επιρ}$) : $b_{επιρ} = 2,00 \text{ m}$
- Ι.β.σκυροδέματος : $h_c = 15 \text{ cm}$
 $g_c = 2 \cdot 0,15 \cdot 25 = 7,5 \text{ kN/m}$

- Ι.β. μεταλλικής δοκού :
 $g_a=24,7\text{kg/m} = 0,247\text{kN/m}$
- Λοιπά μόνιμα: 2kN/m^2
 $g_p=2\cdot 2=4\text{kN/m}$
- Κινητά : 2kN/m^2
 $q=2\cdot 2=4\text{kN/m}$

Ολικά μόνιμα:

$$g_{ολ} = (g_c + g_a + g_p) = 7,5 + 0,247 + 4 = 11,747\text{kN/m}$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση αστοχίας

$$q_{sd} = 1,35 \times g_{ολ} + 1,50q = 1,35 \times 11,747 + 1,5 \times 4 = 21,86\text{kN/m}$$

- Στατική επίλυση ράβδου

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \times l}{2} = \frac{21,86 \times 7,00}{2} = 76,51\text{kN}$$

$$M_{y,Ed} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{21,86 \times 7,00^2}{8} = 133,89\text{kNm}$$

- Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 76,51\text{kN}$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_a} = \frac{1,04 \times 13,3 \times 0,55 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 141,75\text{kN} > V_{z,Ed} = 76,51\text{kN}$$

$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{y,Ed} = 133,89\text{kNm}$$

Η πλαστική ροπή αντοχής σύμφωνα με τον αναλυτικό υπολογισμό που έγινε με την βοήθεια του προγράμματος **SOFISTIK** ισούται με :

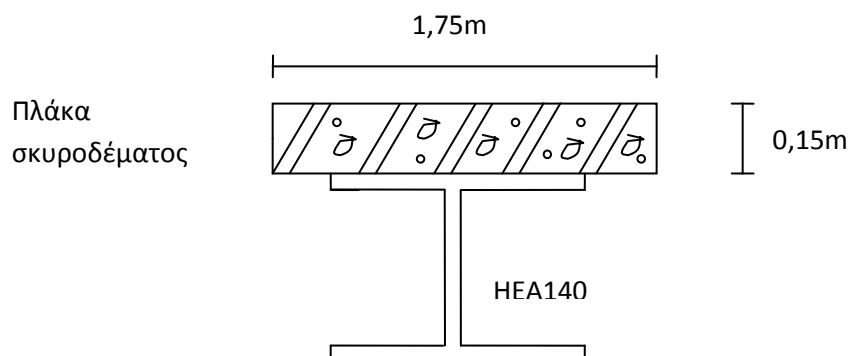
$$M_{pl,y,Rd} = 220,55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Σύμφωνα με τον προσεγγιστικό αλλά επαρκούς ακρίβειας έλεγχο όπου αμελούμε τον συνελκόμενο σπλισμό:

Δοκός HEA140, μεσαία και μήκους 7,00m

Συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος:

$$b_{eff} = 2 \cdot l/8 = 2 \cdot 7/8 = 1,75$$



Μέγιστη θλιπτική δύναμη σκυροδέματος :

$$D = P_{Dcmax} = A_c \cdot f_{cd} = 175 \cdot 15 \cdot 1,417 = 3718,75 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,417 \text{ kN/cm}^2$$

Μέγιστη εφελκυστική δύναμη χάλυβα

$$Z = P_{Zamax} = A_a \cdot f_{ad} = 31,42 \cdot 32,27 = 1014 \text{ kN}$$

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

$$P_{Dcmax} > P_{Zamax}$$

Απαιτείται:

$$P_{Dcmax} = P_{Zamax}$$

Άρα μειώνω την θλιπτική δύναμη και ο ουδέτερος άξονας είναι εντός της πλάκας σκυροδέματος.

$$D = Z, \quad z_0 = A_a \cdot f_{ad} / b \cdot f_{cd} = \frac{1014}{175 \cdot 1,417} = 4,09 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

$$z_a = \frac{13,3}{2} + 1,5 = 21,65$$

Πλαστική ροπή αντοχής:

$$M_{pl,Rd}^+ = Z \cdot (z_a - z_0/2) = A_a \cdot f_{ad} (z_a - \frac{z_0}{2}) = 1014 \cdot (21,65 - 4,09/2) = 19879 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 198,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,Ed} < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Έλεγχος σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Έλεγχος βελών

δ_1 : Βέλος κατά την φάση σκυροδέτησης μόνο της χαλύβδινης δοκού. Οφείλεται στο ίδιο βάρος δοκού και νωπού σκυροδέματος.

- Φορτίο δοκού κατά την φάση σκυροδέτησης:
 $q_1 = g_a + g_c = 7,747 \text{ kN/m}$

Βέλος κάμψης κατά την φάση σκυροδέτησης

$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7,747 \times 7^4}{384 \times 2,1 \times 1033} \times 100 = 11,16 \text{ cm}$$

Βέλος κάμψης λόγω πρόσθετων μόνιμων φορτίων

$\delta_{deadplus}$: Βέλος κατά την φάση λειτουργίας όταν η δοκός λειτουργεί σαν σύμμικτη. Οφείλεται στα πρόσθετα μόνιμα φορτία.

- Πρόσθετα μόνιμα φορτία
 $q_2 = 2 \times 2 = 4 \text{ kN/m}$

Υπολογισμός Ροπής αδρανείας Ie αμελώντας τον συνελκόμενο οπλισμό:

$$n = E_a / E_c = 21000 / 3050 = 6,885$$

$$A_e = A_a + A_c / n = 31,42 + 175 \times 15 / 6,885 = 412,68$$

$$z_a = \frac{13,3}{2} + 15 = 21,65$$

$$z_c = 7,5 \text{ cm}$$

$$z_e = (A_a \cdot z_a + A_c \cdot z_c / n) / A_e = (31,42 \cdot 21,65 + 381,26 \cdot 7,5) / 412,68 = 8,577 \text{ cm}$$

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

$$1033 + 31,42 \cdot (21,65 - 8,577)^2 + \frac{175 \cdot 15^3}{12 \cdot 6,885} + 381,26 \cdot (7,5 - 8,577)^2 = 13993,7$$

$$\delta_{DEADPLUS} = \frac{5 \times q_2 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 4 \times 7^4}{384 \times 2,1 \times 13993,7} \times 100 = 0,426 \text{ cm}$$

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

- Πρόσθετα κινητά
 $q_3 = 2 \times 2 = 4 \text{ kN/m}$

$$\delta_{LIVE} = \frac{5 \times q_3 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 4 \times 7^4}{384 \times 2,1 \times 13993,7} = 0,426 \text{ cm} < L / 300 = 700 / 300 = 2,33 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_{\text{deadplus}} + \delta_{LIVE} = 11,16 + 0,426 + 0,426 = 12,013 \text{ cm} > L / 250 = 700 / 250 = 2,8 \text{ cm}$$

Για να μειώσουμε το βέλος κάμψης της διαδοκίδας τοποθετώ προσωρινή υποστήλωση 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:

$$\delta_1 = \frac{5 \times q_1 \times l^4}{384 \times E \times I_e} = \frac{5 \times 7,747 \times 7^4}{384 \times 2,1 \times 13993,7} \times 100 = 0,82 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_{\text{deadplus}} + \delta_{LIVE} = 0,82 + 0,426 + 0,426 = 1,672 \text{ cm} < L / 250 = 700 / 250 = 2,8 \text{ cm}$$

3.7.5 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΣΥΝΔΕΣΗ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

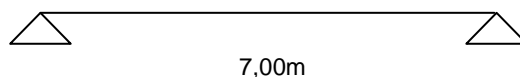
Ενδεικτικά θα προσδιοριστούν οι σύνδεσμοι :

A) Σε διαδοκίδες HEA140 με μήκος $l=7\text{m}$, επιφάνεια επιρροής $b=2\text{m}$ και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff}}=2 \times l/8=1,75\text{m}$.

B) Σε κύριες δοκούς HEA280 κατά χ'χ μήκους $l=8\text{m}$, επιφάνεια επιρροής $b=6,5\text{m}$ και συνεργαζόμενο πλάτος $b_{\text{eff}}=2 \times l/8=2\text{m}$

HEA140

α) Στατικό μοντέλο



Αμφιαρθρωτή δοκός

β) Υπολογισμοί

Σε τμήμα μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών ισχύει για το σύνολο της διαμήκου διάτμησης η σχέση:

$$V_i = \Sigma T_i = D^+ = Z^+$$

$D^+ = A_{cd} f_{cd} + A_s f_{sd}$ θλιπτική δύναμη σκυροδέματος και οπλισμού πλάκας για θετική ροπή $M_{pl,Rd}^+$

$Z^+ = A_a f_{ya}$ εφελκυστική δύναμη σιδηροδοκού για θετική ροπή $M_{pl,Rd}^+$

Αμελώντας τον συνελκόμενο οπλισμό

$$z_0 = 4,09 \text{ cm}$$

$$D^+ = A_{cd} f_{cd} = 175 \times 4,09 \times 1,417 = 1014,22 \text{ kN}$$

$$Z^+ = \frac{35,5}{1,1} \times 31,42 = 1014$$

(Διαφορά λόγω στρογγύλευσης των πράξεων)

Στα στηρίγματα $D=Z=0$ Συνεπώς στην οριακή κατάσταση $V_i = 1014,22 \text{ kN}$ εντός του κρίσιμου μήκους.

Τοποθετούνται διατμητικοί ήλοι $\Phi 19$, ύψους $h = 125 \text{ mm}$ εφελκυστικής αντοχής 600 MPa .

Διάτμηση ήλου:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \left(\frac{\pi d_s^2}{4} \right) / \gamma_v = 0,8 \times 50 \times \left(\frac{3,14 \times 19^2}{4} \right) / 1,25 = 90,68 \text{ kN}$$

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας:

$$P_{Rd}=0,29\alpha d_s^2 \sqrt{f_{ck} E_{CM}} / \gamma_v = 0,29 \times 1 \times 1,9^2 \sqrt{2,5 \times 3,05 \times 10^3} / 1,25 = 73,13 \text{ kN}$$

$$h/d=125/19=6,58 > 4 \rightarrow \alpha=1$$

Άρα η τελική αντοχή του ήλου είναι:

$$P_{Rd} = \min(90,68, 73,13) = 73,13 \text{ kN/ήλο}$$

$$1) d_s \leq 2,5t_f = 2,5 \times 8,5 = 21,25$$

$$d_s = 19 \text{ mm} \leq 21,25 \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

2) όριο διαμήκων αποστάσεων για τους ήλους

$$5d_s < e < \min(6d, 800 \text{ mm})$$

$$5 \times 19 < e < \min(6 \times 150, 800 \text{ mm})$$

$$9,5 \text{ cm} < e < \min(90 \text{ cm}, 80 \text{ cm})$$

$$9,5 \text{ cm} < e < 80 \text{ cm}$$

3) ύψος ήλου:

$$h \geq 3d_s$$

$$125 \text{ mm} \geq 57 \text{ mm}$$

4) επικάλυψη:

$$25 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

5) εγκάρσια απόσταση συνδέσμων

$$d > 2,5 \times 1,9 = 4,75 \text{ cm}$$

4) μέγιστη απόσταση ήλων από το άκρο του πέλματος

$$9 \cdot t \cdot \varepsilon = 9 \times 8,5 \times 0,81 = 62,24 \text{ mm} \text{ ή } 6,2 \text{ cm}$$

Έλεγχος για τοποθέτηση ενός ήλου ανά διατομή:

Απόσταση από το άκρο του πέλματος

$$70 - 9,5 = 60,5 \text{ mm} < 62,24 \text{ mm}$$

Άρα είναι δυνατή η τοποθέτηση ενός ήλου ανά διατομή

Ελάχιστος βαθμός διατμητικής σύνδεσης $n=0,8$

Τέμνουσα στην μισή δοκό

$$V=1014,22 \times 0,8=811,376$$

Προϋποθέσεις για ομοιόμορφη κατανομή των ήλων

1) Μήκος $l=7\text{m} < 25 \cdot 2=50\text{m}$

2) $M_{pl}/M_{pla}=220,55/31,36=7 > 2,5$

Άρα δεν κάνω ομοιόμορφη (πλαστική) κατανομή των ήλων αλλά θα εφαρμόσω την κατανομή των ακραίων τρίτων (μεταξύ ελαστικής και πλαστικής μεθόδου). Δηλαδή η παραλαμβανόμενη διάτμηση στα ακραία τρίτα θα είναι η διπλάσια από αυτήν στο μεσαίο τρίτο.

Απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων

$$N_i=811,376/73,13=11,09 \rightarrow 12 \text{ σύνδεσμοι}$$

Σε όλη την δοκό χρειάζονται $2 \times 12=24$ σύνδεσμοι.

Τοποθετώ 25 συνδέσμους

10 ήλους στα ακραία τρίτα μήκους 2,3m με 2 ήλους ανά διατομή

Διαμήκης απόσταση ήλων

$$E=2,3/5=0,46\text{m} \text{ ή } 46\text{cm}$$

$$9,5 \text{ cm} < 46\text{cm} < 80 \text{ cm}$$

5 ήλους στο μεσαίο τρίτο μήκους 2,4m με έναν ήλο ανά διατομή

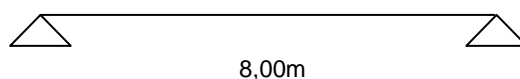
Διαμήκης απόσταση ήλων

$$E=2,4/5=0,48\text{m} \text{ ή } 48\text{cm}$$

$$9,5 \text{ cm} < 48\text{cm} < 80 \text{ cm}$$

HEA280

α) Στατικό μοντέλο



Αμφιαρθρωτή δοκός

β) Υπολογισμοί

Σε τμήμα μεταξύ μηδενικών και θετικών ροπών ισχύει για το σύνολο της διαμήκουσ διάτμησης η σχέση:

$$V_l = \Sigma T_l = D^+ = Z^+$$

$D^+ = A_{cd} f_{cd} + A_s f_{sd}$ θλιπτική δύναμη σκυροδέματος και οπλισμού πλάκας για

θετική ροπή $M_{pl,Rd}^+$

$Z^+ = A_a f_{ya}$ εφελκυστική δύναμη σιδηροδοκού για θετική ροπή $M_{pl,Rd}^+$

Αμελώντας τον συνελκόμενο οπλισμό

$$z_0 = \frac{A_a \cdot f_{ad}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{97,26 \times 35,5}{200 \times 1,417 \times 1,1} = 11,076 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

$$D^+ = A_{cd} f_{cd} = 200 \times 11,076 \times 1,417 = 3138,8 \text{ kN}$$

$$Z^+ = \frac{35,5}{1,1} \times 97,26 = 3138,8$$

Στα στηρίγματα $D=Z=0$

Συνεπώς στην οριακή κατάσταση $V_l = 3138,8 \text{ kN}$ εντός του κρίσιμου μήκους.

Τοποθετούνται διατμητικοί ήλοι $\Phi 22$, ύψους $h = 125 \text{ mm}$ εφελκυστικής αντοχής 600 MPa .

Διάτμηση ήλου:

$$P_{Rd}=0,8f_u \left(\frac{\pi d_s^2}{4}\right) / \gamma_v = 0,8 \times 50 \times \left(\frac{3,14 \times 22^2}{4}\right) / 1,25 = 121,58 \text{ kN}$$

Αντοχή σκυροδέματος σε σύνθλιψη άντυγας:

$$P_{Rd}=0,29\alpha d_s^2 \sqrt{f_{ck} E_{CM}} / \gamma_v = 0,29 \times 1 \times 2,2^2 \sqrt{2,5 \times 3,05 \times 10^3} / 1,25 = 98,05 \text{ kN}$$

$$h/d = 125/22 = 5,68 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Άρα η τελική αντοχή του ήλου είναι:

$$P_{Rd} = \min(121,58, 98,05) = 98,05 \text{ kN/ήλο}$$

$$1) d_s \leq 2,5t_f = 2,5 \times 13,0 = 32,5 \text{ mm}$$

$$d_s = 22 \text{ mm} \leq 32,5 \rightarrow \text{o έλεγχος ικανοποιείται}$$

2) όριο διαμήκων αποστάσεων για τους ήλους

$$5d_s < e < \min(6d, 800 \text{ mm})$$

$$5 \times 22 < e < \min(6 \times 150, 800 \text{ mm})$$

$$11 \text{ cm} < e < \min(90 \text{ cm}, 80 \text{ cm})$$

$$11 \text{ cm} < e < 80 \text{ cm}$$

3) ύψος ήλου:

$$h \geq 3d_s$$

$$125 \text{ mm} \geq 66 \text{ mm}$$

4) επικάλυψη:

$$25 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

5) εγκάρσια απόσταση συνδέσμων

$$d > 2,5 \times 2,2 = 5,5 \text{ cm}$$

4) μέγιστη απόσταση ήλων από το άκρο του πέλματος

$$9 \cdot t_f \cdot \epsilon = 9 \times 13 \times 0,81 = 94,77 \text{ mm ή } 9,477 \text{ cm}$$

Έλεγχος για τοποθέτηση ενός ήλου ανά διατομή:

Απόσταση από το άκρο του πέλματος

$$140-11=129\text{mm}>94,77\text{mm}$$

Άρα δεν είναι δυνατή η τοποθέτηση ενός ήλου ανά διατομή

Τοποθετώ δύο ήλους ανά διατομή

Εγκάρσια απόσταση συνδέσμων 10cm

Απόσταση από το άκρο του πέλματος

$$\frac{28-10}{2} \cdot 1,1=7,9<9,477$$

Ελάχιστος βαθμός διατμητικής σύνδεσης $n=0,8$

Τέμνουσα στην μισή δοκό

$$V=3138,8 \times 0,8=2511,04$$

Προϋποθέσεις για ομοιόμορφη κατανομή των ήλων

$$1) \text{ Μήκος } l=8\text{m} < 25 \cdot 2=50\text{m}$$

$$2) M_{pl}/M_{pla}=707,88/326,53=2,17 < 2,5$$

Άρα τοποθετούνται 2 ήλοι ανά διατομή και σε ίσες αποστάσεις καθ' όλο το μήκος της δοκού.

Απαιτούμενος αριθμός συνδέσμων

$$N_i=2511,04/98,05=25,6 \rightarrow \text{τοποθετώ 26 συνδέσμους}$$

$$26/2=13$$

Απόσταση συνδέσμων

$$e=\frac{l/2}{N}=\frac{400}{13}=30\text{cm}$$

$$9,5\text{cm} < 30\text{cm} < 80\text{cm}$$

3.7.6 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ**Διατομή ΗΕΑ 140**

Για ποσοστό διατμητικής σύνδεσης 80%

$$V_i = 811,376 \text{ kN}$$

Διαμήκης διάτμηση στη τομή b-b

$$T_i = 811,376 \cdot \frac{(175-14)/2}{175} = 373,23$$

Άρα δρώσα διατμητική ροή

$$v_{sd} = \frac{T_i}{e} = \frac{373,23}{350} = 1,07 \text{ kN/cm}$$

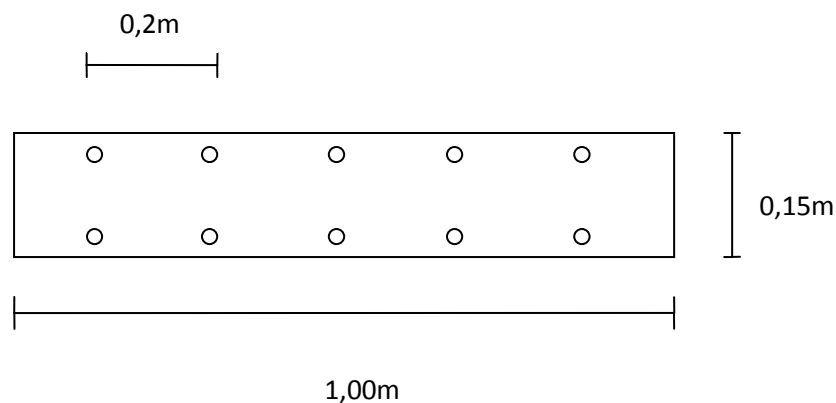
Αντίσταση

$$v_{Rd} = 0,2 \alpha_{cv} \cdot n \cdot f_{cd} \cdot n = 0,2 \cdot 15 \cdot 1 \cdot 1,417 \cdot 1 = 4,251 \text{ kN/cm} > 1,07 \text{ kN/cm}$$

$$f_{ctk0,05} = 0,18 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow T_{Rd} = 0,25 \cdot \frac{0,18}{1,5} = 0,03 \text{ kN/cm}^2$$

Ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

Τοποθετώ Φ8/20 πάνω και Φ8/20 κάτω



Άρα

$$\frac{10 \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{100 \cdot 15} = \frac{10 \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 / 4}{1500} = 0,0033 \text{ ή } 3,3 \text{ ‰}$$

$$a_l = 3,3 \text{ ‰} \times 15 = 0,0495 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Ποιότητα χάλυβα S500 $\rightarrow f_{sk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

$$V_{Rd} = 2,5 \alpha_{cv} \cdot T_{Rd} \cdot n + a_l \cdot f_{sd} = 2,5 \cdot 15 \cdot 0,03 \cdot 1 + 0,0495 \cdot \frac{50}{1,15} = 3,277 \text{ kN/cm} > 1,07 \text{ kN/cm}$$

Διατομή ΗΕΑ 280

Για ποσοστό διατμητικής σύνδεσης 80%

$$V_i = 2511,08 \text{ kN}$$

Διαμήκης διάτμηση στη τομή b-b

$$T_i = 2511,08 \cdot \frac{(200-28)/2}{200} = 1079,76$$

Άρα δρώσα διατμητική ροή

$$v_{sd} = \frac{T_i}{e} = \frac{1079,76}{400} = 2,7 \text{ kN/cm}$$

$$e = l/2$$

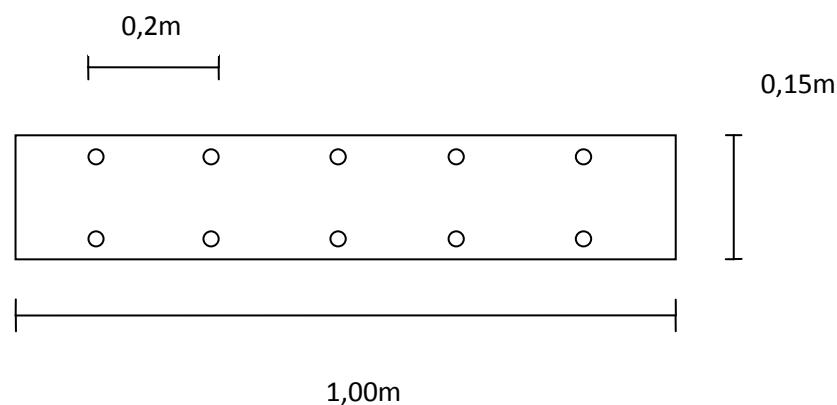
Αντίσταση

$$V_{Rd} = 0,2 \alpha_{cv} \cdot n \cdot f_{cd} \cdot n = 0,2 \cdot 15 \cdot 1 \cdot 1,417 \cdot 1 = 4,251 \text{ kN/cm} > 2,7 \text{ kN/cm}$$

$$f_{ctk0,05} = 0,18 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow T_{Rd} = 0,25 \cdot \frac{0,18}{1,5} = 0,03 \text{ kN/cm}^2$$

Ποσοστό εγκάρσιου οπλισμού

Τοποθετώ Φ8/20 πάνω και Φ8/20 κάτω



Άρα

$$\frac{10 \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{100 \cdot 15} = \frac{10 \cdot 3,14 \cdot 0,8^2 / 4}{1500} = 0,0033 \text{ ή } 3,3 \text{ ‰}$$

$$a_l = 3,3 \cdot 10^{-2} \times 15 = 0,0495 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Ποιότητα χάλυβα S500 $\rightarrow f_{sk} = 50 \text{ kN/cm}^2$

$$V_{Rd} = 2,5 \alpha_{cv} \cdot T_{Rd} \cdot n + a_l \cdot f_{sd} = 2,5 \cdot 15 \cdot 0,03 \cdot 1 + 0,0495 \cdot \frac{50}{1,15} = 3,277 \text{ kN/cm} > 2,7 \text{ kN/cm}$$

3.7.7 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΚΑΛΥΨΗ ΠΛΑΚΑΣ ΣΤΗΝ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΩΝ ΣΥΝΔΕΣΜΩΝ

Διατομή HEA 140

Κρίσιμες είναι οι περιοχές με 2 συνδέσμους στην ίδια τομή.

Στην περίπτωση της δοκού HEA140 τομές με 2 συνδέσμους υπάρχουν στα ακραία τρίτα σε απόσταση κατά μήκος 46 cm.

Δρώσα ροή

$$V_{sd} = \frac{2 \cdot P_{Rd}}{e} = \frac{2 \cdot 73,13}{46} = 3,18 \text{ kN/cm}$$

Πλάτος κεφαλής ήλου $\Phi 19 : 26 \text{ mm}$

Περίμετρος τομής c-c: $a_l = 2 \cdot 12,5 + 5 + 2,6 = 32,6 \text{ cm}$

$$V_{Rd} = 0,2 \alpha_{cv} \cdot n \cdot f_{cd} \cdot n = 0,2 \cdot 32,6 \cdot 1 \cdot 1,417 \cdot 1 = 9,21 \text{ kN/cm} > 3,18 \text{ kN/cm}$$

$a_l = \frac{1}{2} \cdot 0,0495 \text{ cm}^2/\text{cm} = 0,025 \text{ cm}^2/\text{cm}$ μόνο ο κάτω σπλισμός τέμνει την κρίσιμη επιφάνεια.

$$V_{Rd} = 2,5 \alpha_{cv} \cdot T_{Rd} \cdot n + a_l \cdot f_{sd} = 2,5 \cdot 32,6 \cdot 0,03 \cdot 1 + 0,025 \cdot \frac{50}{1,15} = 3,52 \text{ kN/cm} > 3,18 \text{ kN/cm}$$

✓ Άρα επάρκεια

Διατομή HEA 280

Κρίσιμες είναι οι περιοχές με 2 συνδέσμους στην ίδια τομή.

Στην περίπτωση της δοκού HEA280 τομές με 2 συνδέσμους υπάρχουν σε όλο το μήκος της δοκού σε απόσταση κατά μήκος 30 cm.

Δρώσα ροή

$$V_{sd} = \frac{2 \cdot P_{Rd}}{e} = \frac{2 \cdot 98,05}{30} = 6,54 \text{ kN/cm}$$

Πλάτος κεφαλής ήλου $\Phi 22 : 30 \text{ mm}$

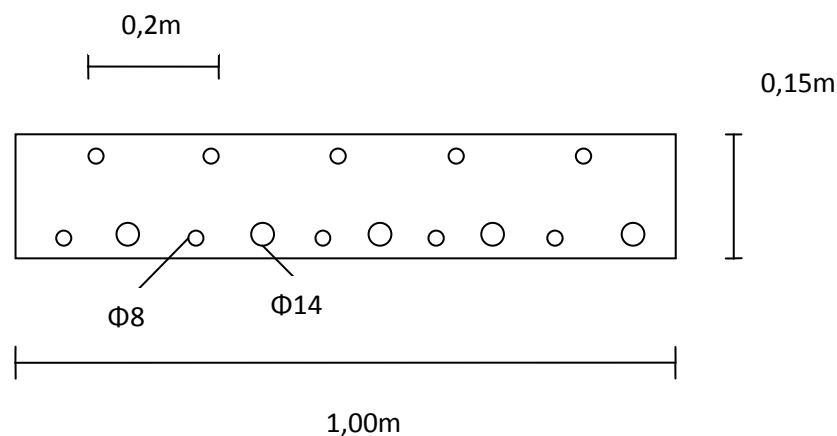
Περίμετρος τομής c-c: $a_i = 2 \cdot 12,5 + 10 + 3 = 38 \text{ cm}$

$$V_{Rd} = 0,2 \alpha_{cv} \cdot n \cdot f_{cd} \cdot n = 0,2 \cdot 38 \cdot 1 \cdot 1,417 \cdot 1 = 10,77 \text{ kN/cm} > 6,54 \text{ kN/cm}$$

$a_i = \frac{1}{2} \cdot 0,0495 \text{ cm}^2/\text{cm} = 0,025 \text{ cm}^2/\text{cm}$ μόνο ο κάτω οπλισμός τέμνει την κρίσιμη επιφάνεια.

$$V_{Rd} = 2,5 \alpha_{cv} \cdot T_{Rd} \cdot n + a_i \cdot f_{sd} = 2,5 \cdot 38 \cdot 0,03 \cdot 1 + 0,025 \cdot \frac{50}{1,15} = 3,94 \text{ kN/cm} < 6,54 \text{ kN/cm}$$

Άρα δεν επαρκεί ο αρχικός εγκάρσιος οπλισμός και τοποθετείται πρόσθετος οπλισμός κάτω $\Phi 12/20$.



Άρα ο κάτω οπλισμός ισούται:

$$\frac{5 \cdot 3,14 \cdot \frac{0,8^2}{4} + 5 \cdot 3,14 \cdot \frac{1,4^2}{4}}{100 \cdot 15} = 0,0068 \text{ ή } 6,8\text{‰}$$

$$a_i = 6,8\text{‰} \times 15 = 0,1 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rd} = 2,5 \alpha_{cv} \cdot T_{Rd} \cdot n + a_i \cdot f_{sd} = 2,5 \cdot 38 \cdot 0,03 \cdot 1 + 0,1 \cdot \frac{50}{1,15} = 7,19 \text{ kN/cm} > 6,54 \text{ kN/cm}$$

✓ Άρα επάρκεια

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σεισμοί θέτουν ένα ξεχωριστό τεχνικό πρόβλημα, αφού ένας δυνατός σεισμός αποτελεί την 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, στην βάση του ότι είναι λιγότερη 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.

Όπως προαναφέρθηκε στο κεφάλαιο 2, οι μέθοδοι που υπάρχουν για τον γραμμικό υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης των κατασκευών είναι:

- Απλοποιημένη φασματική μέθοδος (Ισοδύναμη στατική μέθοδος)
- Δυναμική φασματική μέθοδος

4.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΦΑΣΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

Η δυναμική φασματική μέθοδος περιλαμβάνει πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος και υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης. Εφαρμόζεται χωρίς περιορισμούς σε όλες τις περιπτώσεις κατασκευών. 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 $S_e(T)$ ενώ για $q>1$ χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ (όπως στην περίπτωση που εξετάζουμε, όπου $q=1.5$, $q=2,5$).

Το SAP είναι το πρόγραμμα με το οποίο πραγματοποιείται η δυναμική ανάλυση του κτιρίου. Στην δυναμική ανάλυση προσδιορίστηκαν οι ιδιομορφές του κτιρίου.

Ο υπολογισμός των δρωσών μαζών κάθε ιδιομορφής καθώς και του ποσοστού συμμετοχής κάθε ιδιομορφής επί της συνολικής δρώσας μάζας γίνεται απευθείας από το SAP. Ως μάζες στους κόμβους θεωρήθηκαν αυτές που προκύπτουν από τον συνδυασμό:

$$1 \times \text{DEAD} + 1 \times \text{DEADPLUS} + 1 \times \text{DEADSLAB} + \\ + 0,3 \times 1 \times \text{LIVEOROFHS} + 0,3 \times 0,8 \times \text{LIVEPATWMMATWN}$$

Όπως προαναφέρθηκε για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης x , y πρέπει να ληφθεί υποχρεωτικά υπόψη ένας αριθμός ιδιομορφών, έως ότου το άθροισμα των δρυσών ιδιομορφικών μαζών ΣM_i φτάσει το 90% της συνολικής ταλαντούμενης μάζας M της κατασκευής.

Τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης, όπως αυτά προκύπτουν από το πρόγραμμα κατά x και y παρουσιάζονται στους πίνακες 4.1, 4.2, 4.3, 4.4

Κτίριο με $q=1,5$

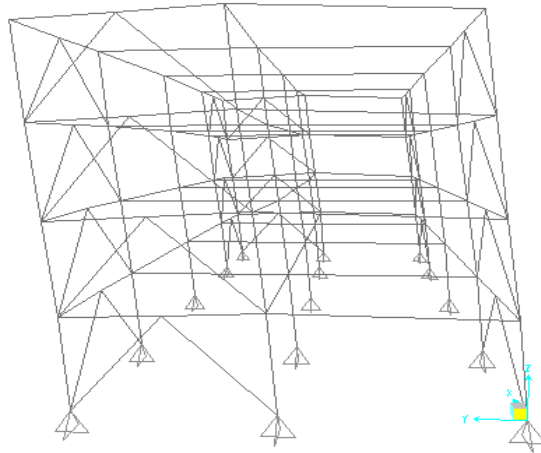
Πίνακας 4.1:Αποτελέσματα για σεισμό κατά X

Αρ. ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος sec	Συμμετέχουσα μάζα %
1	0,417	0
2	0,341	79,94
3	0,243	1,91
4	0,146	0
5	0,121	14,93
Σύνολο		96,78

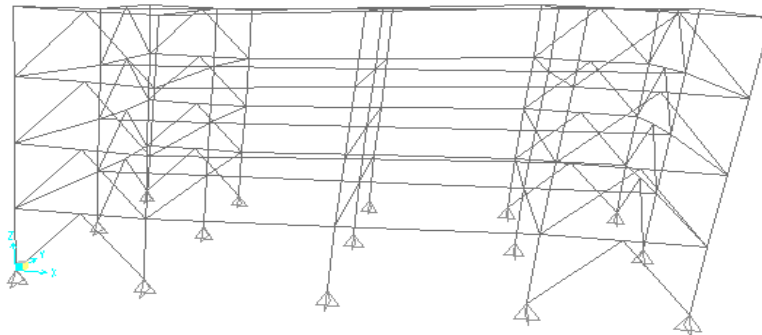
Πίνακας 4.2:Αποτελέσματα για σεισμό κατά Y

Αρ. ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος sec	Συμμετέχουσα μάζα %
1	0,417	80,17
2	0,341	0
3	0,243	0
4	0,146	16,50
5	0,121	0
Σύνολο		96,68

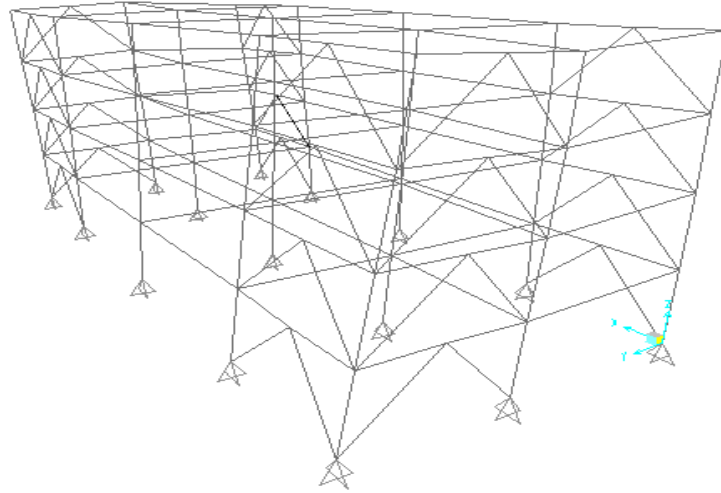
Λάβαμε υπόψη τις 5 πρώτες ιδιομορφές, οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω.



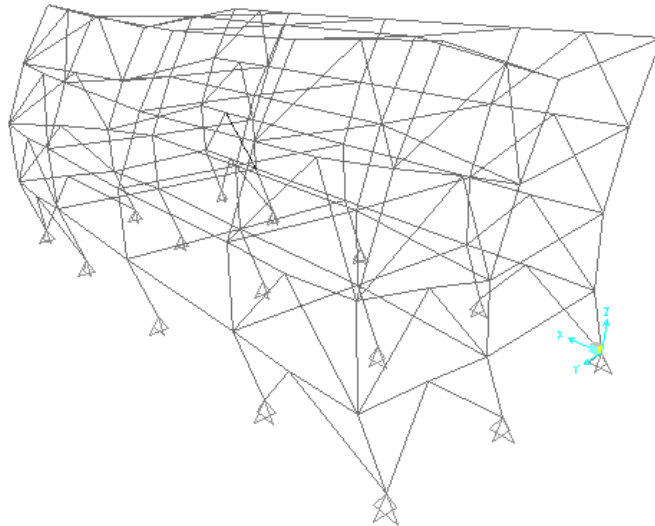
Σχήμα 4.1: 1^η ιδιομορφή $T=0,42\text{sec}$



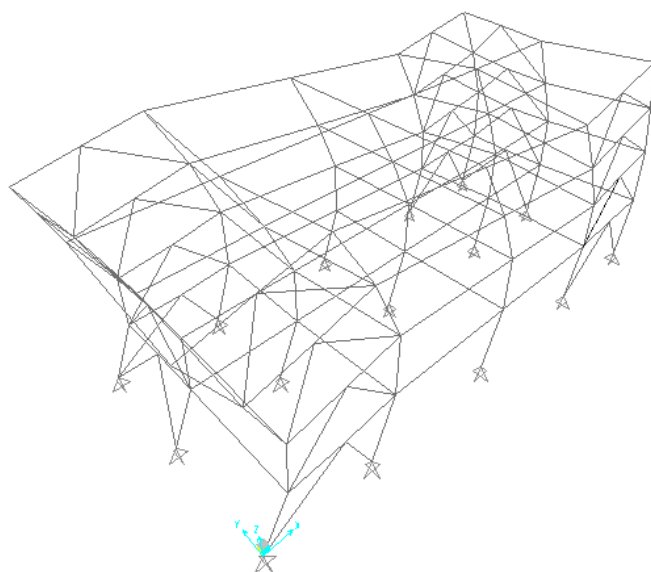
Σχήμα 4.2: 2^η ιδιομορφή $T=0,34\text{sec}$



Σχήμα 4.3: 3^η ιδιομορφή $T=0,24\text{sec}$



Σχήμα 4.4: 4^η ιδιομορφή $T=0,15\text{sec}$



Σχήμα 4.5: 5^η ιδιομορφή T=0,12sec

Κτίριο με $q=2,5$

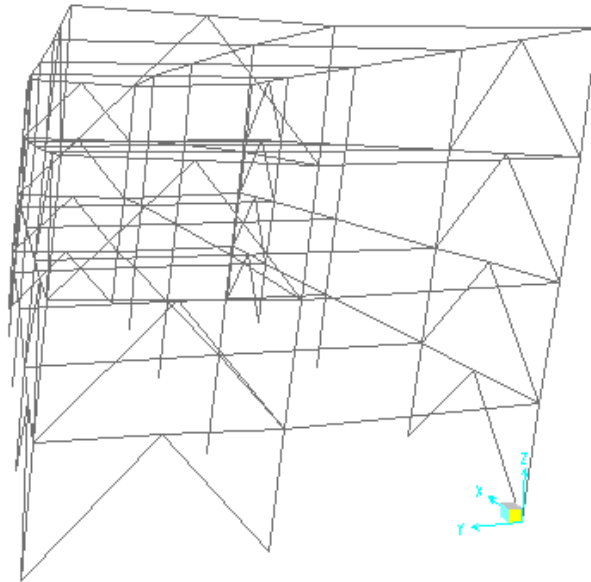
Πίνακας 4.3:Αποτελέσματα για σεισμό κατά X

Αρ. ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος sec	Συμμετέχουσα μάζα %
1	0,468	0
2	0,381	83,43
3	0,276	1,00
4	0,163	0
5	0,135	12,66
Σύνολο		97,10

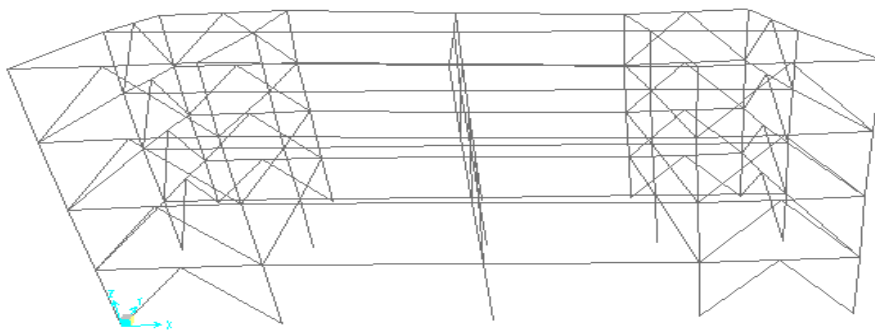
Πίνακας 4.4:Αποτελέσματα για σεισμό κατά Y

Αρ. ιδιομορφής	Ιδιοπερίοδος sec	Συμμετέχουσα μάζα %
1	0,468	83,26
2	0,381	0
3	0,276	0
4	0,163	13,75
5	0,135	0
Σύνολο		97,01

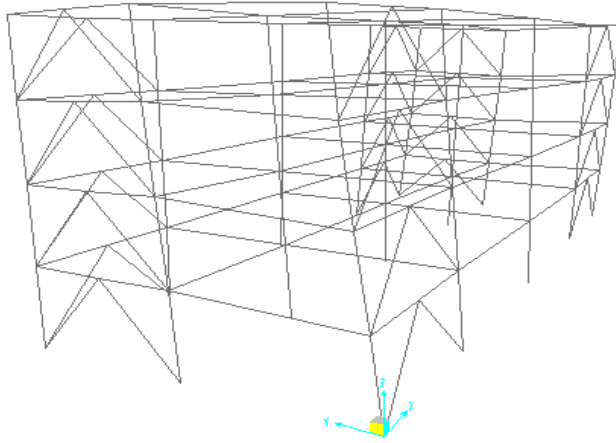
Λάβαμε υπόψη τις 5 πρώτες ιδιομορφές, οι οποίες παρουσιάζονται παρακάτω.



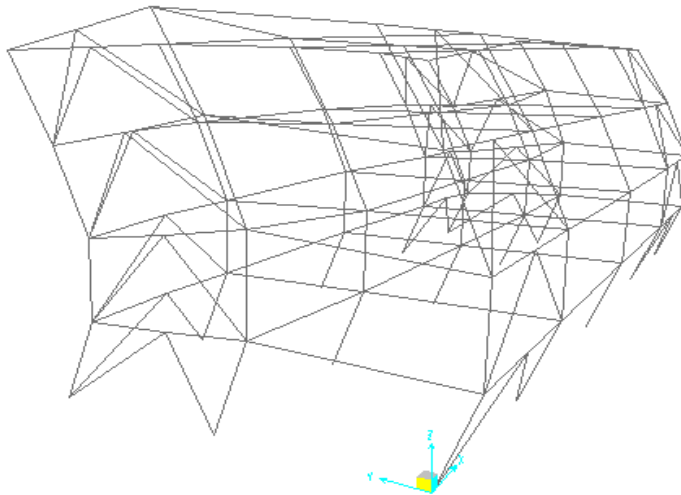
Σχήμα 4.6: 1^η Ιδιομορφή $T=0,47\text{sec}$



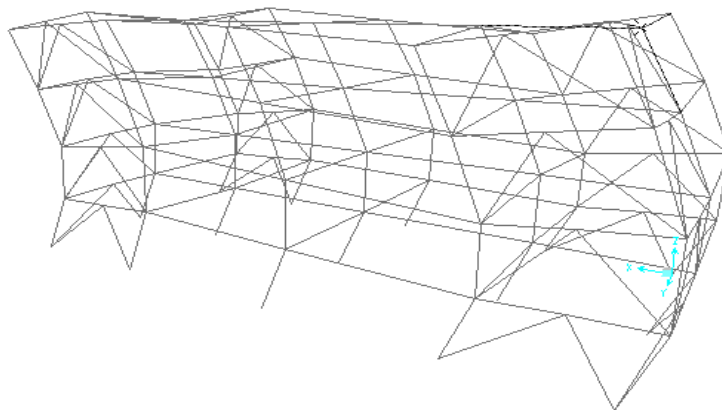
Σχήμα 4.7: 2^η Ιδιομορφή $T=0,38\text{sec}$



Σχήμα 4.8: 3^η Ιδιομορφή $T=0,28\text{sec}$



Σχήμα 4.9: 4^η Ιδιομορφή $T=0,16\text{sec}$



Σχήμα 4.10: 5^η Ιδιομορφή T=0,14sec

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 πρέπει να ισχύει για το φάσμα:

$$S_d(T) = V_{tot}/P_{tot} > \beta * a_g$$

Κτίριο με $q=1,5$

Σεισμός κατά x:

- P_{tot} = Συνολική μάζα κτιρίου από τον σεισμικό συνδυασμό=9857,71kN
- V_{tot} =Τέμνουσα βάσης από σεισμικό συνδυασμό (Ex) =2548,31 Kη
- $V_{tot}/P_{tot}=0,26 > 0,2*0,16=0,032 \rightarrow$ **Ισχύει** άρα δεν χρειάζεται προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης

Σεισμός κατά y:

- P_{tot} = Συνολική μάζα κτιρίου από τον σεισμικό συνδυασμό=9857,71kN
- V_{tot} =Τέμνουσα βάσης από σεισμικό συνδυασμό (Ey)=2572,52 kN

- $V_{tot}/P_{tot}=0,26 > 0,2*0,16=0,032 \rightarrow$ **Ισχύει** άρα δεν χρειάζεται προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης

Κτίριο $q=2,5$

Σεισμός κατά x:

- P_{tot} = Συνολική μάζα κτιρίου από τον σεισμικό συνδυασμό=9907,30kN
- V_{tot} =Τέμνουσα βάσης από σεισμικό συνδυασμό (Ex) = 1596,35 kN
- $V_{tot}/P_{tot}=0,16 > 0,2*0,16=0,032 \rightarrow$ **Ισχύει** άρα δεν χρειάζεται προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης

Σεισμός κατά y:

- P_{tot} = Συνολική μάζα κτιρίου από τον σεισμικό συνδυασμό=9907,30kN
- V_{tot} =Τέμνουσα βάσης από σεισμικό συνδυασμό (Ey)=1597,52 kN
- $V_{tot}/P_{tot}=0,16 > 0,2*0,16=0,032 \rightarrow$ **Ισχύει** άρα δεν χρειάζεται προσαύξηση λόγω τέμνουσας βάσης

4.3 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΒΛΑΒΩΝ

Ο φορέας σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αναλαμβάνει σεισμική δράση , με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από την 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:

4.3.1 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ ΟΡΟΦΟΥ

Στη γραμμική ανάλυση , οι μετακινήσεις που προκαλούνται από την σεισμική δράση σχεδιασμού θα υπολογίζονται βάσει των ελαστικών παραμορφώσεων του στατικού συστήματος με την βοήθεια της ακόλουθης απλουστευμένης έκφρασης:

$$d_s=q_d \cdot d_e$$

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 σχεδιασμού

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:

$$d_r \nu \leq 0,005 h$$

β) για κτίρια με πλαστικά μη-φέροντα στοιχεία:

$$d_r \nu \leq 0,0075 h$$

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:

$$d_r \nu \leq 0,010 h$$

όπου

h είναι το ύψος του ορόφου

ν 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.

Το κτίριο μας ανήκει στην περίπτωση (β) και θα ελεγχθεί η σχετική παραμόρφωση του ορόφου ,έτσι ώστε να ισχύει $d_r \nu \leq 0,0075 h$

Μοντέλο με $q=1,5$

Στο μοντέλο αυτό , μετά την ανάλυση , προέκυψε ότι η μέγιστη οριζόντια σχετική παραμόρφωση εντοπίζεται στον 2^ο όροφο για σεισμό κατά x και στον 3^ο για σεισμό κατά y (πλαίσιο 2 κατά x και E κατά y).

➤ Σεισμός κατά x

$$\left. \begin{array}{l} d_{etop} = 0,26cm \\ d_{ebot} = 0,59cm \\ v = 0,5 \\ q_d = 1,5 \end{array} \right\} \begin{array}{l} d_r = (d_{etop} - d_{ebot}) * q = 0,33 * 1,5 = 0,495 \\ d_r * v = 0,198cm < 0,0075 * 320 = 2,4cm \end{array}$$

➤ Σεισμός κατά y

$$\left. \begin{array}{l} d_{etop} = 1,48cm \\ d_{ebot} = 0,9cm \\ v = 0,5 \\ q_d = 1,5 \end{array} \right\} \begin{array}{l} d_r = (d_{etop} - d_{ebot}) * q = 0,58 * 1,5 = 0,87 \\ d_r * v = 0,348cm < 0,0075 * 320 = 2,4cm \end{array}$$

Μοντέλο με $q=2,5$

Στο μοντέλο αυτό , μετά την ανάλυση , προέκυψε ότι η μέγιστη οριζόντια σχετική παραμόρφωση εντοπίζεται στον 2^ο όροφο για σεισμό κατά x και για σεισμό κατά y (πλαίσιο 2 κατά x και E κατά y).

➤ Σεισμός κατά x

$$\left. \begin{array}{l} d_{etop} = 0,479cm \\ d_{ebot} = 0,23cm \\ v = 0,5 \\ q_d = 2,5 \end{array} \right\} \begin{array}{l} d_r = (d_{etop} - d_{ebot}) * q = 0,25 * 2,5 = 0,625 \\ d_r * v = 0,25cm < 0,0075 * 320 = 2,4cm \end{array}$$

➤ Σεισμός κατά y

$$\left. \begin{array}{l} d_{etop} = 0,75cm \\ d_{ebot} = 0,34cm \\ v = 0,5 \\ q_d = 1,5 \end{array} \right\} \begin{array}{l} d_r = (d_{etop} - d_{ebot}) * q = 0,41 * 2,5 = 1,025 \\ d_r * v = 0,41cm < 0,0075 * 320 = 2,4cm \end{array}$$

Επομένως και για τα δύο κτίρια, για σεισμούς κατά x , y **ικανοποιείται ο έλεγχος** περιορισμού βλαβών για όλους τους ορόφους.

4.4 ΦΑΙΝΟΜΕΝΑ ΔΕΥΤΕΡΑΣ ΤΑΞΗΣ

Αποτελέσματα δευτέρας τάξεως (αποτελέσματα P- Δ) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη εάν η ακόλουθη συνθήκη ικανοποιείται σε όλους τους ορόφους:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

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 **4.3**
- V_{tot} είναι η συνολική σεισμική τέμνουσα του ορόφου, και
- h είναι το ύψος του ορόφου.

- ✓ 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.

Σε κάθε όροφο λοιπόν προσδιορίζεται ο δείκτης θ και για τις δύο κατευθύνσεις x , y .

Για κάθε κατεύθυνση βρίσκουμε:

- α) τις οριζόντιες παραμορφώσεις (δ), για την αντίστοιχη κατεύθυνση σεισμού (E_x , E_y)
- β) τις οριζόντιες παραμορφώσεις (δ), για τις θεμελιώδης ιδιομορφές (πρώτη και δεύτερη)
- γ) την μάζα που συμμετέχει σε κάθε όροφο
- δ) την κατανομή οριζόντιων σεισμικών φορτίων σε κάθε όροφο

Όσον αφορά το (δ), τα σεισμικά εντατικά μεγέθη θα καθορίζονται με την εφαρμογή οριζόντιων φορτίων F_i σε όλους τους ορόφους.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

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

Συγκεκριμένα:

Κτίριο με $q=1,5$

Θεμελιώδης ιδιομορφή για σεισμό κατά x η δεύτερη με ποσοστό συμμετοχής μάζας 79,94%

Θεμελιώδης ιδιομορφή για σεισμό κατά y η πρώτη με ποσοστό συμμετοχής μάζας 80,17%

Πρώτος όροφος: $F_{1x}=V_{tot}=2548,31\text{kN}$ (από πρόγραμμα κατά x)

$$F_{1y}=V_{tot}=2572,52\text{kN} \text{ (από πρόγραμμα κατά y)}$$

$$\text{Δεύτερος όροφος: } F_2 = F_1 \cdot \frac{s_2 \cdot m_2}{\sum s_j \cdot m_j} + F_3$$

$$\text{Τρίτος όροφος: } F_3 = F_1 \cdot \frac{s_3 \cdot m_3}{\sum s_j \cdot m_j} + F_4$$

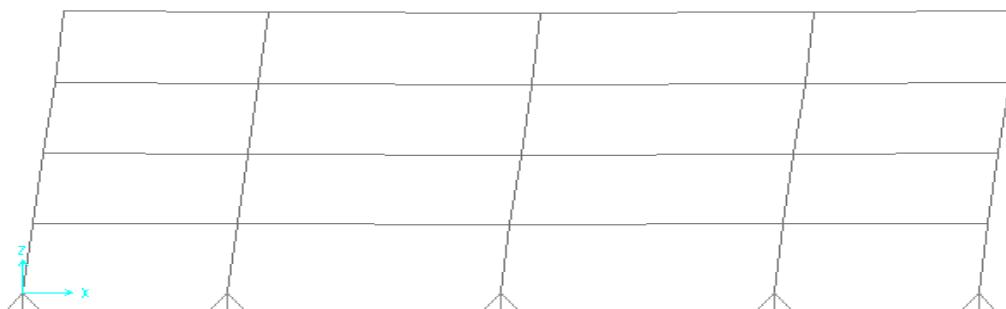
$$\text{Τέταρτος όροφος: } F_4 = F_1 \cdot \frac{s_4 \cdot m_4}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Έτσι για τον σεισμό κατά x και κατά y αντίστοιχα προκύπτουν τα αποτελέσματα που φαίνονται στους πίνακες 4.5 και 4.6

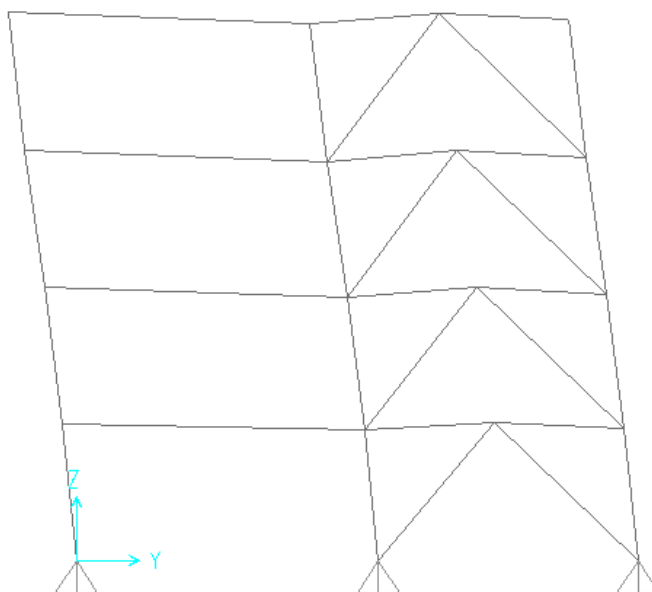
***Σημείωση :** Τα οριζόντια φορτία F_i κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

Πίνακας 4.5: Επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης κατά x

όροφος	δ για την 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)	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	Έλεγχος
1	0,997	9857,71	0,26	0,390	2548,30	0,0047	$\theta < 0.1$
2	2,24	7403,99	0,59	0,495	2323,60	0,0049	$\theta < 0.1$
3	3,49	4950,27	0,90	0,465	1818,78	0,0040	$\theta < 0.1$
4	4,50	2497,40	1,18	0,420	1032,24	0,0032	$\theta < 0.1$

**Σχήμα 4.11:** Μετακινήσεις κατά x σε κτίριο με $q=1,5$ **Πίνακας 4.6:** Επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης κατά y

όροφος	δ για την 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)	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	Έλεγχος
1	0,95	9857,71	0,40	0,60	2572,52	0,0072	$\theta < 0.1$
2	2,21	7403,99	0,90	0,75	2358,02	0,0074	$\theta < 0.1$
3	3,52	4950,27	1,48	0,87	1858,97	0,0072	$\theta < 0.1$
4	4,63	2497,40	1,98	0,75	1064,13	0,0055	$\theta < 0.1$



Σχήμα 4.12: Μετακινήσεις κατά y σε κτίριο με $q=1,5$

Κτίριο με $q=2,5$

Θεμελιώδης ιδιομορφή για σεισμό κατά x είναι η δεύτερη με ποσοστό συμμετοχής μάζας 83,43%

Θεμελιώδης ιδιομορφή για σεισμό κατά y είναι η πρώτη με ποσοστό συμμετοχής μάζας 83,26%

Πρώτος όροφος: $F_{1x}=V_{tot}=1596,35\text{kN}$ (από πρόγραμμα κατά x)

$$F_{1y}=V_{tot}=1597,52\text{kN} \text{ (από πρόγραμμα κατά y)}$$

$$\text{Δεύτερος όροφος: } F_2 = F_1 \cdot \frac{s_2 \cdot m_2}{\sum s_j \cdot m_j} + F_3$$

$$\text{Τρίτος όροφος: } F_3 = F_1 \cdot \frac{s_3 \cdot m_3}{\sum s_j \cdot m_j} + F_4$$

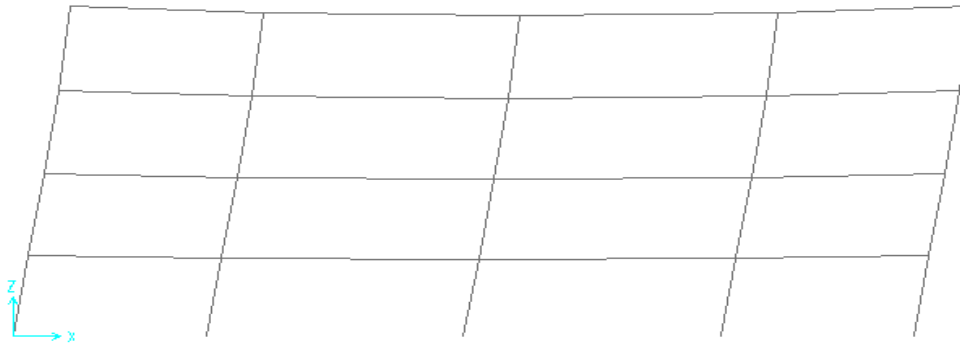
$$\text{Τέταρτος όροφος: } F_4 = F_1 \cdot \frac{s_4 \cdot m_4}{\sum s_j \cdot m_j}$$

Έτσι για τον σεισμό κατά x και κατά y αντίστοιχα προκύπτουν τα αποτελέσματα που φαίνονται στους πίνακες 4.7 και 4.8

***Σημείωση:** Τα οριζόντια φορτία F_i κατανέμονται στο σύστημα ανάληψης οριζόντιων φορτίων, υποθέτοντας ότι οι πλάκες των ορόφων είναι άκαμπτες στο επίπεδό τους.

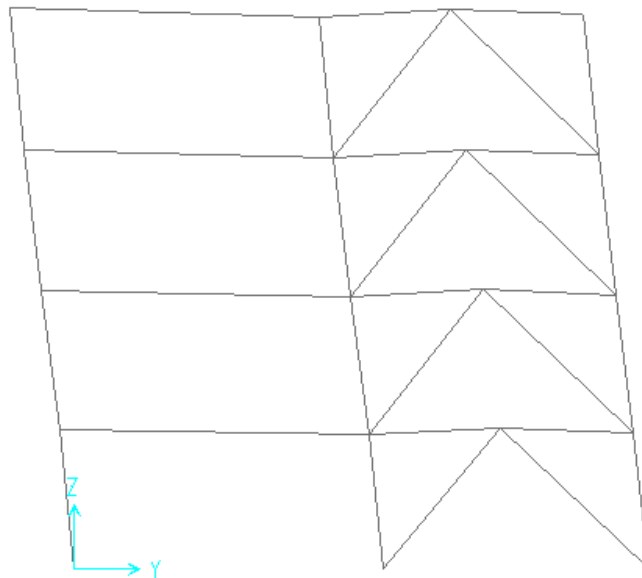
Πίνακας 4.7: Επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης κατά x

όροφος	δ για την 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)	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	Έλεγχος
1	1,14	9907,30	0,23	0,575	1596,35	0,012	$\theta < 0.1$
2	2,39	7441,25	0,48	0,625	1438,76	0,010	$\theta < 0.1$
3	3,54	4975,20	0,71	0,575	1108,37	0,008	$\theta < 0.1$
4	4,40	2509,73	0,88	0,425	619,00	0,005	$\theta < 0.1$

**Σχήμα 4.13:** Μετακινήσεις κατά x για κτίριο με $q=2,5$

Πίνακας 4.8: Επιρροή φαινομένων δευτέρας τάξης κατά y

όροφος	δ για την 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)	$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$	Έλεγχος
1	1,10	9907,30	0,34	0,85	1597,52	0,016	$\theta < 0.1$
2	2,35	7441,25	0,75	1,03	1445,76	0,016	$\theta < 0.1$
3	3,55	4975,20	1,14	0,98	1121,56	0,014	$\theta < 0.1$
4	4,50	2509,73	1,48	0,85	631,80	0,011	$\theta < 0.1$

**Σχήμα 4.14:** Μετακινήσεις κατά y για κτίριο με $q=2,5$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 :ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟΙ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ

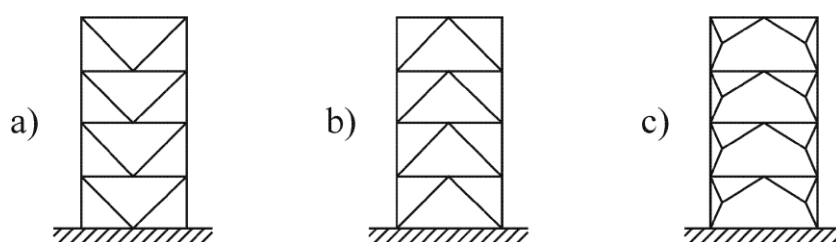
5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, σε **δικτυωτούς συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα** η ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων γίνεται κυρίως από ράβδους επιπονούμενες σε αξονική δύναμη. Πλάστιμα στοιχεία σε τέτοιους συνδέσμους είναι κατά κύριο λόγο οι εφελκόμενες διαγώνιοι. Οι δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα κατάλληλοι για την ανάληψη σεισμικών δυνάμεων ανήκουν στους ακόλουθους 2 τύπους:

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

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

- Σύνδεσμοι τύπου V ή Λ. Στον τύπο αυτό η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων. Οι διαγώνιοι μπορούν να έχουν μορφή V ή Λ και το κοινό σημείο τους βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει την στατική του συνέχεια.



Σχήμα 5.1: Πλαίσια με συνδέσμους μορφής V χωρίς εκκεντρότητα (ζώνες απόδοσης ενέργειας σε εφελκόμενες και θλιβόμενες διαγωνίους).

Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιούνται σύνδεσμοι δυσκαμψίας τύπου Λ χωρίς εκκεντρότητα (5.1b).

Η αντοχή και η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας που θα καθοριστούν για τον φορέα εξαρτώνται από τον βαθμό εκμετάλλευσης της μη γραμμικής απόκρισής του. Σε ποσοτικούς όρους, το ισοζύγιο αυτό μεταξύ αντοχής και ικανότητας απορρόφησης ενέργειας χαρακτηρίζεται από τις τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q και την κατηγορία πλαστιμότητας, που δίνεται στον πίνακα 2.1. Στην οριακή περίπτωση μελέτης φορέων που κατατάσσονται στην κατηγορία χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας (χωρίς απαιτήσεις απορρόφησης ενέργειας), δεν λαμβάνεται υπόψη οποιαδήποτε υστερητική απόδοση ενέργειας, ο δε συντελεστής συμπεριφοράς δεν επιτρέπεται να ληφθεί μεγαλύτερος από την τιμή 1.5, η οποία θεωρείται ότι αντιπροσωπεύει υπεραντοχές.

Για χαλύβδινα ή σύμμικτα κτίρια από σκυρόδεμα και χάλυβα, η οριακή αυτή τιμή του συντελεστή q μπορεί να ληφθεί μεταξύ 1.5 και 2. Για φορείς με απαιτήσεις απορρόφησης ενέργειας (πλάστιμους) ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται μεγαλύτερος από αυτές τις οριακές τιμές, και αντιπροσωπεύει την υστερητική απορρόφηση ενέργειας που εμφανίζεται κυρίως σε ζώνες ειδικού σχεδιασμού, που αποκαλούνται ζώνες απορρόφησης ενέργειας ή κρίσιμες περιοχές.

5.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ

- Αρχή α) Μειωμένη πλάστιμη συμπεριφορά.
- Αρχή β) Πλάστιμη συμπεριφορά με σύμμικτες πλάστιμες ζώνες.
- Αρχή γ) Πλάστιμη συμπεριφορά με πλάστιμες ζώνες από χάλυβα.

Πίνακας 5.1: 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) Μειωμένη πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχές β) ή γ) Πλάστιμη συμπεριφορά	ΚΠΜ (Μέτρια)	≤ 4 περιορίζεται επίσης από τις τιμές του Πίνακα 5.2
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 5.2

Πίνακας 5.2: Ανώτερες οριακές τιμές αναφοράς των συντελεστών συμπεριφοράς για συστήματα κανονικά σε όψη

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

5.2.1 $q=1,5$ Μειωμένη πλάσιμη συμπεριφορά.

Το πρώτο κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία μειωμένης πλάστιμης συμπεριφοράς με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$, και απαιτούμενες διατομές για τα πλάσιμα μέλη σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 κατηγορίας 1,2 ή 3. Στην περίπτωση συνδέσμων δυσκαμψίας μη απορρόφησης ενέργειας $q=1,5$ η αντοχή του συνδέσμου συνδέεται με ψαθυρό τρόπο αστοχίας (λυγισμό) και δεν υπάρχει δυνατότητα ανάπτυξης σημαντικών μετελαστικών (πλαστικών) παραμορφώσεων.

Στην περίπτωση αυτή η αντοχή των μελών και των συνδέσεων θα πρέπει να αξιολογείται σύμφωνα με τα EN 1993 και EN 1994 χωρίς επιπλέον απαιτήσεις.

5.2.2 $q=2,5$ Πλάστιμη συμπεριφορά με πλάστιμες ζώνες από χάλυβα.

Το δεύτερο κτίριο κατατάσσεται στην κατηγορία υψηλής πλάστιμης συμπεριφοράς με πλάστιμες ζώνες από χάλυβα όπου λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα μερών του φορέα (ζώνες απορρόφησης ενέργειας – πλάστιμες) να παραλαμβάνουν σεισμικές δράσεις μέσω ανελαστικής συμπεριφοράς. Η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς του, $q=2,5$ είναι η ανώτερη οριακή τιμή για την κατηγορία υψηλής πλαστιμότητας και τον τύπο του φορέα, πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα μορφής V. Η κατηγορία των διατομών των πλάστιμων μελών του φορέα πρέπει να είναι 1 ή 2. Ο σύμμεικτος φορέας είναι σχεδιασμένος σύμφωνα με το EN 1993 και EN 1994-1-1:2004 υπό την επίδραση μη-σεισμικών φορτίων και σύμφωνα με επιπλέον απαιτήσεις του EN1998-1 που πρέπει να πληρούνται προκειμένου να παραλαμβάνει τη σεισμική δράση.

Οι απαιτήσεις που πρέπει να πληρούνται παρουσιάζονται στα 5.2.2.1-5.2.2.4

5.2.2.1 ΚΑΝΟΝΙΚΟΤΗΤΑ ΣΕ ΚΑΤΟΨΗ ΚΑΙ ΟΨΗ

Το σύστημά μας πρέπει να είναι κανονικό σε κάτοψη και όψη.

α)Κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη

Για να χαρακτηριστεί ένα κτίριο ως κανονικό σε κάτοψη θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που αναφέρονται στις παρακάτω παραγράφους.

(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.

(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.

(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.

(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.

Τα δύο κτίρια μας είναι συμμετρικά σε κάτοψη, κάθε πλάκα ορόφου οριοθετείται από κυρτή πολυγωνική γραμμή (δεν υπάρχουν ανωμαλίες) και όσον αφορά την λυγηρότητα του κτιρίου σε κάτοψη ισχύει $\lambda = L_{\max}/L_{\min} = 28/13 = 2,15 < 4$. Άρα ικανοποιούνται όλα τα κριτήρια για κανονικότητα σε κάτοψη.

β) Κριτήρια για κανονικότητα σε όψη

Για να ταξινομηθεί ένα κτίριο ως κανονικό σε όψη, θα πρέπει να ικανοποιεί όλους τους όρους που απαριθμούνται στις ακόλουθες παραγράφους.

(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 πληρεί τις προϋποθέσεις για κανονικότητα σε όψη.

5.2.2.2 ΥΛΙΚΑ

1) Ο δομικός χάλυβας θα συμμορφώνεται με τα πρότυπα στα οποία γίνεται αναφορά στο EN 1993

2) Η κατανομή των ιδιοτήτων των υλικών, όπως για παράδειγμα το όριο διαρροής και η αντοχή σε κρούση, στον φορέα θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε να διαμορφώνονται πλάστιμες ζώνες, εκεί όπου προβλέπεται από τον σχεδιασμό.

Οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας (πλάστιμες) αναμένεται να διαρρέουν πριν άλλες ζώνες εγκαταλείψουν την ελαστική περιοχή κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η απαίτηση αυτή μπορεί να ικανοποιηθεί εάν το όριο διαρροής του χάλυβα στις πλάστιμες ζώνες και ο σχεδιασμός του φορέα συμμορφώνονται με μια από τις ακόλουθες συνθήκες α), β) ή γ):

α) το πραγματικό μέγιστο όριο διαρροής $f_{y,max}$ του χάλυβα των ζωνών απορρόφησης ενέργειας ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση $f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$

όπου:

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής που χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό, και

f_y είναι το ονομαστικό όριο αντοχής το οποίο καθορίζεται για τον τύπο του χάλυβα.

Η τιμή η οποία αποδίδεται στο γ_{ov} για χρήση σε μία Χώρα για το έλεγχο της συνθήκης α) μπορεί να δίδεται στο Εθνικό Προσάρτημά της. Η προτεινόμενη τιμή είναι $\gamma_{ov} = 1,25$

Για χάλυβες τύπου S235 (χάλυβας των ράβδων Λ) και με $\gamma_{ov} = 1,25$ η μέθοδος αυτή δίνει μία μέγιστη τιμή του $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$.

β) ο σχεδιασμός του φορέα πραγματοποιείται βάσει ενός μόνο τύπου χάλυβα και ενός ονομαστικού ορίου διαρροής f_y για τους χάλυβες τόσο σε ζώνες απορρόφησης ενέργειας όσο και σε ζώνες χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας (μη πλάστιμες). Καθορίζεται μία ανώτερη τιμή $f_{y,max}$ για τον χάλυβα των ζωνών απορρόφησης ενέργειας. Η ονομαστική τιμή f_y των χαλύβων που καθορίζεται για ζώνες και συνδέσεις χωρίς απαιτήσεις πλαστιμότητας υπερβαίνει την ανώτερη τιμή του ορίου διαρροής $f_{y,max}$ των ζωνών απορρόφησης ενέργειας. Η συνθήκη αυτή οδηγεί φυσιολογικά στη χρήση χαλύβων του τύπου S355 για μη-πλάστιμα μέλη και μη-πλάστιμες συνδέσεις (σχεδιασμένων βάσει του f_y των χαλύβων S235) και στη χρήση χαλύβων τύπου S235 για πλάστιμα μέλη ή συνδέσεις όπου τα ανώτερα όρια διαρροής των χαλύβων του τύπου S235 περιορίζονται στο $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$.

γ) Το πραγματικό όριο διαρροής $f_{y,act}$ του χάλυβα κάθε ζώνης απορρόφησης ενέργειας προσδιορίζεται μέσω μετρήσεων και ο συντελεστής υπεραντοχής υπολογίζεται για κάθε ζώνη απορρόφησης ενέργειας ως $\gamma_{ov,act} = f_{y,act} / f_y$, με f_y να είναι το ονομαστικό όριο διαρροής του χάλυβα των ζωνών απορρόφησης ενέργειας.

Εάν οι όροι στο β του παρόντος υπο-εδαφίου ικανοποιούνται, ο συντελεστής υπεραντοχής γ_{ov} , μπορεί να λαμβάνεται ως 1,00 στους ελέγχους σχεδιασμού των δομικών στοιχείων που ορίζονται παρακάτω. Στον έλεγχο της σχέσης (6.2) για συνδέσεις, η τιμή που θα χρησιμοποιείται για τον συντελεστή υπεραντοχής γ_{ov} είναι ίδια όπως και στο (α).

Για το κτίριο μας έχουμε χρησιμοποιήσει για όλα τα υποστυλώματα και τις δοκούς, χάλυβα ποιότητας S355. Στους ελέγχους όμως που ακολουθούν και χρησιμοποιείται το γ_{ov} διαστασιολογώ με S235 στα φατνώματα με τους συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε τα υποστυλώματα και οι δοκοί να είναι ίδιας ποιότητας με τα μέλη του Λ , S235 όμως η ονομαστική τιμή f_y του χάλυβα τους υπερβαίνει την ανώτερη τιμή του ορίου διαρροής $f_{y,max}$ των συνδέσμων δυσκαμψίας. Επομένως προκύπτει τιμή $\gamma_{ov} = 1.0$ σύμφωνα με την συνθήκη (β).

5.2.2.3 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΩΝ ΓΙΑ ΠΛΑΙΣΙΑ ΜΕ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥΣ ΧΩΡΙΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ

Κριτήρια σχεδιασμού

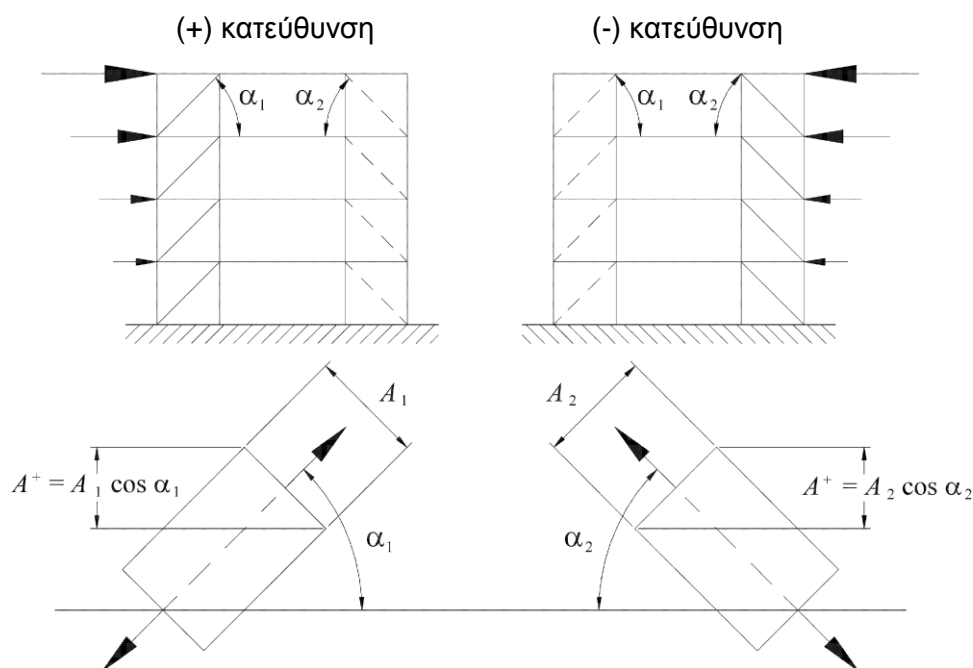
(1) Τα πλαίσια με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα θα σχεδιάζονται έτσι ώστε η διαρροή των εφελκόμενων διαγωνίων να πραγματοποιείται πριν από στην αστοχία των συνδέσεων και πριν από την διαρροή ή τον λυγισμό των δοκών ή των υποστυλωμάτων.

(2) Τα διαγώνια στοιχεία των συνδέσεων θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο ώστε ο φορέας να επιδεικνύει παρεμφερή χαρακτηριστικά καμπτικής παραμόρφωσης σε κάθε όροφο κάτω από τις εναλλασσόμενες κατευθύνσεις καταπόνησης.

Προς τούτο, θα πρέπει να ικανοποιείται ο ακόλουθος κανόνας για κάθε όροφο:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (5.1)$$

όπου A^+ και A^- είναι οι περιοχές των οριζόντιων προβολών των διατομών των εφελκόμενων διαγωνίων, όταν οι οριζόντιες σεισμικές δράσεις έχουν θετική ή αρνητική κατεύθυνση αντίστοιχα (βλέπε Σχήμα 5.1).



Σχήμα 5.2

Στην περίπτωση μας όπου έχουμε συνδέσμους δυσκαμψίας τύπου Λ χωρίς εκκεντρότητα ισχύει:

$$A^+ = A_1 \times \cos \alpha_1 \quad \text{και} \quad A^- = A_2 \times \cos \alpha_2 \quad \text{με} \quad A_1 = A_2 \quad \text{και} \quad \alpha_1 = \alpha_2 \quad \text{άρα}$$

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} = 0 < 0,05$$

Άρα την προϋπόθεση αυτή την τηρεί το κτίριο με $q=2,5$.

Ανάλυση

- (1) Τα φορτία βαρύτητας θα παραλαμβάνονται μόνο από τις δοκούς και τα υποστυλώματα χωρίς να λαμβάνονται υπόψη τα μέλη των συνδέσμων.
- (2) Οι διαγωνίαι θα λαμβάνονται υπόψη με τον ακόλουθο τρόπο σε μια ελαστική ανάλυση του φορέα για τη σεισμική δράση: στην περίπτωση πλαισίων με συνδέσμους σχήματος V, θα λαμβάνονται υπόψη τόσο οι εφελκόμενοι όσο και οι θλιβόμενοι διαγώνιοι.
- (3) Σε πλαίσια με συνδέσμους μορφής V, η αδιάστατη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ θα πρέπει να είναι μικρότερη ή ίση με το 2,0.

Έλεγχοι διαγωνίων

(1) Η ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ των διαγωνίων πρέπει να περιορίζεται σύμφωνα με τη σχέση :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}} \leq 2.0$$

όπου: A είναι το εμβαδόν της διατομής

f_y είναι το όριο διαρροής του χάλυβα

$N_{cr} = \pi^2 \cdot E \cdot I / l^2$ είναι το ιδεατό κρίσιμο φορτίο λυγισμού Euler της διαγωνίου

και l το μήκος λυγισμού της διαγωνίου

(2) Η αντοχή διαρροής $N_{pl,Rd}$ της συνολικής διατομής των διαγωνίων θα πρέπει να είναι τέτοια ώστε $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$.

(3) Σε πλαίσια με συνδέσμους μορφής V, οι θλιβόμενοι διαγώνιοι θα πρέπει να σχεδιάζονται για αντοχή σε θλίψη σύμφωνα με το EN 1993.

(4) Οι συνδέσεις των διαγωνίων με οποιοδήποτε άλλο μέλος θα πρέπει να ικανοποιούν τους κανόνες σχεδιασμού του 5.2.2.3.

5.2.2.4 ΙΚΑΝΟΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

Προκειμένου να εξασφαλιστεί πλάσιμη συμπεριφορά που προσφέρει απορρόφηση ενέργειας, πρέπει να αποφεύγεται η ψαθυρή αστοχία ή ο πρόωρος σχηματισμός ασταθών μηχανισμών. Για τον σκοπό αυτό, μπορεί να είναι αναγκαίο όπου απαιτείται από τα σχετικά μέρη του EN 1998, να χρησιμοποιείται η διαδικασία ικανοτικού σχεδιασμού, η οποία χρησιμοποιείται για να οδηγήσει στην ιεράρχηση αντοχών των διάφορων φερόντων στοιχείων και μορφών αστοχίας η οποία είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση ενός κατάλληλου πλαστικού μηχανισμού και για την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας. Πιο συγκεκριμένα είναι η μέθοδος σχεδιασμού κατά την οποία επιλέγονται στοιχεία του στατικού συστήματος, τα οποία μελετώνται κατάλληλα και οι λεπτομέρειές τους διαμορφώνονται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να απορροφούν ενέργεια υπό μεγάλες παραμορφώσεις ενώ σε όλα τα υπόλοιπα φέροντα στοιχεία παρέχεται επαρκής αντοχή ώστε να εξασφαλίζεται ο προβλεπόμενος τρόπος απορρόφησης ενέργειας. Δηλαδή οι δοκοί, τα υποστυλώματα και οι συνδέσεις συμπεριφέρονται ως οιονεί ελαστικά και διαστασιολογούνται με δυνάμεις ικανοτικού σχεδιασμού.

Εάν οι ζώνες απορρόφησης ενέργειας βρίσκονται σε μέλη του φορέα, όπως στην περίπτωση μας στους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, τα μη-πλάστιμα μέλη και οι συνδέσεις των πλάστιμων μελών με τον υπόλοιπο φορέα θα διαθέτουν επαρκή υπεραντοχή, έτσι ώστε να επιτρέπουν την ανάπτυξη διαρροής σε ανακυκλική φόρτιση. Στους ελέγχους ικανοτικού σχεδιασμού που ακολουθούν η πιθανότητα το πραγματικό όριο διαρροής να είναι μεγαλύτερο από το ονομαστικό όριο διαρροής, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή υπεραντοχής υλικού γ_{ov} (βλέπε 5.2.2.2).

Δοκοί και υποστυλώματα

Οι δοκοί και τα υποστυλώματα με αξονικές δυνάμεις θα πρέπει αν πληρούν την ακόλουθη απαίτηση ελάχιστης αντοχής:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (5.2)$$

όπου

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ είναι η αντοχή σχεδιασμού σε λυγισμό της δοκού ή του υποστυλώματος σύμφωνα με το EN 1993, η οποία λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση της αντοχής σε λυγισμό με την ροπή κάμψης M_{Ed} , τη ροπή σχεδιασμού στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,G}$ είναι η αξονική δύναμη στην δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται σε μη-σεισμικές δράσεις οι οποίες συμπεριλαμβάνονται στον συνδυασμό των δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού,

$N_{Ed,E}$ είναι η αξονική δύναμη στη δοκό ή το υποστυλώμα που οφείλεται στην σεισμική δράση σχεδιασμού,

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής με τιμή 1.00 (βλέπε 5.2.2.2)

Ω είναι η ελάχιστη τιμή του $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ για όλες τις διαγώνιους του πλαισιακού συστήματος συνδέσμων, όπου

$N_{pl,Rd,i}$ είναι η αντοχή σχεδιασμού της διαγωνίου i ,

$N_{Ed,i}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αξονικής δύναμης στην ίδια διαγώνιο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Στην περίπτωση μελέτης του κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς $\alpha=2,5$, ο ικανοτικός σχεδιασμός χρησιμοποιείται για την διαστασιολόγηση δοκών και υποστυλωμάτων τα οποία βρίσκονται σε φαντώματα με συνδέσμους δυσκαμψίας.

Για να διαστασιολογήσουμε τα μέλη βάση ικανοτικού σχεδιασμού χρησιμοποιήσαμε το πρόγραμμα SAP . Μόνο γι' αυτή την περίπτωση εισήχθη στο πρόγραμμα ποιότητα χάλυβα S235 για τα υποστυλώματα και τις δοκούς στα πλαίσια με συνδέσμους δυσκαμψίας ώστε ο συντελεστής να είναι $\gamma_{ov}=1.00$. Επίσης οι τιμές των Ω που χρησιμοποιήσαμε ήταν αυτές που θεωρήθηκαν κρισιμότερες, μία για τους συνδέσμους κατά την διεύθυνση X του φορέα Ω_1 και μία γι' αυτούς κατά την διεύθυνση Y του φορέα Ω_2 . Κρισιμότερες τιμές θεωρήθηκαν αυτές των συνδέσμων του πρώτου ορόφου και προέκυψαν ως εξής

Κατά ΧΖ

HEA 160

$$N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{38,77 \cdot 23,5}{1.00} = 911 \text{KN}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{pl}}{N_{Edmax}} = 911 / 355 = 2,57$$

Κατά ΥΖ

HEA 200

$$N_{pl} = 1265$$

$$\Omega_2 = \frac{N_{pl}}{N_{Edmax}} = 1265 / 600 = 2,1$$

Όπου: N_{Edmax} είναι η τιμή της αξονικής δύναμης που δέχεται το μέλος του συνδέσμου δυσκαμψίας που καταπονείται περισσότερο.

Οι συνδυασμοί που χρησιμοποιήθηκαν ήταν οι εξής:

ΚΑΤΑ ΧΖ

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_1(E_x + 0,3E_y)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_1(E_x - 0,3E_y)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_1(-E_x - 0,3E_y)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_1(-E_x + 0,3E_y)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_1(E_y + 0,3E_x)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_1(E_y - 0,3E_x)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_1(-E_y - 0,3E_x)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_1(-E_y + 0,3E_x)$$

ΚΑΤΑ ΥΖ

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_2(E_x + 0,3E_y)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_2(E_x - 0,3E_y)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_2(-E_x - 0,3E_y)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_2(-E_x + 0,3E_y)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_2(E_y + 0,3E_x)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_2(E_y - 0,3E_x)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_2(-E_y - 0,3E_x)$$

$$G+0,3Q + 1,1\gamma_{ov}\Omega_2(-E_y + 0,3E_x)$$

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του ικανοτικού σχεδιασμού διαστασιολογήθηκαν τα υποστυλώματα του φορέα με συντελεστή συμπεριφοράς $q=2,5$. Χρησιμοποιήθηκε ενιαία διατομή για τα υποστυλώματα ΗΕΑ360, η οποία καθορίστηκε από το υποστύλωμα με την δυσμενέστερη φόρτιση. Αυτό είναι το ακραίο υποστύλωμα του 1^{ου} ορόφου που ανήκει στο πλαίσιο 3 κατά Χ και Α κατά Υ και δυσμενέστερος συνδυασμός γι' αυτό είναι ο $G+0,3Q+1,1\gamma_{ov}\Omega_1(EY-0,3EX)$

ΔΟΚΟΙ

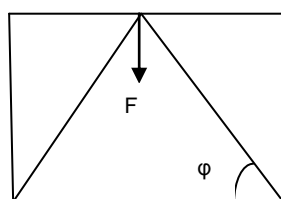
Σε πλαίσια με συνδέσμους μορφής V, οι δοκοί θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να ανθίστανται :

- Σε όλες τις μη-σεισμικές δράσεις χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η ενδιάμεση στήριξη που παρέχεται από τις διαγώνιους,
- Τα εντατικά μεγέθη που οφείλονται στην επιπλέον κατακόρυφη σεισμική δράση που εφαρμόζεται στη δοκό από τους συνδέσμους μετά τον λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου. Το εντατικά αυτά μεγέθη υπολογίζονται χρησιμοποιώντας το $N_{pl,Rd}$ για τον εφελκύμενο σύνδεσμο και το $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$ για τον θλιβόμενο σύνδεσμο.

Ο συντελεστής γ_{pb} χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της αντοχής μετά τον λυγισμό των θλιβόμενων διαγωνίων. Η τιμή η οποία αποδίδεται στο γ_{pb} για χρήση σε μια χώρα μπορεί να συμπεριλαμβάνεται στο Εθνικό της Προσάρτημα στο παρόν κείμενο. Η προτεινόμενη τιμή είναι 0,3.

Θεωρούμε ότι η επιπλέον κατακόρυφη σεισμική δράση μπορεί να ληφθεί

ως $0,7F$



Σχήμα 5.3 :Παρουσίαση φορτίου F

$$F = N_{pl} \sin \varphi$$

$$\delta = \sqrt{3^2 + 3,2^2} = 4,386$$

$$\sin \varphi = \frac{v}{\delta} = \frac{3,2}{4,386} = 0,7295$$

Και σε αυτήν την περίπτωση διαστασιολογήσαμε τον φορέα με την βοήθεια του προγράμματος SAP. Δημιουργήσαμε έναν φορέα χωρίς τους συνδέσμους δυσκαμψίας όπου στις κύριες δοκούς των φατνωμάτων στις οποίες συνδέονταν τα Λ ασκήσαμε στο σημείο εκείνο το συγκεντρωμένο φορτίο:

Κατά ΧΖ

$$P = 0,7 \times N_{plx} \sin\varphi = 0,7 \cdot 911 \cdot 0,73 = 465,52 \text{KN}$$

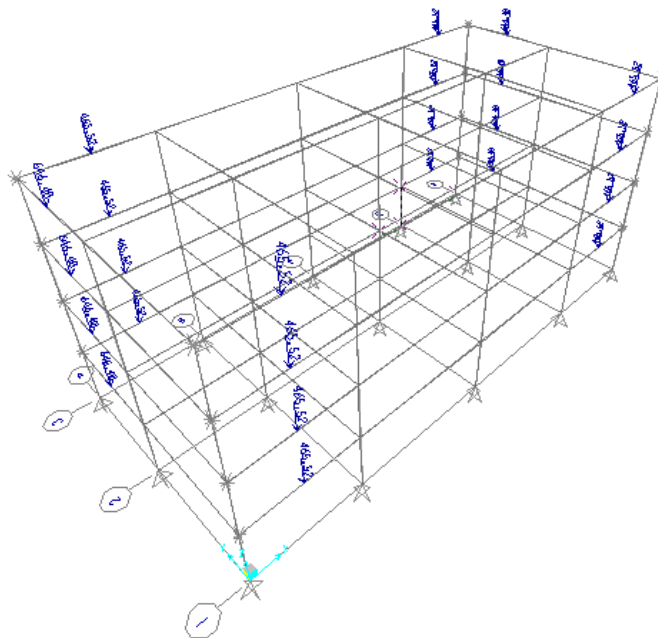
Κατά ΥΖ

$$P = 0,7 \times N_{ply} \sin\varphi = 0,7 \cdot 1265 \cdot 0,73 = 646,4 \text{KN}$$

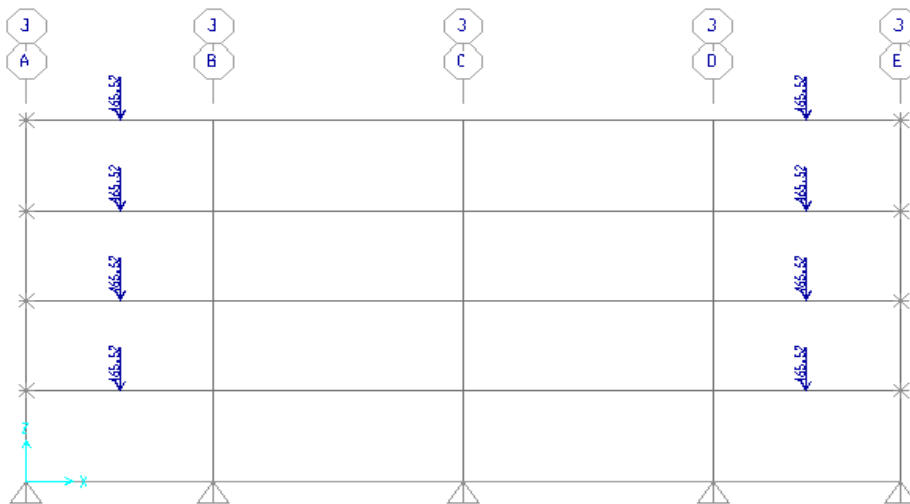
Και διαστασιολογήσαμε με βάση τον συνδυασμό:

$$G+0,3Q+P$$

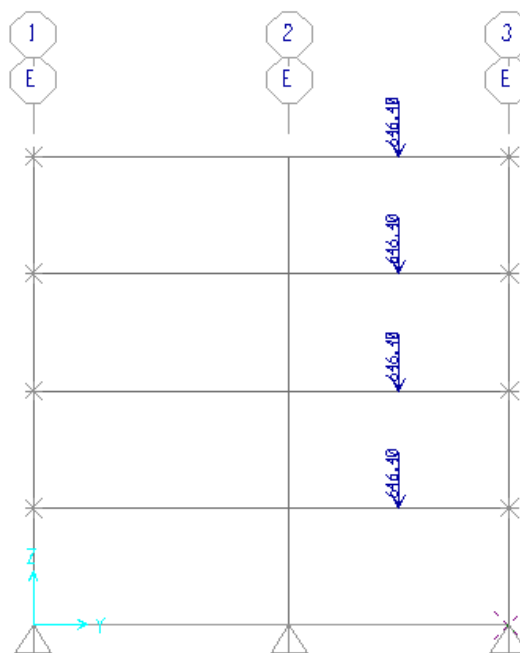
Με βάση αυτή την περίπτωση διαστασιολογήθηκαν οι κύριες δοκοί στις οποίες βαίνουν οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας καθώς ήταν η δυσμενέστερη φόρτιση γι' αυτές.



Σχήμα 5.4 : Παρουσίαση επιπλέον κατακόρυφης σεισμικής δράσης



Σχήμα 5.5 : Παρουσίαση επιπλέον κατακόρυφης σεισμικής δράσης κατά x



Σχήμα 5.5 : Παρουσίαση επιπλέον κατακόρυφης σεισμικής δράσης κατά y

5.3 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

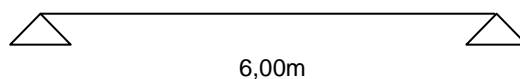
Ενδεικτικά γίνονται οι εξής διαστασιολογήσεις κύριων δοκών:

α) ΗΕΑ340 (κατά $x'x$ με συνδέσμους δυσκαμψίας) ενδιάμεση μήκους 6m

β) ΗΕΑ400 (κατά $y'y$ με συνδέσμους δυσκαμψίας) ενδιάμεση μήκους 6m

ΗΕΑ 340

α) Στατικό μοντέλο



β) Υπολογισμοί

Γεωμετρία

$$h = 330mm \quad i_y = 14,40cm$$

$$b = 300mm \quad i_z = 7,46cm$$

$$t_w = 9,5mm \quad I_t = 127,2cm^4$$

$$t_f = 16,5mm \quad I_w = 1824000cm^6$$

$$d = 243mm \quad w_{el,y} = 1678,0cm^3$$

$$A = 133,5cm^2 \quad w_{el,z} = 495,7cm^3$$

$$A_{vz} = 44,95cm^2 \quad w_{pl,y} = 1850cm^3$$

$$r = 27mm \quad w_{pl,z} = 755,9cm^3$$

$$I_y = 27690,0cm^4$$

$$I_z = 7436cm^4$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{243}{9,5} = 25,58 < 72 \times \varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(300-9,5)/2]-27}{16,5} = 7,17 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Φορτία για δοκό στην οροφή

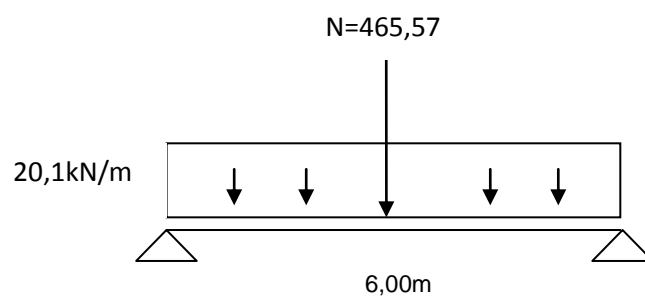
- Πλάτος επιρροής ($b_{\text{επιρ}}$) : $b_{\text{επιρ}} = 3 \text{ m}$
- Ι.β. σκυροδέματος : $h_c = 15 \text{ cm}$
 $g_c = 3 \cdot 0,15 \cdot 25 = 11,25 \text{ kN/m}$
- Ι.β. μεταλλικής δοκού :
 $g_a = 105,0 \text{ kg/m} = 1,05 \text{ kN/m}$
- Λοιπά μόνιμα: 2 kN/m^2
 $g_p = 2 \cdot 3 = 6,0 \text{ kN/m}$
- Κινητά : 2 kN/m^2
 $q = 2 \cdot 3 = 6,0 \text{ kN/m}$
- Συγκεντρωμένο $N = 465,57 \text{ kN}$

Ολικά μόνιμα:

$$g_{\text{ολ}} = (g_c + g_a + g_p) = 11,25 + 1,05 + 6 = 18,3 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος στον σεισμικό συνδυασμό G+0,3Q

$$q_{sd} = 1,00 \times g_{\text{ολ}} + 0,3q = 1,00 \times 18,3 + 0,3 \times 6,0 = 20,1 \text{ kN/m}$$



- Στατική επίλυση ράβδου

Αντιδράσεις: $R=293,1\text{kN}$

$$V_{Ed} = 293,1 - 20,1 \times 3 = 232,8\text{kN}$$

$$M_{y,Ed} = 293,1 \times 3 - 20,1 \times 3 \times 3 / 2 = 788,85\text{kNm}$$

- Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 232,8\text{kN}$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_a} = \frac{1,04 \times 33 \times 0,95 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 607,5\text{kN} > V_{z,Ed} = 232,8\text{kN}$$

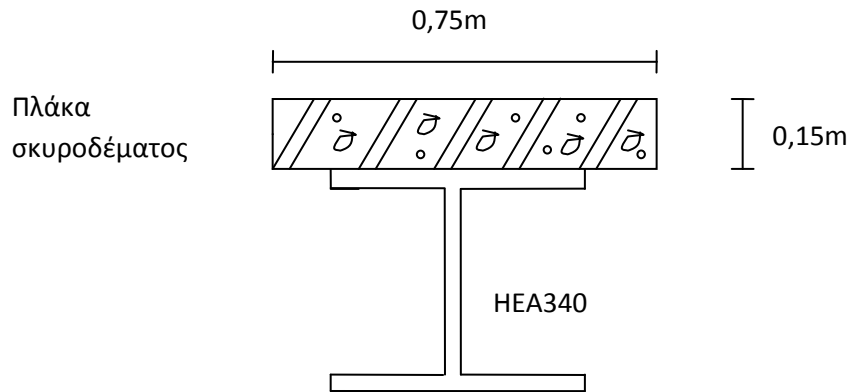
$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{y,Ed} = 788,85\text{kNm}$$

Για συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος $b_{\text{eff}} = l/8 = 6/8 = 0,75\text{m}$, η πλαστική ροπή αντοχής σύμφωνα με τον αναλυτικό υπολογισμό που έγινε με την βοήθεια του προγράμματος **SOFISTIK** ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = 906,51\text{kN}\cdot\text{m}$$



$$M_{y,Ed} < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

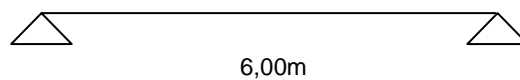
Στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να επιδρά επί της ροπής αντοχής αφού μέρος της διατομής αναλύσκεται στην παραλαβή της τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι μικρότερη από την μισή πλαστική διατμητική αντοχή η επίδρασή της στην ροπή αντοχής αμελείται.

$$V_{pl,z,Rd}/2=303,75\text{kN} > V_{z,Ed}=232,8\text{kN}$$

Άρα μπορεί να αμεληθεί η επίδραση της τέμνουσας στην ροπή αντοχής.

HEA 400

α) Στατικό μοντέλο



β) Υπολογισμοί

Γεωμετρία

$$h = 390\text{mm} \quad i_y = 16,84\text{cm}$$

$$b = 300\text{mm} \quad i_z = 7,34\text{cm}$$

$$t_w = 11,0\text{mm} \quad I_t = 189,00\text{cm}^4$$

$$t_f = 19,0\text{mm} \quad I_w = 2942000\text{cm}^6$$

$$d = 298\text{mm} \quad w_{el,y} = 2311,0\text{cm}^3$$

$$A = 159,00\text{cm}^2 \quad w_{el,z} = 570,9\text{cm}^3$$

$$A_{vz} = 57,33\text{cm}^2 \quad w_{pl,y} = 2562\text{cm}^3$$

$$r = 27\text{mm} \quad w_{pl,z} = 872,9\text{cm}^3$$

$$I_y = 45070,0\text{cm}^4$$

$$I_z = 8564\text{cm}^4$$

Κατάταξη διατομής

- Κορμός

$$\frac{c}{t_w} = \frac{298}{11} = 27,09 < 72 \times \varepsilon = 72 \times 0,81 = 58,32 \rightarrow \text{Κατηγορία 1}$$

- Πέλιμα

$$\frac{c}{t_f} = \frac{[(b-t_w)/2]-r}{t_f} = \frac{[(300-11)/2]-27}{19} = 6,18 < 9 \times \varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29 \rightarrow$$

Κατηγορία 1

Άρα η διατομή ανήκει στην κατηγορία 1.

Φορτία για δοκό στην οροφή

- Πλάτος επιρροής ($b_{επιρ}$) : $b_{επιρ} = 1,0 \text{ m}$
- Ι.β. σκυροδέματος : $h_c = 15 \text{ cm}$
 $g_c = 1,0 \cdot 0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}$
- Ι.β. μεταλλικής δοκού :
 $g_a = 125 \text{ kg/m} = 1,25 \text{ kN/m}$
- Λοιπά μόνιμα: 2 kN/m^2
 $g_p = 2 \cdot 1 = 2,0 \text{ kN/m}$
- Κινητά : 2 kN/m^2

$$q=2 \cdot 1=2,0 \text{ kN/m}$$

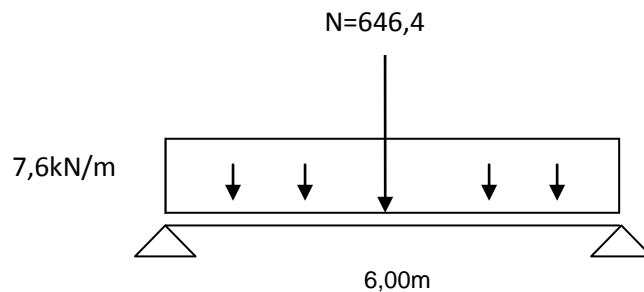
- Συγκεντρωμένο $N=646,4 \text{ kN}$

Ολικά μόνιμα:

$$g_{ολ} = (g_c + g_a + g_p) = 2+1,25+3,75= 7 \text{ kN/m}$$

Έλεγχος στον σεισμικό συνδυασμό $G+0,3Q+N$

$$q_{sd} = 1,00 \times g_{ολ} + 0,3q = 1,00 \times 7,0 + 0,3 \times 2,0 = 7,6 \text{ kN/m}$$



- Στατική επίλυση ράβδου

Αντιδράσεις: $R=346 \text{ kN}$

$$V_{Ed} = 346 - 7,6 \times 3 = 323,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 346 \times 3 - 7,6 \times 3 \times 3/2 = 1003,8 \text{ kNm}$$

- Έλεγχος σε τέμνουσα

$$V_{z,Ed} = 323,2 \text{ kN}$$

Η πλαστική τέμνουσα αντοχής ισούται με :

$$V_{pl,z,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_a} = \frac{1,04 \times 39 \times 1,1 \times 35,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 831,32 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 323,2 \text{ kN}$$

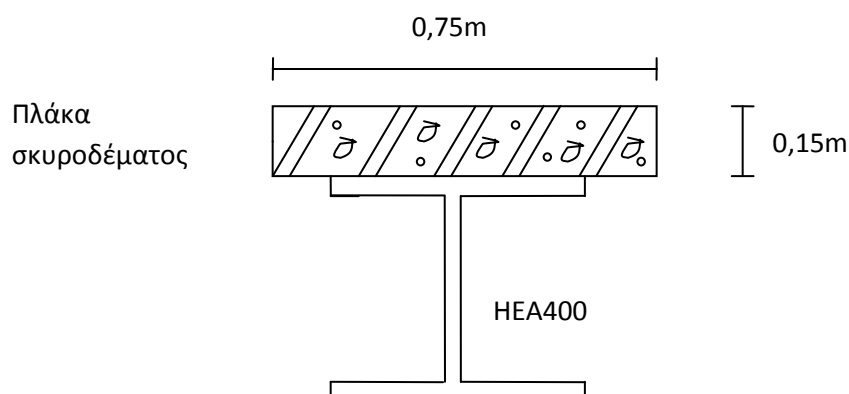
$$V_{z,Ed} < V_{pl,z,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

- Έλεγχος σε κάμψη

$$M_{y,Ed} = 1003,8 \text{ kNm}$$

Για συνεργαζόμενο πλάτος πλάκας σκυροδέματος $b_{\text{eff}} = l/8 = 6/8 = 0,75 \text{ m}$, η πλαστική ροπή αντοχής σύμφωνα με τον αναλυτικό υπολογισμό που έγινε με την βοήθεια του προγράμματος **SOFISTIK** ισούται με :

$$M_{pl,y,Rd} = 1211,28 \text{ kN}\cdot\text{m}$$



$$M_{y,Ed} < M_{pl,y,Rd} \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Στην ίδια διατομή με την καμπτική ροπή συνυπάρχει σημαντική τέμνουσα δύναμη η οποία μπορεί να επιδρά επί της ροπής αντοχής αφού μέρος της διατομής αναλύσκειται στην παραλαβή της τέμνουσας. Όταν η τέμνουσα είναι μικρότερη από την μισή πλαστική διατμητική αντοχή η επίδρασή της στην ροπή αντοχής αμελείται.

$$V_{pl,z,Rd}/2 = 303,75 \text{ kN} > V_{z,Ed} = 232,8 \text{ kN}$$

Άρα μπορεί να αμεληθεί η επίδραση της τέμνουσας στην ροπή αντοχής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 : ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΜΕΛΩΝ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

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 τον λόγο οι συνδέσεις με πλήρη συγκόλληση ή με συνδυασμό συγκόλλησης και κοχλίωσης αποτελούν την πιο διαδεδομένη μορφή συνδέσεων.

6.2.ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Η διαμόρφωση των κόμβων της κατασκευής εξαρτάται από τη διατομή των προς σύνδεση στοιχείων(δοκών, υποστυλωμάτων) και την επιθυμητή συμπεριφορά τους σε σχέση με την αντοχή και τη δυσκαμψία τους. Η διάκριση γίνεται ως προς τον τρόπο σύνδεσης της σιδηροδοκού. Η σύνδεση μπορεί να είναι συγκολλητή, με μετωπικές πλάκες, με εγκάρσια συγκολλητά στο πέλμα του υποστυλώματος ελάσματα, με χρήση γωνιακών, με απλή έδραση των σιδηροδοκών επί συγκολλητών

χαλύβδινων τάκων ή χωρίς καμία σύνδεση των σιδηροδοκών. Τα παραπάνω αποτελούν μόνο παραδείγματα συνδέσεων, δεδομένου ότι υπάρχει μια μεγάλη ποικιλία διαμόρφωσης κόμβων για τις διάφορες περιπτώσεις.

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

Στην παρούσα διπλωματική εργασία έχουμε θεωρήσει ότι οι διαδοκίδες κατά γ'γ συνδέονται αρθρωτά με τις κύριες δοκούς κατά χ'χ, ενώ οι εσωτερικές και εξωτερικές δοκοί κατά γ'γ συνδέονται με αρθρώσεις με τα υποστυλώματα. Επίσης οι κύριες δοκοί κατά χ'χ συνδέονται με τα υποστυλώματα με αρθρώσεις ενώ τα υποστυλώματα θεωρούνται αμφίπακτα εκτός του πρώτου ορόφου όπου η έδρασή του θεωρείται ως άρθρωση.

Οι τυπικές κατηγορίες συνδέσεων που συναντώνται σε ένα μεταλλικό κτήριο φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα :

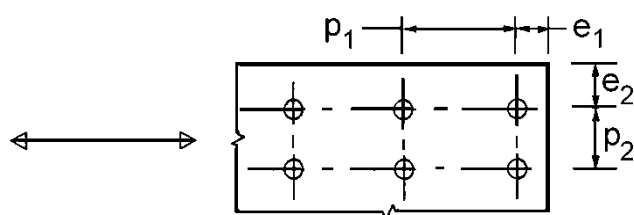
Πίνακας 6.1: Κατηγορίες συνδέσεων

A. Ημιάκαμπτες συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα	
A.1 Συγκολλητές	Η δοκός συγκολλάται στο πέλημα του υποστυλώματος.
A.2 Κοχλιωτές	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στο πέλημα του υποστυλώματος.
B. Αρθρωτές συνδέσεις δοκού σε υποστύλωμα & δοκού σε δοκό	
B.1 Μέσω ζεύγους γωνιακού	Ζεύγος γωνιακών που κοχλιώνεται στη δοκό και στο πέλημα/κορμό του υποστυλώματος/κύριας δοκού.
B.2 Μέσω μετωπικής πλάκας	Η δοκός συγκολλάται στη μετωπική πλάκα. Η μετωπική πλάκα κοχλιώνεται στον κορμό ή στο πέλημα 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 δικτυώματος	
Δ.1 Συγκολλητός/Γωνιακών	Γωνιακά συγκολλούνται σε κομβοέλασμα.
Δ.2 Κοχλιωτός/Γωνιακών	Γωνιακά κοχλιώνονται σε κομβοέλασμα.
Δ.3 Συγκολλητός/Κοιλοδοκών	Συγκόλληση μεταξύ κοιλοδοκών.
Ε. Έδραση υποστυλώματος	
E.1 Αρθρωτή/Γωνιακού	Έδραση γωνιακού μέσω τεσσάρων αγκυρίων.
E.2 Πάκτωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.3 Άρθρωση	Έδραση διατομών τύπου I ή H.
E.4 Άρθρωση μέσω γωνιακών	Έδραση διατομών τύπου I ή H μέσω γωνιακών.

σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3 – Μέρος 1.8 οι αποστάσεις των κοχλιών μεταξύ τους αλλά και από τα άκρα πρέπει να βρίσκονται μέσα σε επιτρεπτά όρια τα οποία δίνονται στον ακόλουθο πίνακα :

Πίνακας 6.2: Ελάχιστα και μέγιστα αποστάσεων μέσω συνδέσεως

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

Συμβολισμοί για τις αποστάσεις των μέσων συνδέσεως

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των κοχλιών μεταβάλλονται ανάλογα με την ποιότητα τους όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

Πίνακας 6.3: Ποιότητες κοχλιών και μηχανικά χαρακτηριστικά

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

Διάμετροι οπών

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

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

M27-M36 $d_0 = d + 3\text{mm}$

Πίνακας 6.4: 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:</p> <ul style="list-style-type: none"> - για ποιότητες 4.6, 5.6 and 8.8: $\alpha_v = 0,6$ - για ποιότητες 4.8, 5.8, 6.8 and 10.9: $\alpha_v = 0,5$ <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> <ul style="list-style-type: none"> - όπου $\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1,0 \right)$ - για ακραίους κοχλίες: $k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$ - για μεσαίους κοχλίες: $k_1 = \min \left(1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5 \right)$ 	
Αντοχή κοχλία σε εφελκυσμό ²⁾	<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	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0$	

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

6.3 ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΕΙΣ

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:

$$L = 2 \times l_w + 2 \times l_{f,ex} + 4 \times l_{f,in}$$

Έλεγχος μήκους συγκόλλησης κορμού:

$$l_w > \max(30\text{mm} ; 6a)$$

Έλεγχος μήκους συγκόλλησης πέλματος

$$l_{f,in} > \max(30\text{mm} ; 6a)$$

όπου a = πάχος συγκόλλησης

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

$$3\text{mm} < a < 0,70 \times t_{\min}$$

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:

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a$$

Όπου η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση $f_{vw,d}$ της συγκόλλησης δίνεται από την σχέση:

$$\frac{f_u \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

όπου:

f_u η ονομαστική εφελκυστική αντοχή του ασθενέστερου από τα συνδεόμενα μέρη

β_w συντελεστής συσχέτισης του Πίνακα 6.5

Πίνακας 6.5 συντελεστής συσχέτισης β_w εξωραφών

Ποιότητα χάλυβα	S235	S275	S355	S420,S460
Συντελεστής συσχέτισης β_w	0,8	0,85	0,9	1,0

6.4 ΚΑΝΟΝΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΙΑ ΣΥΝΔΕΣΕΙΣ ΣΕ ΖΩΝΕΣ ΑΠΟΔΟΣΗΣ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

(1) 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.

(2) Οι μη πλάστιμες συνδέσεις πλάστιμων μελών, οι οποίες πραγματοποιούνται μέσω συγκολλήσεων άκρου πλήρους διείδυσης θεωρούνται ότι ικανοποιούν το κριτήριο της υπεραντοχής.

(3) Για συγκόλληση με παράθεση ή κοχλιωτές μη πλάστιμες συνδέσεις, θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (6.1)$$

όπου

R_d είναι η αντοχή της σύνδεσης σύμφωνα με το EN 1993

R_{fy} είναι η πλαστική αντοχή του συνδεομένου πλάστιμου μέλους η οποία βασίζεται στην τάση διαρροής σχεδιασμού του υλικού όπως ορίζεται στο EN 1993.

γ_{ov} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής 1,25 (βλέπε 5.2.2.2 (2α))

6.5 ΑΝΤΟΧΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

Όσον αφορά τα (σεισμικά) εντατικά μεγέθη για τα στοιχεία θεμελίωσης θα υπολογίζονται βάσει αποτιμήσεων ικανοτικού σχεδιασμού που λαμβάνουν υπόψη την ανάπτυξη πιθανής υπεραντοχής, αλλά δεν χρειάζεται να υπερβαίνουν τα εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις που αντιστοιχούν στην απόκριση του φορέα υπό την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού με υπόθεση ελαστικής συμπεριφοράς ($q = 1,0$). Επίσης εάν τα εντατικά μεγέθη για την θεμελίωση έχουν καθοριστεί με χρήση της τιμής του συντελεστή συμπεριφοράς q που εφαρμόζεται σε φορείς χωρίς απαιτήσεις απόσβεσης όπως στην περίπτωση του κτιρίου μας με $q=1,5$ δεν απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός.

Για τις θεμελιώσεις των υποστυλωμάτων στον φορέα με $q=2,5$ απαιτείται ικανοτικός σχεδιασμός και οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών E_{Fd} στην θεμελίωση υπολογίζονται ως εξής:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E} \quad (6.2)$$

Όπου:

- γ_{Rd} είναι ο συντελεστής υπεραντοχής, που λαμβάνεται σαν ίσος με 1,0 για $q \leq 3$, ή 1,2 κάθε άλλη περίπτωση
- $E_{F,G}$ είναι τα εντατικά μεγέθη που οφείλονται στις μη-σεισμικές δράσεις που περιλαμβάνονται στον συνδυασμό δράσεων για την σεισμική κατάσταση σχεδιασμού (G+0,3Q)
- $E_{F,E}$ είναι τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν από την ανάλυση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού, και
- 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 την μέγιστη επίδραση στο υπό εξέταση εντατικό μέγεθος E_F . Όπου:
- R_{di} είναι η αντοχή σχεδιασμού της σχετικής περιοχής απόδοσης ενέργειας ή του σχετικού στοιχείου i και
- E_{di} είναι η τιμή σχεδιασμού του εντατικού μεγέθους στην σχετική περιοχή απόδοσης ενέργειας ή στο σχετικό στοιχείο i στην σεισμική κατάσταση σχεδιασμού.

Για θεμελιώσεις υποστυλωμάτων πλαισίων με κεντρικούς δικτυωτούς συνδέσμους Ω είναι η ελάχιστη τιμή του λόγου $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ σε όλες τις πλάστιμες διαγώνιους του δικτυωτού συνδέσμου.

Στην περίπτωση μας η τιμή του Ω που χρησιμοποιώ είναι η ελάχιστη από

$$\left. \begin{array}{l} \Omega_x = 2,57 \\ \Omega_y = 2,10 \end{array} \right\} \Omega = 2,1 \leq q = 2,5$$

6.6 ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ

Ενδεικτικά θα γίνουν και στα δύο κτίρια οι εξής έλεγχοι:

- 1) Έλεγχος σύνδεσης συνδέσμων δυσκαμψίας με κύρια δοκό..
- 2) Έδραση υποστυλωμάτων

6.6.1 ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΩΝ

Κτίριο όπου $q=1,5$

Για όλα τα υποστυλώματα θα χρησιμοποιηθεί κοινό πάχος συγκόλλησης $a=3\text{mm}$.

Ενδεικτικά θα πραγματοποιηθεί έλεγχος για το υποστύλωμα του πλαισίου 3 κατά την διεύθυνση x και A κατά την διεύθυνση y .

Διατομή HEA320

Γεωμετρία

$$h = 310\text{mm} \quad i_y = 13,58\text{cm}$$

$$b = 300\text{mm} \quad i_z = 7,49\text{cm}$$

$$t_w = 9,0\text{mm} \quad I_t = 108,00\text{cm}^4$$

$$t_f = 15,50\text{mm} \quad I_w = 1512000\text{cm}^6$$

$$d = 225\text{mm} \quad w_{el,y} = 1479,0\text{cm}^3$$

$$A = 124,40\text{cm}^2 \quad w_{el,z} = 465,7\text{cm}^3$$

$$A_{vz} = 41,13\text{cm}^2 \quad w_{pl,y} = 1628\text{cm}^3$$

$$r = 27\text{mm} \quad w_{pl,z} = 709,7\text{cm}^3$$

$$I_y = 22930,0\text{cm}^4$$

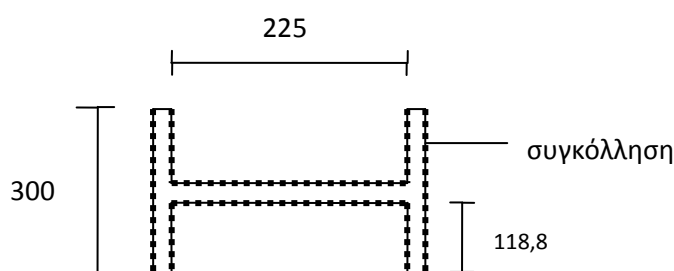
$$I_z = 6985\text{cm}^4$$

Θεωρώ ότι η συγκόλληση στον κορμό της διατομής έχει μήκος ίσο με το ευθύγραμμο τμήμα του κορμού $d=225mm$ και ότι το μήκος της συγκόλλησης εσωτερικά των πελμάτων είναι ίσο με το ευθύγραμμο τμήμα των πελμάτων, δηλαδή :

$$l_{f,in} = 0,5 \times (b - t_w - 2r) = 0,5 \times (300mm - 9mm - 2 \times 27) = 118,8mm$$

Το μήκος της συγκόλλησης εξωτερικά των πελμάτων θεωρείται ίσο με το μήκος των πελμάτων, δηλαδή:

$$l_{f,ex} = 300mm$$



Σχήμα 6.1: συγκόλληση πλάκας έδρασης με υποστύλωμα HEA320 (διαστάσεις σε mm)

Έλεγχος μήκους συγκόλλησης

Το συνολικό μήκος της συγκόλλησης είναι:

$$L = 2 \times l_w + 2 \times l_{f,ex} + 4 \times l_{f,in} = 2 \times 225 + 2 \times 300 + 4 \times 118,8 = 1525,2mm$$

Συγκόλληση στον κορμό: $l_w = 225 mm > \max(30mm ; 6a) =$

$$\max(30mm ; 18mm) = 30mm$$

Συγκόλληση στα πέλματα: $l_{f,in} = 118,8 > \max(30mm ; 6a) =$

$$\max(30mm ; 18mm) = 30mm$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

Πάχος συγκόλλησης $a = 3mm = 0,3cm < 0,70 \times t_{min} = 0,70 \times 0,9 = 0,63cm$

Ορθή τάση στην συγκόλληση κορμού και πελμάτων

Εφελκυστική δύναμη στην συγκόλληση $P = 990KN$

Η ορθή τάση που προκαλεί στην συγκόλληση η δύναμη αυτή είναι ίση με:

$$\sigma = \frac{P}{L \cdot a} = \frac{990}{152,52 \cdot 0,3} = 21,6 \text{KN/cm}^2$$

Αντοχή συγκολλήσεων

$$\sigma < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2} \sqrt{3}} \quad \text{όπου } \beta_w = 0,9 \text{ για S355}$$

$$\sigma < \frac{51,0 \text{KN/cm}^2}{0,9 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 26,17 \text{KN/cm}^2 \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

Κτήριο όπου $q=2,5$

Για όλα τα υποστυλώματα θα χρησιμοποιηθεί κοινό πάχος συγκόλλησης $a=6\text{mm}$.

Ενδεικτικά θα πραγματοποιηθεί έλεγχος για το υποστύλωμα του πλαισίου 3 κατά την διεύθυνση x και A κατά την διεύθυνση y .

ΔΙΑΤΟΜΗ HEA360

Γεωμετρία

$$h = 350 \text{mm} \quad i_y = 15,22 \text{cm}$$

$$b = 300 \text{mm} \quad i_z = 7,43 \text{cm}$$

$$t_w = 10,00 \text{mm} \quad I_t = 148,80 \text{cm}^4$$

$$t_f = 17,50 \text{mm} \quad I_w = 2177000 \text{cm}^6$$

$$d = 261 \text{mm} \quad w_{el,y} = 1891 \text{cm}^3$$

$$A = 142,8 \text{cm}^2 \quad w_{el,z} = 525,8 \text{cm}^3$$

$$A_{vz} = 48,96 \text{cm}^2 \quad w_{pl,y} = 2088 \text{cm}^3$$

$$r = 27 \text{mm} \quad w_{pl,z} = 802,3 \text{cm}^3$$

$$I_y = 33090,0 \text{cm}^4$$

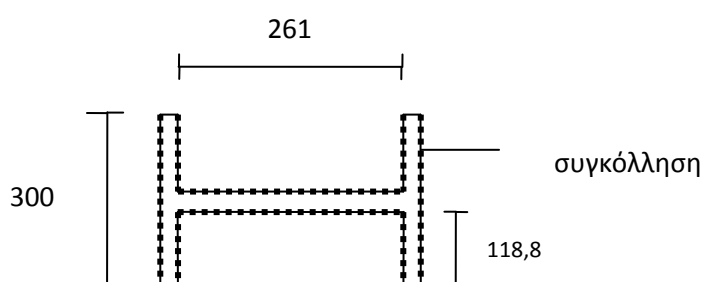
$$I_z = 7887 \text{cm}^4$$

Θεωρώ ότι η συγκόλληση στον κορμό της διατομής έχει μήκος ίσο με το ευθύγραμμο τμήμα του κορμού $d=261mm$ και ότι το μήκος της συγκόλλησης εσωτερικά των πελμάτων είναι ίσο με το ευθύγραμμο τμήμα των πελμάτων, δηλαδή :

$$l_{f,in} = 0,5 \times (b - t_w - 2r) = 0,5 \times (300mm - 10mm - 2 \times 27) = 118mm$$

Το μήκος της συγκόλλησης εξωτερικά των πελμάτων θεωρείται ίσο με το μήκος των πελμάτων, δηλαδή:

$$l_{f,ex} = 300mm$$



Σχήμα 6.2: συγκόλληση πλάκας έδρασης με υποστύλωμα HEA360 (διαστάσεις σε mm)

Έλεγχος μήκους συγκόλλησης

Το συνολικό μήκος της συγκόλλησης είναι:

$$L = 2 \times l_w + 2 \times l_{f,ex} + 4 \times l_{f,in} = 2 \times 261 + 2 \times 300 + 4 \times 118 = 1594mm$$

Συγκόλληση στον κορμό: $l_w = 261 \text{ mm} > \max(30mm ; 6a) =$

$$\max(30mm ; 36mm) = 36mm$$

Συγκόλληση στα πέλματα: $l_{f,in} = 118 > \max(30mm ; 6a) =$

$$\max(30mm ; 36mm) = 36mm$$

Έλεγχος πάχους συγκόλλησης

Πάχος συγκόλλησης $0,3cm < a = 0,6cm < 0,70 \times t_{min} = 0,70 \times 1 = 0,7cm$

Ορθή τάση στην συγκόλληση κορμού και πελμάτων

Εφελκυστική δύναμη στην συγκόλληση $P=2032\text{KN}$

Η ορθή τάση που προκαλεί στην συγκόλληση η δύναμη αυτή είναι ίση με:

$$\sigma = \frac{P}{L \cdot a} = \frac{2032}{159,4 \cdot 0,6} = 21,25 \text{KN/cm}^2$$

Αντοχή συγκολλήσεων

$$\sigma < \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2} \sqrt{3}} \quad \text{όπου } \beta_w = 0,9 \text{ για S355}$$

$$\sigma < \frac{51,0 \text{KN/cm}^2}{0,9 \times 1,25 \times \sqrt{3}} = 26,17 \text{KN/cm}^2 \rightarrow \text{ο έλεγχος ικανοποιείται}$$

6.6.2ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ $q=1,5$

A) Ενδεικτικά γίνεται έλεγχος του υποστυλώματος διατομής HEA320 όπου δυσμενέστερος συνδυασμός είναι αυτός της αστοχίας $1,35G+1,5Q$.

Πρόκειται για εσωτερικό υποστύλωμα χωρίς συνδέσμους δυσκαμψίας.

Αρθρωτή έδραση

Θλιπτική δύναμη $N_{sd} = 2302,41\text{kN}$

Γεωμετρία συνδεόμενων μελών**Υποστύλωμα**

$$h_c = 310,00\text{mm}$$

$$b_{fc} = 300,00\text{mm}$$

$$t_{wc} = 9,0\text{mm}$$

$$t_{fc} = 15,5\text{mm}$$

Πλάκα έδρασης

$$h_p = 500,00\text{mm}$$

$$b_p = 500,00\text{mm}$$

$$t_p = t_g = 30,00\text{mm}$$

$$a_w = 3,00\text{mm} \quad a_f = 3,00\text{mm}$$

Υλικά**Χάλυβας**

Ποιότητα : S355

Όριο διαρροής : $f_y = 355N/mm^2$

Μέτρο ελαστικότητας : $E = 210000MPa$

Σκυρόδεμα

Ποιότητα : C25/30

Μέτρο ελαστικότητας : $E_{cm} = 30500MPa$

$\gamma_c = 1,50$

Διαστάσεις θεμελίων

$h_\theta = 2000mm$

$b_\theta = 2000mm$

Αγκύρια

Επιλέχτηκαν να χρησιμοποιηθούν αγκύρια M24 με τα εξής χαρακτηριστικά :

Διάμετρος : $d = 24,00mm$

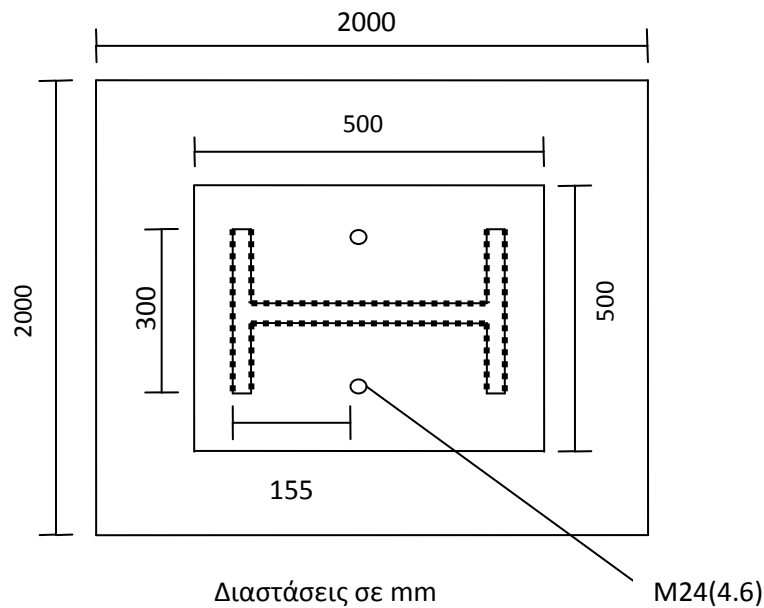
Εμβαδόν σπειρώματος : $A_s = 3,53cm^2$

Ποιότητα αγκυρίου : 4.6

$f_{yb} = 240MPa$

$f_{ub} = 400MPa$

Αριθμός αγκυρίων : 2



Σχήμα 6.3: Λεπτομέρειες έδρασης υποστυλώματος HEA320

Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

$$\max b_2 = 3 \times b_1 = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$$

$$\max d_2 = 3 \times d_1 = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$$

Η επιφάνεια $A_{c1} = b_2 \times d_2$ περιέχεται όλη στην κάτω επιφάνεια της θεμελίωσης και συγχρόνως ισχύει :

$$h \geq b_2 - b_1 = 2 \times b_1 = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 2 \times d_1 = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Άρα } A_{co} = b_1 \times d_1 = 500 \times 500 = 250 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 1500 \times 1500 = 2250 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

Η συγκεντρωμένη αντοχή σχεδιασμού είναι:

$$F_{Rdu} = A_{co} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{co}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{co}$$

$$F_{Rdu} = 250 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} \times \sqrt{\frac{2250}{250}} = 12,5 \times 10^6 \leq 3 \times \frac{25}{1,5} \times 250 \times 10^3 = 12,5 \times 10^6$$

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 :

$$0,2 \times \min(d_1, b_1) = 100\text{mm} > 30\text{mm} \quad (= \text{πάχος κονιάματος})$$

$$\text{Είναι } \beta_j = \frac{2}{3}$$

Άρα η αντοχή επαφής της έδρασης είναι :

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times F_{Rdu}}{b_{eff} \times l_{eff}} = \frac{2}{3} \times \frac{12,5 \times 10^6}{250 \times 10^3} = 33,3\text{N/mm}^2$$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης

Το ενεργό πλάτος έδρασης c ισούται με :

$$c \leq t_p \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 30 \times \left(\frac{355}{3 \times 33,3 \times 1,0} \right)^{0,5} = 56,55\text{mm} < \left(\frac{500 - 300}{2} \right) = 100\text{mm}, (500 - 300)$$

και η ενεργός επιφάνεια ισούται με :

$$\begin{aligned} A_{eff} &= (300 + 2 \times c) \times (310 + 2 \times c) - (300 + 2 \times c - t_{wc} - 2 \times c) \times (310 - 2 \times t_{fc} - 2 \times c) = \\ &= (300 + 2 \times 56,55) \times (310 + 2 \times 56,55) - (300 + 2 \times 56,55 - 9,0 - 2 \times 56,55) \times (310 - 2 \times 15,5 - 2 \times 56,55) = \\ &= 126,5 \times 10^3 \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Έλεγχος αντοχής έδρασης σε καθαρή θλίψη

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 126,5 \times 10^3 \times 33,3 = 4212,45\text{kN} > N_{Ed} = 2302,41\text{kN}$$

Ροπή αντοχής του υποστυλώματος

Η ροπή αντοχής του υποστυλώματος με την ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης $N_{sd} = 2302,4\text{kN}$, είναι:

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

Όπου:

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y,Rd} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1628 \cdot 35,5 / 1,0 = 57794 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$N_{pl,y,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 124,4 \cdot 35,5 / 1,0 = 4416,2 \text{ kN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 2302,4 / 4416,2 = 0,52$$

$$\alpha = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{124,4 - 2 \cdot 30 \cdot 1,55}{124,4} = 0,252 < 0,5$$

$$M_{N,y,Rd} = 57794 \cdot (1 - 0,52) / (1 - 0,5 \cdot 0,252) = 31740 \text{ kN} \cdot \text{cm} < 57794 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Ροπή αντοχής της έδρασης

Για τον υπολογισμό της ροπή αντοχής της έδρασης με ταυτόχρονη ύπαρξη αξονικής δύναμης $N_{sd} = 2302,4 \text{ kN}$, εφαρμόζονται οι ακόλουθες εξισώσεις ισορροπίας:

$$N_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$M_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} \cdot r_c$$

Όπου:

$$A_{eff} = x_0 \cdot (2c + b_f) \text{ (ενεργός επιφάνεια για κάμψη και θλίψη)}$$

$$r_c = \frac{h}{2} + c - \frac{x_0}{2}$$

$$m = \frac{b_{fc} - t_w}{2} - 0,8 \cdot \alpha_w \cdot \sqrt{2} = \frac{300 - 9}{2} - 0,8 \cdot 3 \cdot \sqrt{2} = 142,1 \text{ mm}$$

$$e = 100 \text{ mm}$$

$\Sigma F_{t,Rd}$: Η οριακή δύναμη σχεδιασμού των αγκυριών

Για τον υπολογισμό της $\Sigma F_{t,Rd}$ ισχύουν τα ακόλουθα

$$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,op} = 4m + 1,25e = 4 \cdot 142,1 + 1,25 \cdot 100 = 693,4 \text{ mm}$$

$$< l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 142,1 = 892,39 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,op} = 4m + 1,25e = 4 \cdot 142,1 + 1,25 \cdot 100 = 693,4 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,1} \cdot t_{fp}^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \cdot 69,34 \cdot 3^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 5538,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,2} \cdot t_{fp}^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \cdot 69,34 \cdot 3^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 5538,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$n = e = 100 \text{ mm} < 1,25m = 1,25 \cdot 142,1 = 177,63 \text{ mm}$$

Η αντοχή ενός αγκυρίου σε εφελκυσμό ισούται με :

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 40,0 \times 3,53}{1,25} = 101,66 \text{ kN}$$

Πρώτη μορφή αστοχίας:

$$F_{t,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 5538,5}{14,21} = 1559 \text{ kN}$$

Δεύτερη μορφή αστοχίας

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma B_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 5538,5 + 10 \cdot 2 \cdot 101,66}{10+14,21} = 541,52 \text{ kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας

$$F_{t,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} = 2 \cdot 101,66 \text{ kN} = 203,32 \text{ kN}$$

Άρα

$$\min F_{t,Rd} = 203,32 \text{ kN}$$

Η πρώτη των εξισώσεων ισορροπίας γράφεται:

$$N_{Rd} = f_j \cdot A_{\text{eff}} - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$N_{Rd} = f_j \cdot x_o \cdot (2c + b_f) - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$2302,4 = 3,33 \cdot x_o \cdot (2 \cdot 5,66 + 30) - 203,32 \text{ kN}$$

$$x_o = 18,2 \text{ cm}$$

Η δεύτερη των εξισώσεων ισορροπίας

$$M_{Rd} = f_j \cdot A_{\text{eff}} \cdot r_c = 3,33 \cdot 18,2 \cdot (2 \cdot 5,66 + 30) \cdot (31/2 + 5,66 - 18,2/2) = 30201 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$< M_{Ny,Rd} = 31740 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

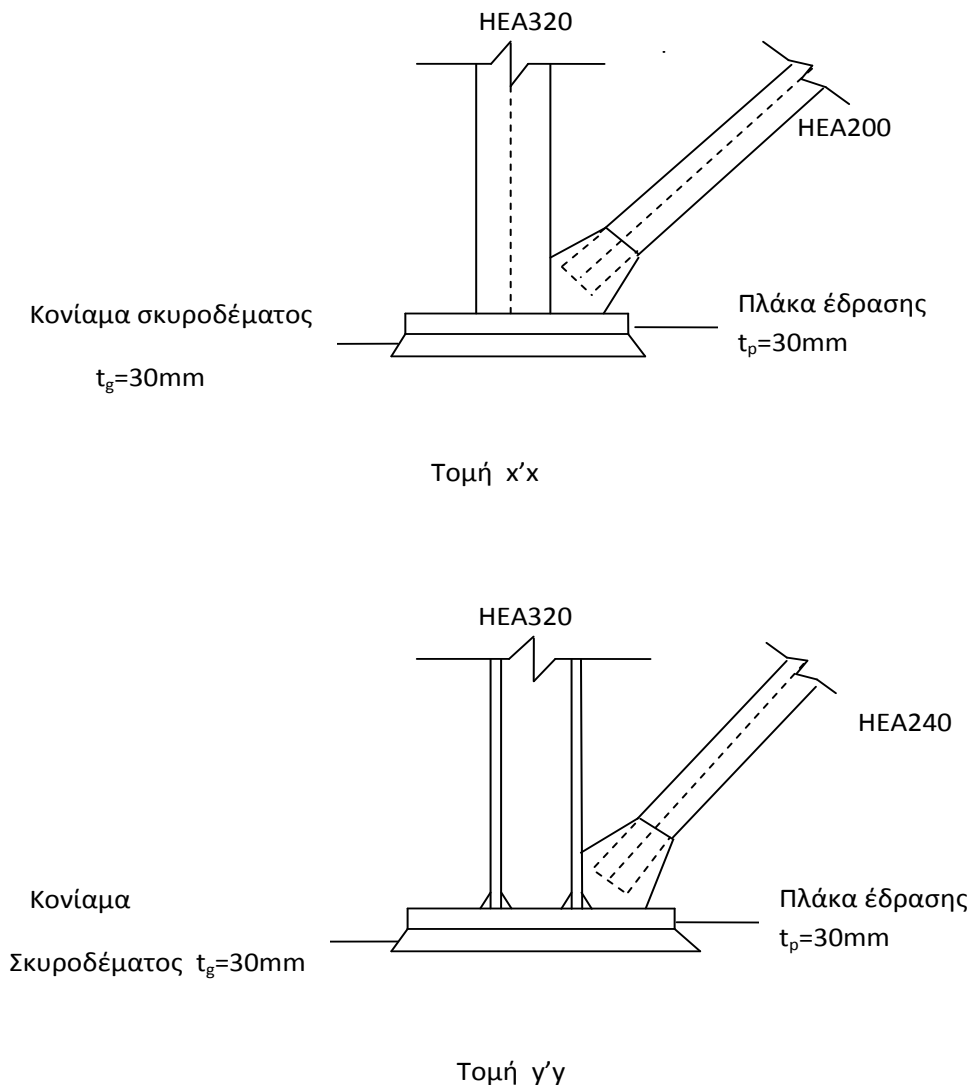
(Άρα η σύνδεση στην έδραση είναι σύνδεση μερικής αντοχής)

Επειδή είναι:

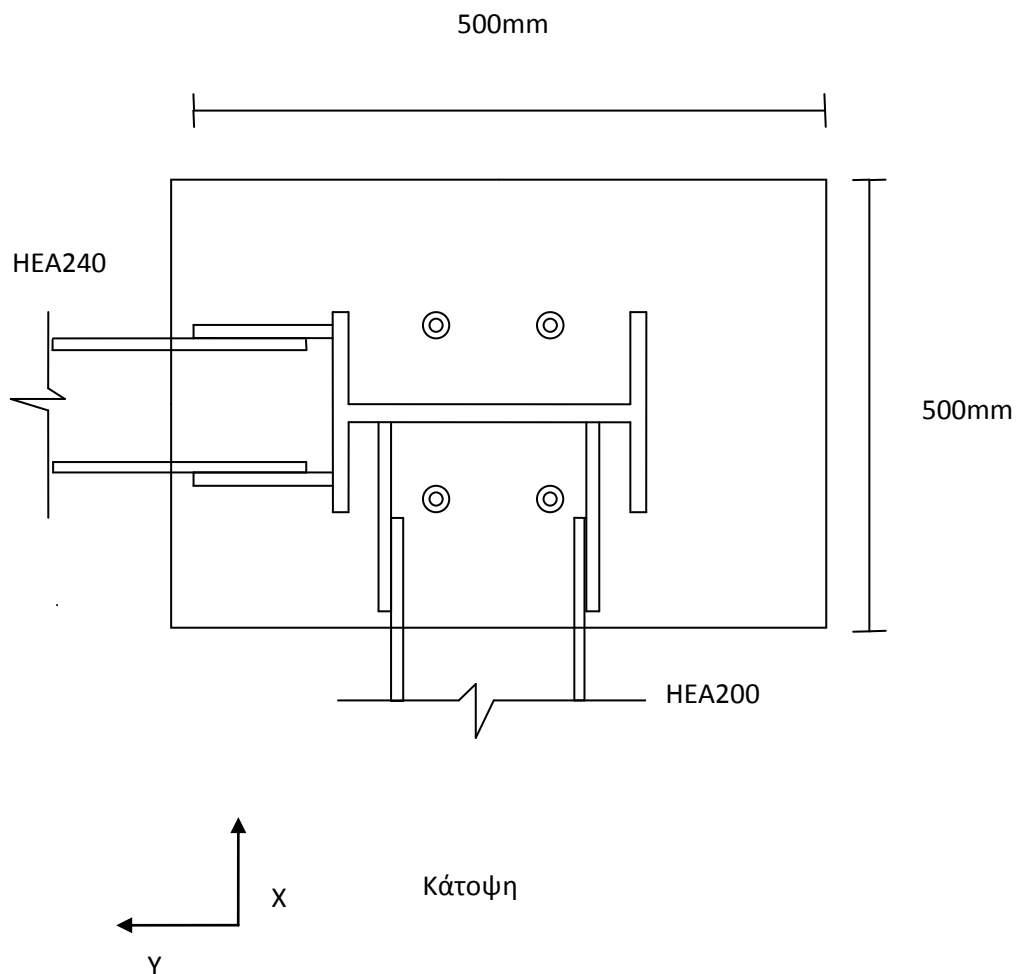
$$M_{Rd} = 30201 \text{ kN} \cdot \text{cm} > 0,25 M_{Ny,Rd} = 7935 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Θεωρητικά η έδραση δεν μπορεί να θεωρηθεί ως άρθρωση και πρέπει να ληφθεί υπόψη η επιρροή της μερικής πάκτωσης στη κατανομή της έντασης του συνολικού φορέα. Ωστόσο θεωρώντας την δυσμενέστερη περίπτωση της πλήρους πάκτωσης η μέγιστη ροπή ήταν $22\text{kN} < 0,25 M_{Ny,Rd}$ και άρα μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα και η στήριξη να ληφθεί υπόψη ως άρθρωση.

B) Έλεγχος έδρασης ακραίου υποστυλώματος διατομής HEA320 όπου βαίνουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας.



Σχήμα 6.4: Τομή έδρασης υποστυλώματος HEA 320



Σχήμα 6.5: Γεωμετρία έδρασης υποστυλώματος HEA320

Δυσμενέστερος συνδυασμός είναι αυτός του QUAKE 8 ($1,0G+0,3Q+E_y-0,3E_x$)

Πρόκειται για έδραση ακραίου υποστυλώματος στην οποία βάνουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο πέλμα και στον κορμό του υποστυλώματος.

Αρθρωτή έδραση

Θλιπτική δύναμη $F_z = 2412,556\text{kN}$

Εφελκυστική δύναμη $F_z = -1732,5\text{kN}$

Τέμνουσα δύναμη $F_x = 342,64\text{kN}$

Τέμνουσα δύναμη $F_y = 665,27\text{kN}$

Γεωμετρία συνδεόμενων μελώνΥποσύλωμα

$$h_c = 310,00mm$$

$$b_{fc} = 300,00mm$$

$$t_{wc} = 9,0mm$$

$$t_{fc} = 15,5mm$$

Πλάκα έδρασης

$$h_p = 500,00mm$$

$$b_p = 500,00mm$$

$$t_p = t_g = 30,00mm$$

$$a_w = 3,00mm, a_f = 3,00mm$$

ΥλικάΧάλυβας

Ποιότητα : S355

Όριο διαρροής : $f_y = 355N/mm^2$

Μέτρο ελαστικότητας : $E = 210000MPa$

Σκυρόδεμα

Ποιότητα : C25/30

Μέτρο ελαστικότητας : $E_{cm} = 30500MPa$

$$\gamma_c = 1,50$$

Διαστάσεις θεμελίων

$$h_\theta = 2000mm$$

$$b_\theta = 2000mm$$

Αγκύρια

Επιλέχθηκαν να χρησιμοποιηθούν αγκύρια M36 με τα εξής χαρακτηριστικά :

$$\text{Διάμετρος : } d = 36,00mm$$

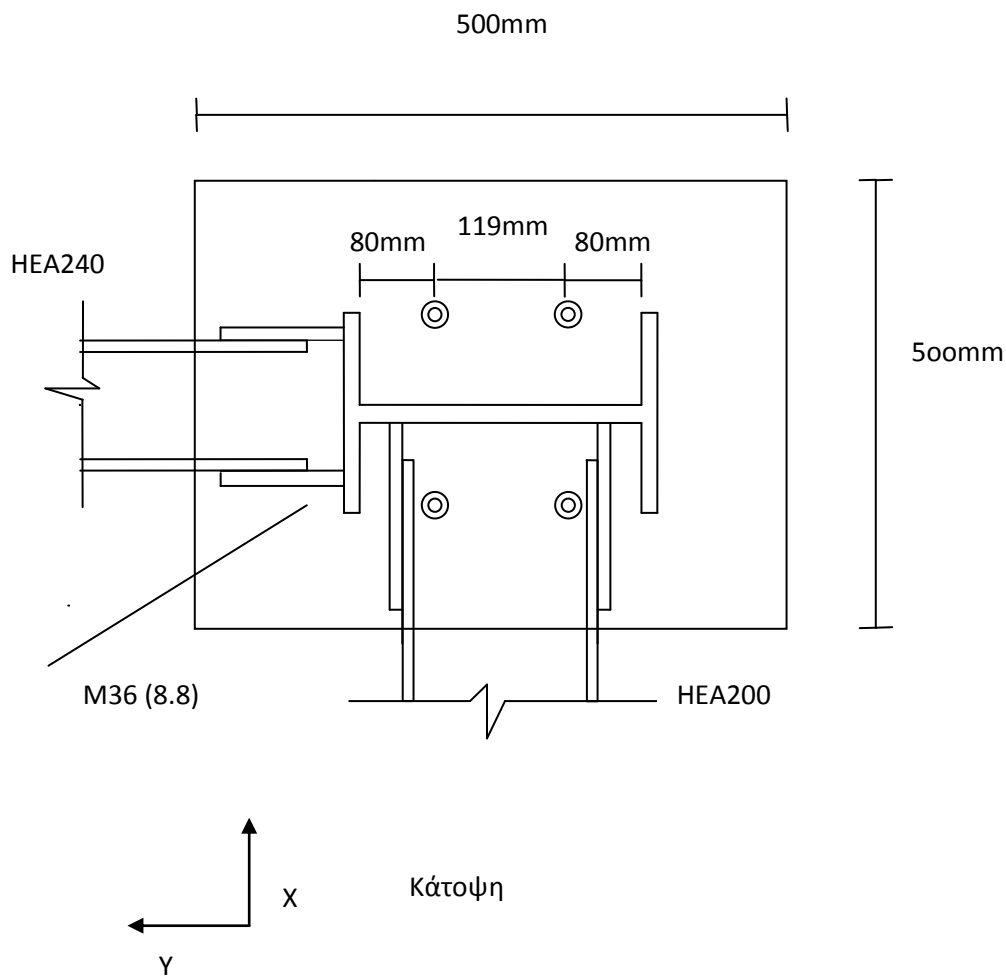
$$\text{Εμβαδόν σπειρώματος : } A_s = 8,17cm^2$$

Ποιότητα αγκυρίου : 8.8

$$f_{yb} = 640MPa$$

$$f_{ub} = 800MPa$$

Αριθμός αγκυρών : 4



Σχήμα 6.6: Λεπτομέρειες έδρασης υποστυλώματος HEA320

Διαστάσεις ενεργού θεμελίου

$$\max b_2 = 3 \times b_1 = 3 \times 500 = 1500mm$$

$$\max d_2 = 3 \times d_1 = 3 \times 500 = 1500mm$$

Η επιφάνεια $A_{c1} = b_2 \times d_2$ περιέχεται όλη στην κάτω επιφάνεια της θεμελίωσης και συγχρόνως ισχύει :

$$h \geq b_2 - b_1 = 2 \times b_1 = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 2 \times d_1 = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Άρα } A_{co} = b_1 \times d_1 = 500 \times 500 = 250 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 1500 \times 1500 = 2250 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

Η συγκεντρωμένη αντοχή σχεδιασμού είναι:

$$F_{Rdu} = A_{co} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{co}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{co}$$

$$F_{Rdu} = 250 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} \times \sqrt{\frac{2250}{250}} = 12,5 \times 10^6 \leq 3 \times \frac{25}{1,5} \times 250 \times 10^3 = 12,5 \times 10^6$$

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 :

$$0,2 \times \min(d_1, b_1) = 100 \text{ mm} > 30 \text{ mm} \quad (= \text{πάχος κονιάματος})$$

$$\text{Είναι } \beta_j = \frac{2}{3}$$

Άρα η αντοχή επαφής της έδρασης είναι :

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times F_{Rdu}}{b_{eff} \times l_{eff}} = \frac{2}{3} \times \frac{12,5 \times 10^6}{250 \times 10^3} = 33,3 \text{ N/mm}^2$$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης

Το ενεργό πλάτος έδρασης c ισούται με :

$$c \leq t_p \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 30 \times \left(\frac{355}{3 \times 33,3 \times 1,0} \right)^{0,5} = 56,55 \text{ mm} < \left(\frac{500 - 300}{2} \right) = 100 \text{ mm}, (500 - 300)$$

και η ενεργός επιφάνεια ισούται με :

$$A_{eff} = (300 + 2 \times c) \times (310 + 2 \times c) - (300 + 2 \times c - t_{wc} - 2 \times c) \times (310 - 2 \times t_{fc} - 2 \times c) =$$

$$= (300 + 2 \times 56,55) \times (310 + 2 \times 56,55) - (300 + 2 \times 56,55 - 9,0 - 2 \times 56,55) \times (310 - 2 \times 15,5 - 2 \times 56,55) =$$

$$= 126,5 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Έλεγχος αντοχής έδρασης σε καθαρή θλίψη

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 126,5 \times 10^3 \times 33,33 = 4212,45 \text{ kN} > N_{Ed} = 2412,524 \text{ kN}$$

Παραλαβή τέμνουσας δύναμης

Η τέμνουσα δύναμη μεταβιβάζεται στο σκυροδέμα μέσω μεταλλικού τάκου διατομής διπλού ταυ συγκολλημένου στην μεταλλική πλάκα έδρασης.

Επιλογή διατομής τάκου

Η πλαστική αντοχή σε διάτμηση είναι $V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}}$

Κατά την διεύθυνση x την τέμνουσα παραλαμβάνει ο κορμός του τάκου

$$\frac{A_{vz} \times 35,3 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} \geq 342,64 \rightarrow A_{vz} \geq 16,72 \text{ cm}^2$$

Επιλέγω HEA200 με $A_{vz} = 18,08 \text{ cm}^2$

Κατά την y διεύθυνση την τέμνουσα παραλαμβάνουν τα πέλματα του τάκου

$$\frac{A_{vz} \times 35,3 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} \geq 665,27 \text{ kN} \rightarrow A_{vz} \geq 32,45 \text{ cm}^2$$

Για HEA200

$$A_{vy} = 2 \cdot b \cdot t_f = 2 \times 20 \times 1,0 = 40 \text{ cm}^2$$

Άρα τάκος διατομής HEA200 και ύψους $h = 28 \text{ cm}$

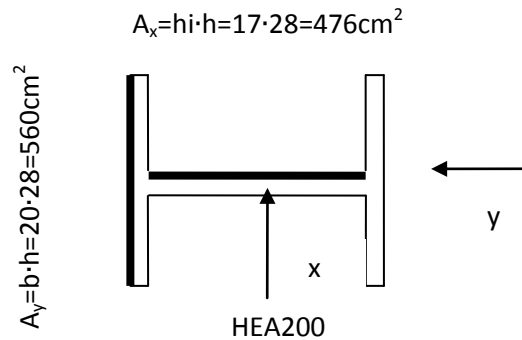
Θα πρέπει και το σκυροδέμα να αντέχει την τάση από τον τάκο

Η οριακή αντοχή του σκυροδέματος είναι:

$$F_{cd}=0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 1,417 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_x = F_x / A_x = \frac{342,64}{560} = 0,61 \text{ kN/cm}^2 < F_{cd}$$

$$C_y = F_y / A_y = \frac{665,27}{476} = 1,39 \text{ kN/cm}^2 < F_{cd}$$



Ροπή αντοχής του υποστυλώματος

Η ροπή αντοχής του υποστυλώματος με την ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης υποστυλώματος $N_{sd} = 1581 \text{ kN}$, είναι:

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

Όπου:

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y,Rd} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 1628 \cdot 35,5 / 1,0 = 57794 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$N_{pl,y,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 124,4 \cdot 35,5 / 1,0 = 4416,2 \text{ kN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 1581 / 4416,2 = 0,358$$

$$\alpha = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{124,4 - 2 \cdot 30 \cdot 1,55}{124,4} = 0,252 < 0,5$$

$$M_{N,y,Rd} = 57794 \cdot (1 - 0,358) / (1 - 0,5 \cdot 0,252) = 42452,8 \text{ kN} \cdot \text{cm} < 57794 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Δεν κάνω απομείωση της ροπής αντοχής του υποστυλώματος λόγω τέμνουσας γιατί η τιμή της είναι πολύ μικρή

Ροπή αντοχής της έδρασης

Για τον υπολογισμό της ροπή αντοχής της έδρασης με ταυτόχρονη ύπαρξη αξονικής δύναμης $N_{sd} = 2412,554 \text{ kN}$, εφαρμόζονται οι ακόλουθες εξισώσεις ισορροπίας:

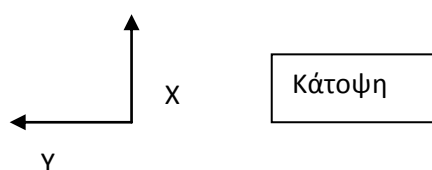
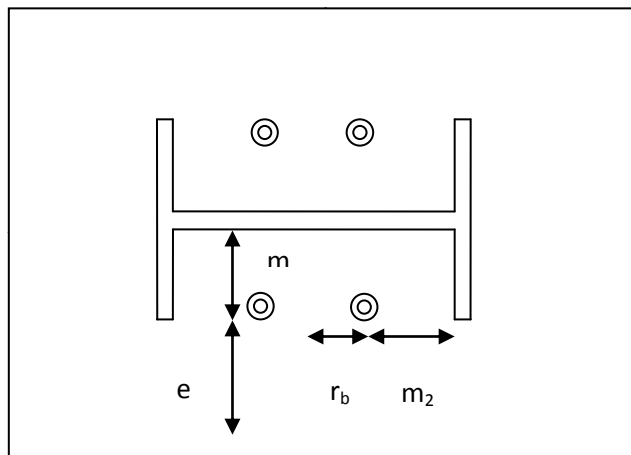
$$N_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$M_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} \cdot r_c + \Sigma F_{t,Rd} \cdot r_b$$

Όπου:

$A_{eff} = x_o \cdot (2c + b_f)$ (ενεργός επιφάνεια για κάμψη και θλίψη)

$$r_c = \frac{h}{2} + c - \frac{x_o}{2}$$



$$m = \frac{b_{fc} - t_w}{2} - 0,8 \cdot \alpha_w \cdot \sqrt{2} = \frac{300 - 9}{2} - 0,8 \cdot 3 \cdot \sqrt{2} = 142,1 \text{ mm}$$

$$e = 100 \text{ mm}$$

$$m_2 = \frac{310 - 2 \cdot 15,5 - 119}{2} - 0,8 \cdot 3 \cdot \sqrt{2} = 76,6 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{142,1}{142,1+100} = 0,58$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e} = \frac{76,6}{76,6 + 100} = 0,43$$

άρα $\alpha = 5,5$

$r_b = 59,5 \text{ mm}$

$n = e = 100 \text{ mm} < 1,25m = 1,25 \cdot 142,1 = 177,63 \text{ mm}$

$\Sigma F_{t,Rd}$: Η οριακή δύναμη σχεδιασμού των αγκυρίων

Για τον υπολογισμό της $\Sigma F_{t,Rd}$ ισχύουν τα ακόλουθα

Ενεργό μήκος (μεμονωμένη κοχλίες)

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,op} = \alpha m = 5,5 \cdot 142,1 = 781,55 \text{ mm}$$

Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 142,1 = 892,39 \text{ mm}$$

Η αντοχή ενός αγκυρίου σε εφελκυσμό ισούται με :

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 80,0 \times 8,17}{1,25} = 470,592 \text{ kN}$$

Πρώτη μορφή αστοχίας:

$$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,op} = \alpha \cdot m = 5,5 \cdot 142,1 = 781,55 \text{ mm}$$

$$< l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 142,1 = 892,39 \text{ mm}$$

Ροπή αντοχής μηχανισμού 1

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,1} \cdot t_{fp}^2 \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,25 \cdot 781,55 \cdot 35,5^2 / 1,0 = 6242,6 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή πλάκας έδρασης)

$$F_{t,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 6242,6}{14,21} = 1559 \text{ kN}$$

Δεύτερη μορφή αστοχίας

$$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,op} = \alpha \cdot m = 5,5 \cdot 142,1 = 781,55 \text{ mm}$$

Ροπή αντοχής μηχανισμού 2

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,2} \cdot t_p^2 \cdot f_y / \gamma_{Mo} = 0,25 \cdot 78,16 \cdot 3^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 6242,6 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία αγκυρίου με διαρροή πλάκας έδρασης)

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma B_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 6242,6 + 10 \cdot 2 \cdot 470,59}{10 + 14,21} = 904,46 \text{ kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3(αστοχία αγκυρίου)

$$F_{t,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} = 2 \cdot 470,59 \text{ kN} = 941,18 \text{ kN}$$

Άρα

$$\min F_{t,Rd} = 904,46 \text{ kN}$$

Η πρώτη των εξισώσεων ισορροπίας γράφεται:

$$N_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$N_{Rd} = f_j \cdot x_o \cdot (2c + b_f) - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$2413 = 3,33 \cdot x_o \cdot (2 \cdot 5,66 + 30) - 904,46 \text{ kN}$$

$$x_o = 24,11 \text{ cm} > t_f + 2c = 1,55 + 2 \times 5,66 = 12,87 \text{ cm}$$

Η δεύτερη των εξισώσεων ισορροπίας

$$M_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} \cdot r_c + \Sigma F_{t,Rd} \cdot r_b$$

$$= 3,33 \cdot 24,11 \cdot (2 \cdot 5,66 + 30) \cdot (31/2 + 5,66 - 24,11/2) + 5,95 \cdot 904,46 = 35587 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$< M_{Ny,Rd} = 42452,8 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

(Άρα η σύνδεση στην έδραση είναι σύνδεση μερικής αντοχής)

Επειδή είναι:

$$M_{Rd}=35587\text{kN}\cdot\text{cm}>0,25 M_{Ny,Rd}=10613,2\text{kN}\cdot\text{cm}$$

Θεωρητικά η έδραση δεν μπορεί να θεωρηθεί ως άρθρωση και πρέπει να ληφθεί υπόψη η επιρροή της μερικής πάκτωσης στη κατανομή της έντασης του συνολικού φορέα. Ωστόσο θεωρώντας την δυσμενέστερη περίπτωση της πλήρους πάκτωσης η μέγιστη ροπή ήταν $M=47\text{KN}\cdot\text{m}$ πολύ μικρότερη του $0,25 M_{Ny,Rd}$. Άρα μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα και η στήριξη να ληφθεί υπόψη ως άρθρωση.

Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό

$$\Sigma F_{t,Rd}=4\cdot B_{t,R}=4\cdot 470,59=1882,36 > F_z = -1732,5\text{kN}$$

Αντοχή ελάσματος σε διάτρηση

$$F_{Rd}=0,6\pi\cdot d_m\cdot t\cdot f_u\cdot n/\gamma_{M2}$$

Όπου:

$$d_m=\frac{s_a+s_k}{2}=\frac{66,4+60}{2}=63,2\text{mm}=6,32\text{cm}$$

$f_u=51\text{KN}/\text{cm}^2$ αντοχή αγκυρίων σε θραύση

$t=30\text{mm}$ πάχος ελάσματος

$n=4$ αγκύρια

$$B_{p,Rd}=\frac{0,6\times 3,14\times 6,32\text{cm}\times 3\text{cm}\times 51\text{kN}/\text{cm}^2}{1,25}\cdot 4=5829,6\text{kN} > F_z = 1732,5\text{kN}$$

Δεν γίνεται έλεγχος εξώλκευσης αγκυρίων γιατί θεωρείται ότι ικανοποιείται με κατάλληλη επιλογή του βάρους τους.

6.6.3 ΣΥΝΔΕΣΗ ΡΑΒΔΩΝ Λ ΜΕΙΩΜΕΝΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ (q=1,5)**ΜΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΟΠΟΥ q=1,5****ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΪΑΣ ΗΕΑ240****Γεωμετρία**

$$h = 230mm \quad I_y = 7763,0cm^4$$

$$b = 240mm \quad I_z = 2769cm^4$$

$$t_w = 7,5mm \quad i_y = 10,05cm$$

$$t_f = 12,0mm \quad i_z = 6,00cm$$

$$d = 164mm \quad r = 21mm$$

$$A = 76,84cm^2$$

Υλικό**Χάλυβας**

Ποιότητα: S235

Όριο διαρροής: $f_y=235 \text{ N/mm}^2$

Όριο θραύσης: $f_u=360 \text{ N/mm}^2$

ΔΙΑΤΟΜΗ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ ΗΕΑ280**Γεωμετρία**

$$h = 270mm \quad i_y = 11,86cm$$

$$b = 280mm \quad i_z = 7,00cm$$

$$t_w = 8,0mm \quad I_t = 62,10cm^4$$

$$t_f = 13,0mm \quad I_w = 1200000cm^6$$

$$d = 196mm \quad w_{el,y} = 1013,0cm^3$$

$$A = 97,26cm^2 \quad w_{el,z} = 340,2cm^3$$

$$A_{yz} = 31,74 \text{ cm}^2 \quad w_{pl,y} = 1112 \text{ cm}^3$$

$$r = 24 \text{ mm} \quad w_{pl,z} = 518,1 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 13670,0 \text{ cm}^4 \quad I_z = 4763 \text{ cm}^4$$

Υλικό

Χάλυβας

Ποιότητα: S355

Όριο διαρροής: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Όριο θραύσης: $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

ΈΛΑΣΜΑ

Πάχος $t = 15 \text{ mm}$

Υλικό

Χάλυβας

Ποιότητα: S355

Όριο διαρροής: $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$

Όριο θραύσης: $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

ΚΟΧΛΙΕΣ

Κατηγορία κοχλίωσης

Τύπου A

Διαστάσεις κοχλίων

Κοχλίες M12

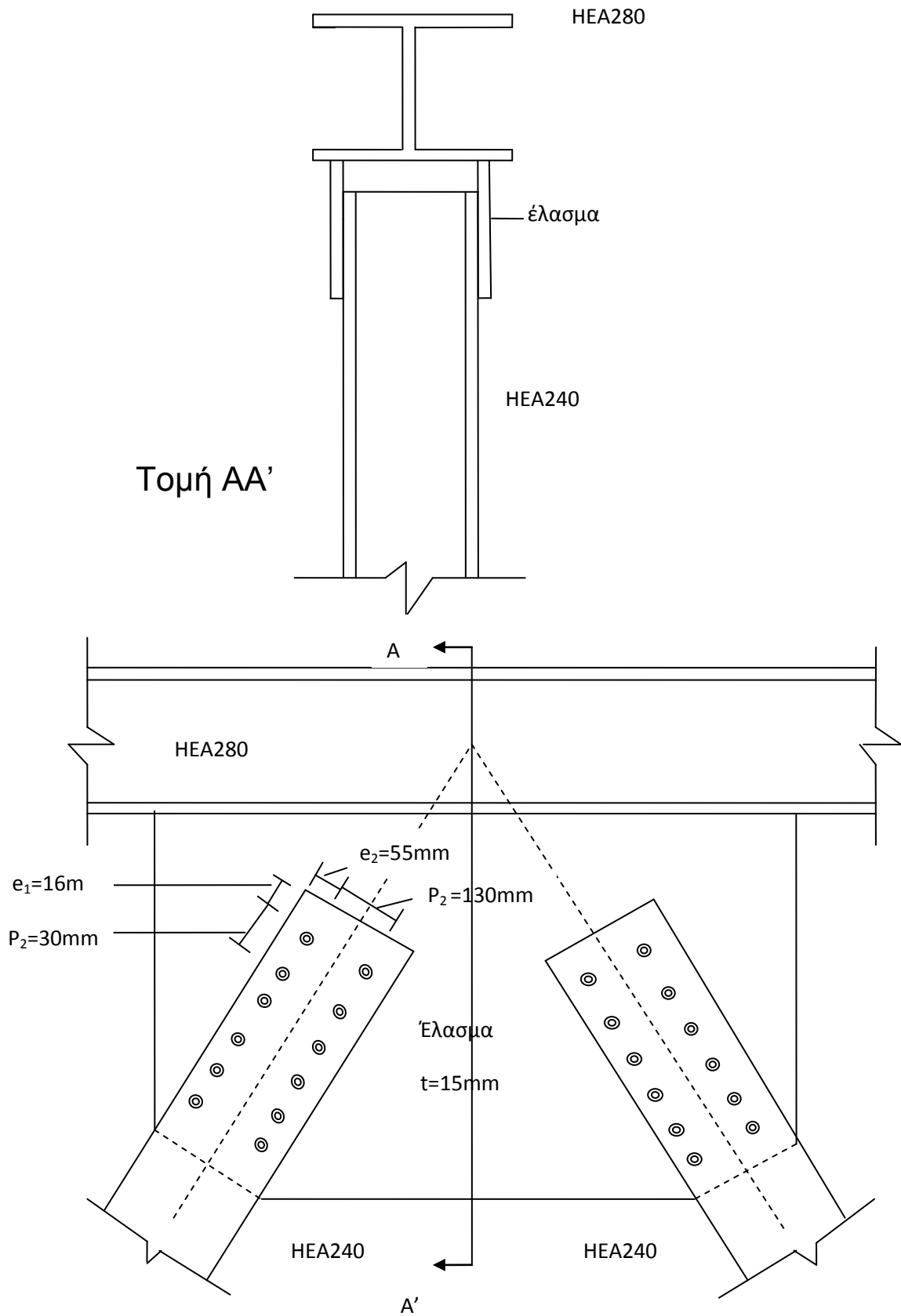
Διάμετρος κορμού κοχλία: $d = 12 \text{ mm}$

Διάμετρος οπής : $d_o = d + 1 = 12 + 1 = 13 \text{ mm}$

Ποιότητα 10.9

$f_{yb} = 900 \text{ MPa}$

$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$



Σχήμα 6.7: Λεπτομέρειες σύνδεσης κύριας δοκού και συνδέσμου δυσκαμψίας

Η αξονική δύναμη του συνδέσμου δυσκαμψίας σε εφελκυσμό είναι:

$$N_{sd}=961,7\text{kN}$$

Η δύναμη αυτή ισομοιράζεται στα δύο πέλματα έτσι ώστε κάθε πέλμα να παραλαμβάνει

$$N_{sd}/2=480,85\text{kN}$$

Αντοχή κοχλίων σε διάτμηση

Κοχλίες M12, Τύπου A

Διάμετρος κορμού κοχλία: $d=12\text{mm}$

Διάμετρος οπής : $d_o=d+\alpha$

$\alpha = 1$ είναι η ανοχή για κοχλίες M12 και κανονικές οπές

$$d_o = 12+1=13\text{mm}$$

Ποιότητα 10.9

$$f_{yb}=900\text{MPa}$$

$$f_{ub}=1000\text{MPa}$$

$$F_{v,Rd}=\frac{n \times a_v \times A \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

Όπου

$$a_v=0,5 \text{ για ποιότητα κοχλία 10.9}$$

$$n = 1 \text{ (επίπεδα διάτμησης)}$$

m = πλήθος κοχλίων

$$A = \pi \frac{d^2}{4} = \pi \frac{1,2^2}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (εμβαδόν διατομής κοχλία)}$$

Θα πρέπει:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 0,5 \times 1,13 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \times m > 480,85 \text{ kN}$$

$$45,2m > 480,85 \text{ kN} \rightarrow m > 10,64 \rightarrow \text{άρα επιλέγω 12 κοχλίες}$$

$$F_{v,Rd} = 542,4 \text{ KN}$$

Ελεγχος αποστάσεων κοχλίων**Εξωτερικοί χώροι - διαβρωτικό περιβάλλον**

Ελάχιστες αποστάσεις:

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 13 = 28,6 \text{ mm}$$

$$\min e_2 = 1,2d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2,4d_0 = 2,4 \times 13 = 31,2 \text{ mm}$$

Από πίνακες πρότυπων διατομών ισχύει:

$$\min p_2 = 104 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \times 12 = 88 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \min(14t, 200 \text{ mm}) = \min(14 \times 12, 200) = 168 \text{ mm}$$

$$\max e_2 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \times 12 = 88 \text{ mm}$$

$$\max p_2 = \min(14t, 200 \text{ mm}) = \min(14 \times 12, 200) = 168 \text{ mm}$$

Από τους πίνακες πρότυπων διατομών ισχύει:

$$\max p_2 = 138 \text{ mm}$$

Οι παραπάνω αποστάσεις ελέγχονται με βάση τα πάχη των πελμάτων της διατομής HEA240 του συνδέσμου δυσκαμψίας καθώς το πάχος του ελάσματος στην περιοχή σύνδεσης είναι μεγαλύτερο.

Επιλέγω:

$$15,6 \text{ mm} < e_2 = 55 \text{ mm} < 88 \text{ mm}$$

$$104 \text{ mm} < p_2 = 130 \text{ mm} < 138 \text{ mm}$$

Οι αποστάσεις e_1 , p_1 επιλέγονται με βάση το κριτήριο ολκιμότητας, δηλαδή

$$N_{sd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγος

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγος θα πρέπει να είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{n \times k_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t_{min}}{\gamma_{M2}}$$

n = πλήθος οπών

$f_u = 36 \text{ KN/cm}^2$ Η εφελκυστική αντοχή σε θραύση του πέλματος

$d = 12 \text{ mm}$ διάμετρος κοχλία

$d_o = 13 \text{ mm}$ διάμετρος οπής

$$k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_o} - 1,7 ; 2,5 \right) = \min \left(2,8 \times \frac{55}{13} - 1,7 ; 2,5 \right) = 2,5$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \times d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0 \right)$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγος είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{12 \times 2,5 \times \alpha \times 36 \text{ KN/cm}^2 \times 1,2 \text{ cm} \times 1,2 \text{ cm}}{1,25} = 1244,16 \text{ α KN}$$

Πρέπει να είναι καθοριστική η σύνθλιψη άντυγος των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλίων. Άρα θα πρέπει να ισχύει:

$$N_{sd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

$$480,85 \text{ KN} \leq 1244,16 \text{ α KN} \leq 542,4 \text{ KN}$$

$$0,39 \leq \alpha \leq 0,436$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \times d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$0,39 \leq \frac{e_1}{3 \times d_o} \leq 0,436 \rightarrow 15,07 \leq e_1 \leq 17,00$$

$$0,39 \leq \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} \leq 0,436 \rightarrow 24,8 \leq p_1 \leq 26,75$$

Επιλέγω:

$$\min p_1 = 28,6 \text{ mm} \leq p_1 = 30 \text{ mm} \leq \max p_1 = 168 \text{ mm}$$

$$\min e_1 = 15,6 \text{ mm} \leq e_1 = 16 \text{ mm} \leq \max e_1 = 88 \text{ mm}$$

Άρα $\alpha = \min(0,41 ; 0,519 ; 2,78 ; 1,0) = 0,436$

$$F_{b,Rd} = \frac{12 \times 2,5 \times 0,41 \times 36 \text{KN/cm}^2 \times 1,2 \text{cm} \times 1,2 \text{cm}}{1,25} = 510,1 \text{KN} < F_{v,Rd} = 542,4$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγος και όχι σε διάτμηση των κοχλίων.

Αντοχή διατομής σε εφελκυσμό

Εύρεση απομειωμένης διατομής : $A_{net} = A - n \cdot d_o \cdot t = 76,8 - 4 \cdot 1,3 \cdot 1,2 = 70,56 \text{ cm}^2$

Αντοχή διατομής:

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = \min(A \cdot f_y / \gamma_{M0} ; 0,90 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}) =$$

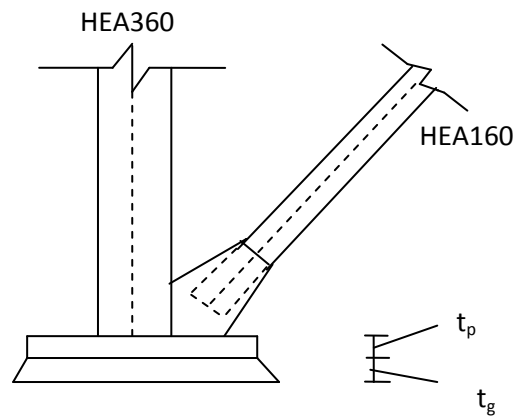
$$\min\left(\frac{76,8 \cdot 23,5}{1} ; \frac{0,90 \cdot 70,56 \cdot 36}{1,25}\right) = \min(1804,8 \text{ KN} ; 1828,9 \text{ KN})$$

Άρα:

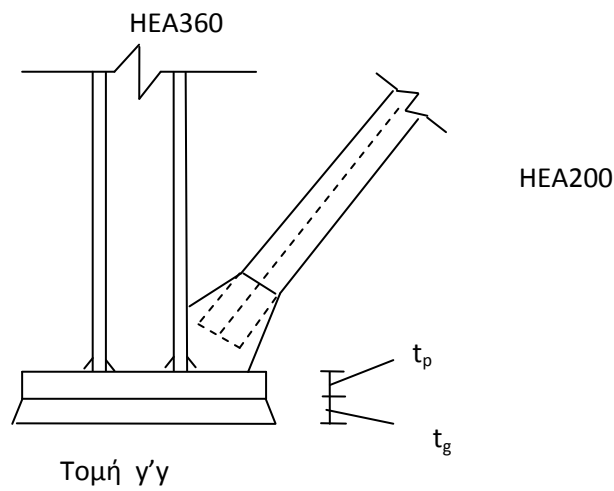
$$N_{t,Rd} = 1804,8 \text{ KN} > N_{sd} = 961,7 \text{ KN}$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας όπου καθοριστική πρέπει να είναι η αντοχή της ολικής διατομής.

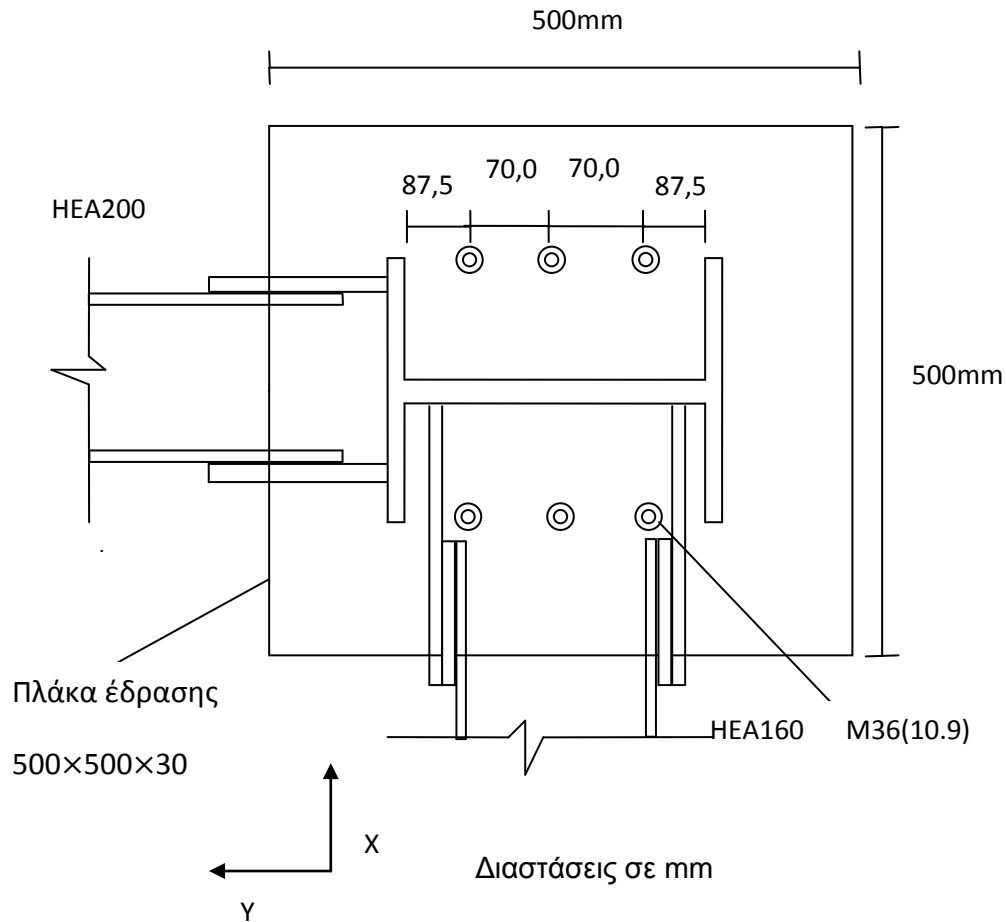
**6.6.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΑΚΡΑΙΟΥ ΥΠΟΣΤΥΛΩΜΑΤΟΣ ΗΕΑ360
ΟΠΟΥ ΒΑΙΝΟΥΝ ΣΥΝΔΕΣΜΟΙ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ $q=2,5$**



Τομή x'x



Σχήμα 6.8: Τομές έδρασης υποστυλώματος



Σχήμα 6.9 : Λεπτομέρειες έδρασης υποστυλώματος HEA360

Πρόκειται για αρθρωτή έδραση ακραίου υποστυλώματος στην οποία βάνουν σύνδεσμοι δυσκαμψίας στο πέλαμα και στον κορμό του υποστυλώματος.

Όπως προαναφέρθηκε στην παράγραφο 6.5 οι τιμές σχεδιασμού των εντατικών μεγεθών $E_{F,d}$ στην θεμελίωση υπολογίζονται ως εξής:

$$E_{F,D} = E_{F,G} + \gamma_{RD} \Omega E_{F,E}$$

Όπου:

$$\gamma_{Rd} = 1,0$$

$$\Omega = 2,1$$

Εντατικά μεγέθη έδρασης από τον συνδυασμό G+0,3Q

$$F_z = 335 \text{ kN}$$

$$F_x = 35 \text{ kN}$$

$$F_y = -9,6 \text{ kN}$$

Εντατικά μεγέθη από σεισμική δράση σχεδιασμού

$$F_z = 1320 \text{ kN}$$

$$F_z = -1320 \text{ kN}$$

$$F_x = 195 \text{ kN}$$

$$F_y = -408 \text{ kN}$$

Συνολικά εντατικά μεγέθη

$$\text{Θλιπτική δύναμη } F_z = 335 + 1 \cdot 2,1 \cdot 1320 = 3107 \text{ kN}$$

$$\text{Εφελκυστική δύναμη } F_z = 335 - 1 \cdot 2,1 \cdot 1320 = -2435 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη } F_x = 35 + 1 \cdot 2,1 \cdot 195 = 445,5 \text{ kN}$$

$$\text{Τέμνουσα δύναμη } F_y = -9,6 - 1 \cdot 2,1 \cdot 408 = -866,4 \text{ kN}$$

Γεωμετρία συνδεόμενων μελώνΥποστύλωμα

$$h_c = 350,00 \text{ mm}$$

$$b_{fc} = 300,00 \text{ mm}$$

$$t_{wc} = 10,0 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 17,5 \text{ mm}$$

Πλάκα έδρασης

$$h_p = 500,00 \text{ mm}$$

$$b_p = 500,00 \text{ mm}$$

$$t_p = t_g = 30,00 \text{ mm}$$

$$a_w = 6,00 \text{ mm}, a_f = 6,00 \text{ mm}$$

ΥλικάΧάλυβας

Ποιότητα : S355

Όριο διαρροής : $f_y = 355 N / mm^2$

Μέτρο ελαστικότητας : $E = 210000 MPa$

Σκυρόδεμα

Ποιότητα : C25/30

Μέτρο ελαστικότητας : $E_{cm} = 30500 MPa$

$\gamma_c = 1,50$

Διαστάσεις θεμελίων

$h_\theta = 2000 mm$

$b_\theta = 2000 mm$

Αγκύρια

Επιλέχτηκαν να χρησιμοποιηθούν αγκύρια M36 με τα εξής χαρακτηριστικά :

Διάμετρος : $d = 36,00 mm$

Εμβαδόν σπειρώματος : $A_s = 8,17 cm^2$

Ποιότητα αγκυρίου : 10.9

$f_{yb} = 900 MPa$

$f_{ub} = 100 MPa$

Αριθμός αγκυρίων : 6

Γεωμετρία έδρασης υποστυλώματοςΔιαστάσεις ενεργού θεμελίου

$\max b_2 = 3 \times b_1 = 3 \times 500 = 1500 mm$

$\max d_2 = 3 \times d_1 = 3 \times 500 = 1500 mm$

Η επιφάνεια $A_{c1} = b_2 \times d_2$ περιέχεται όλη στην κάτω επιφάνεια της θεμελίωσης και συγχρόνως ισχύει :

$$h \geq b_2 - b_1 = 2 \times b_1 = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 2 \times d_1 = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Άρα } A_{co} = b_1 \times d_1 = 500 \times 500 = 250 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{c1} = b_2 \times d_2 = 1500 \times 1500 = 2250 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος

Η συγκεντρωμένη αντοχή σχεδιασμού είναι:

$$F_{Rdu} = A_{co} \times f_{cd} \times \sqrt{A_{c1}/A_{co}} \leq 3 \times f_{cd} \times A_{co}$$

$$F_{Rdu} = 250 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} \times \sqrt{\frac{2250}{250}} = 12,5 \times 10^6 \leq 3 \times \frac{25}{1,5} \times 250 \times 10^3 = 12,5 \times 10^6$$

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 :

$$0,2 \times \min(d_1, b_1) = 100 \text{ mm} > 30 \text{ mm} \quad (= \text{πάχος κονιάματος})$$

$$\text{Είναι } \beta_j = \frac{2}{3}$$

Άρα η αντοχή επαφής της έδρασης είναι :

$$f_{jd} = \frac{\beta_j \times F_{Rdu}}{b_{eff} \times l_{eff}} = \frac{2}{3} \times \frac{12,5 \times 10^6}{250 \times 10^3} = 33,3 \text{ N/mm}^2$$

Ενεργός επιφάνεια έδρασης

Το ενεργό πλάτος έδρασης c ισούται με :

$$c \leq t \times \left(\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}} \right)^{0,5} = 40 \times \left(\frac{355}{3 \times 33,34 \times 1,0} \right)^{0,5} = 75,36 \text{ mm} < \left(\frac{650 - 400}{2} \right) = 125 \text{ mm}$$

και η ενεργός επιφάνεια ισούται με :

$$\begin{aligned}
 A_{eff} &= (300 + 2 \times c) \times (350 + 2 \times c) - (300 + 2 \times c - t_{wc} - 2 \times c) \times (310 - 2 \times t_{fc} - 2 \times c) = \\
 &= (300 + 2 \times 56,55) \times (350 + 2 \times 56,55) - (300 + 2 \times 56,55 - 10,0 - 2 \times 56,55) \times (350 - 2 \times 17,5 - 2 \times 56,55) = \\
 &= 132,7 \times 10^3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Έλεγχος αντοχής έδρασης σε καθαρή θλίψη

$$N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 132,76 \times 10^3 \times 33,33 = 4424,74 \text{ kN} > N_{Ed} = 3107 \text{ kN}$$

Παραλαβή τέμνουσας δύναμης

Η τέμνουσα δύναμη μεταβιβάζεται στο σκυρόδεμα μέσω μεταλλικού τάκου διατομής διπλού ταυ συγκολλημένου στην μεταλλική πλάκα έδρασης.

Επιλογή διατομής τάκου

Η πλαστική αντοχή σε διάτμηση είναι $V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}}$

Κατά την διεύθυνση x την τέμνουσα παραλαμβάνει ο κορμός του τάκου

$$\frac{A_{vz} \times 35,3 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} \geq 445,5 \rightarrow A_{vz} \geq 21,74 \text{ cm}^2$$

Επιλέγω HEA240 με $A_{vz} = 25,18 \text{ cm}^2$

Κατά την y διεύθυνση την τέμνουσα παραλαμβάνουν τα πέλματα του τάκου

$$\frac{A_{vz} \times 35,3 \text{ kN/cm}^2}{\sqrt{3} \times 1,0} \geq 866,4 \text{ kN} \rightarrow A_{vz} \geq 42,47 \text{ cm}^2$$

Για HEA240

$$A_{vy} = 2bt_f = 2 \times 24 \times 1,2 = 57,6 \text{ cm}^2$$

Άρα τάκος διατομής HEA240 και ύψους $h = 30 \text{ cm}$

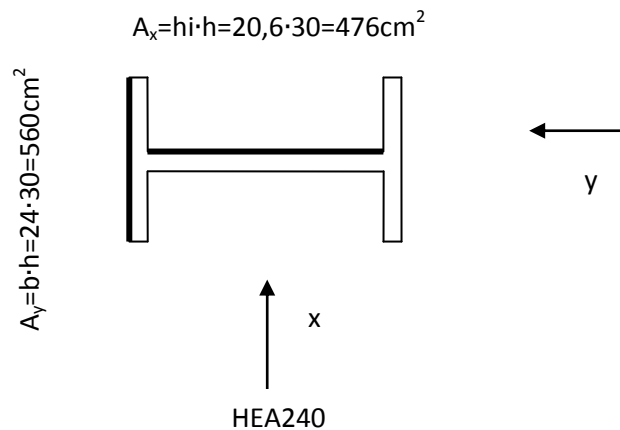
Θα πρέπει και το σκυρόδεμα να αντέχει την τάση από τον τάκο

Η οριακή αντοχή του σκυροδέματος είναι:

$$F_{cd}=0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 / 1,5 = 1,417 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_x = F_x / A_x = \frac{445,5}{720} = 0,62 \text{ kN/cm}^2 < F_{cd}$$

$$C_y = F_y / A_y = \frac{866,4}{618} = 1,40 \text{ kN/cm}^2 < F_{cd}$$



Ροπή αντοχής του υποστυλώματος

Η ροπή αντοχής του υποστυλώματος με την ταυτόχρονη παρουσία αξονικής δύναμης υποστυλώματος $N_{sd} = 2600 \text{ kN}$, είναι:

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

Όπου:

$$M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y,Rd} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 2088 \cdot 35,5 / 1,0 = 74124 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$N_{pl,y,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 142,8 \cdot 35,5 / 1,0 = 5069,4 \text{ kN}$$

$$n = N_{sd} / N_{pl,Rd} = 2600 / 5069,6 = 0,51$$

$$a = \frac{A - 2bt_f}{A} = \frac{142,8 - 2 \cdot 30 \cdot 1,75}{142,8} = 0,265 < 0,5$$

$$M_{N,y,Rd} = 74124 \cdot (1-0,51) / (1-0,5 \cdot 0,265) = 41868,3 \text{ kN} \cdot \text{cm} < 74124 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Δεν κάνω απομείωση της ροπής αντοχής του υποστυλώματος λόγω τέμνουσας γιατί η τιμή της είναι πολύ μικρή

Ροπή αντοχής της έδρασης

Για τον υπολογισμό της ροπή αντοχής της έδρασης με ταυτόχρονη ύπαρξη αξονικής θλιπτικής δύναμης $N_s = 3107 \text{ kN}$, εφαρμόζονται οι ακόλουθες εξισώσεις ισοροπίας:

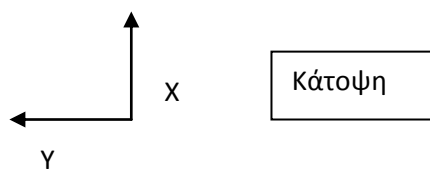
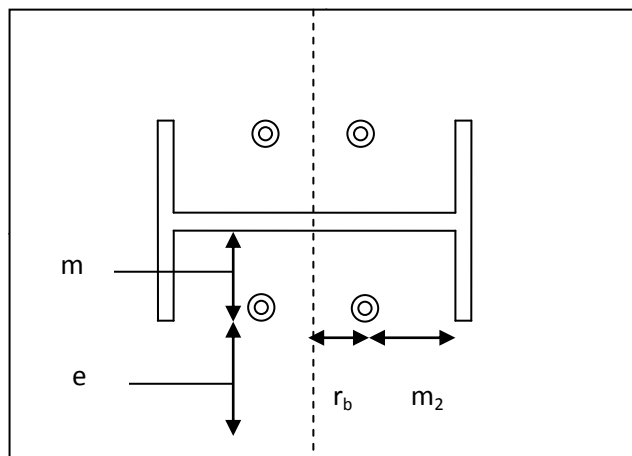
$$N_{Rd} = f_j \cdot A_{\text{eff}} - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$M_{Rd} = f_j \cdot A_{\text{eff}} \cdot r_c + \Sigma F_{t,Rd} \cdot r_b$$

Όπου:

$A_{\text{eff}} = x_o \cdot (2c + b_f)$ (ενεργός επιφάνεια για κάμψη και θλίψη)

$$r_c = \frac{h}{2} + c - \frac{x_o}{2}$$



Πρώτη σειρά κάτω από το εφελκούμενο πέγμα

$$m = \frac{b_{fc} - t_w}{2} - 0,8 \cdot \alpha_w \cdot \sqrt{2} = \frac{300 - 10}{2} - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 138,21 \text{ mm}$$

$$e = 100 \text{ mm}$$

$$m_2 = \frac{(h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot 70)}{2} - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = \frac{350 - 2 \cdot 17,5 - 2 \cdot 70}{2} - 0,8 \cdot 6 \cdot \sqrt{2} = 80,71 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \frac{m}{m+e} = \frac{138,21}{138,21+100} = 0,58$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_2 + e} = \frac{80,71}{80,71 + 100} = 0,44$$

άρα $\alpha = 5,5$

$r_b = 70\text{mm}$

$n = e = 100\text{mm} < 1,25m = 1,25 \cdot 138,21 = 172,76\text{mm}$

$\Sigma F_{t,Rd}$: Η οριακή δύναμη σχεδιασμού των αγκυρίων

Για τον υπολογισμό της $\Sigma F_{t,Rd}$ ισχύουν τα ακόλουθα

Ενεργό μήκος (μεμονωμένη κοχλίες)

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,op} = \alpha m = 5,5 \cdot 138,21 = 760,155\text{mm}$$

Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 138,21 = 867,96\text{mm}$$

Η αντοχή ενός αγκυρίου σε εφελκυσμό ισούται με :

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 100 \times 8,17}{1,25} = 588,24\text{kN}$$

Πρώτη μορφή αστοχίας:

$$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,op} = \alpha \cdot m = 5,5 \cdot 138,21 = 760,155\text{mm} < l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 138,21 = 867,96\text{mm}$$

Ροπή αντοχής μηχανισμού 1

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y / \gamma_{Mo} = 0,25 \cdot 76,02 \cdot 3^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 6072,1\text{kN}\cdot\text{cm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή πλάκας έδρασης)

$$F_{t,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 6072,1}{13,82} = 1757,48\text{kN}$$

Δεύτερη μορφή αστοχίας

$$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,op} = \alpha \cdot m = 5,5 \cdot 138,21 = 760,155 \text{ mm}$$

Ροπή αντοχής μηχανισμού 2

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,2} \cdot t_p^2 \cdot f_y / \gamma_{Mo} = 0,25 \cdot 76,02 \cdot 3^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 6072,1 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία αγκυρίου με διαρροή πλάκας έδρασης)

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma B_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 6072,1 + 10 \cdot 2 \cdot 588,24}{10+13,82} = 1003,7 \text{ kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3(αστοχία αγκυρίου)

$$F_{t,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} = 2 \cdot 588,24 \text{ kN} = 1176,48 \text{ kN}$$

Άρα η αντοχή του βραχέως ταυ της πλάκας έδρασης της πρώτης κάτω από το πέλμα σειράς κοχλίων

$$\min F_{t,Rd} = 1003,7 \text{ kN}$$

Εσωτερική σειρά κοχλίωνΕνεργό μήκος (μεμονωμένη κοχλίες)

Μη κυκλικές μορφές

$$l_{eff,op} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e = 4 \cdot 138,21 + 1,25 \cdot 100 = 677,84 \text{ mm}$$

Κυκλικές μορφές

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 138,21 = 867,96 \text{ mm}$$

$$n = e = 100 \text{ mm} < 1,25m = 1,25 \cdot 138,21 = 172,76 \text{ mm}$$

Η αντοχή ενός αγκυρίου σε εφελκυσμό ισούται με :

$$B_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 100 \times 8,17}{1,25} = 588,24 \text{ kN}$$

Πρώτη μορφή αστοχίας:

$$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,op} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e = 4 \cdot 138,21 + 1,25 \cdot 100 = 677,84 \text{ mm} < l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \cdot 3,14 \cdot 138,21 = 867,96 \text{ mm}$$

Ροπή αντοχής μηχανισμού 1

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_y / \gamma_{Mo} = 0,25 \cdot 67,78 \cdot 3^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 5413,93 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 1 (πλήρης διαρροή πλάκας έδρασης)

$$F_{t,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 5413,93}{13,82} = 1566,87 \text{ kN}$$

Δεύτερη μορφή αστοχίας

$$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,op} = 4 \cdot m + 1,25 \cdot e = 4 \cdot 138,21 + 1,25 \cdot 100 = 677,84 \text{ mm}$$

Ροπή αντοχής μηχανισμού 2

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd} = 0,25 \cdot \Sigma l_{eff,2} \cdot t_p^2 \cdot f_y / \gamma_{Mo} = 0,25 \cdot 67,78 \cdot 3^2 \cdot 35,5 / 1,0 = 5413,93 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 2 (αστοχία αγκυρίου με διαρροή πλάκας έδρασης)

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma B_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 5413,93 + 10 \cdot 2 \cdot 588,24}{10+13,82} = 948,47 \text{ kN}$$

Τρίτη μορφή αστοχίας

Η αντοχή για μορφή αστοχίας σύμφωνα με τον μηχανισμό 3 (αστοχία αγκυρίου)

$$F_{t,Rd} = \Sigma B_{t,Rd} = 2 \cdot 588,24 \text{ kN} = 1176,48 \text{ kN}$$

Άρα η αντοχή του βραχέως ταυ της πλάκας έδρασης της εσωτερικής σειράς κοχλίων είναι:

$$\min F_{t,Rd} = 948,47 \text{ kN}$$

Η πρώτη των εξισώσεων ισορροπίας γράφεται:

$$N_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$N_{Rd} = f_j \cdot x_o \cdot (2c + b_f) - \Sigma F_{t,Rd}$$

$$3107 = 3,33 \cdot x_0 \cdot (2 \cdot 5,66 + 30) - 948,47 - 1003,7$$

$$x_0 = 36,77 \text{ cm} > t_f + 2c = 1,75 + 2 \times 5,66 = 13,07 \text{ cm}$$

Η δεύτερη των εξισώσεων ισορροπίας

$$M_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} \cdot r_c + \Sigma F_{t,Rd} \cdot r_b$$

$$= 3,33 \cdot 36,77 \cdot (2 \cdot 5,66 + 30) \cdot (35/2 + 5,66 - 36,77/2) + 7,0 \cdot 1003,7 = 31184,49 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$< M_{Ny,Rd} = 41868 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

(Άρα η σύνδεση στην έδραση είναι σύνδεση μερικής αντοχής)

Επειδή είναι:

$$M_{Rd} = 31184,49 \text{ kN} \cdot \text{cm} > 0,25 M_{Ny,Rd} = 10467 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Θεωρητικά η έδραση δεν μπορεί να θεωρηθεί ως άρθρωση και πρέπει να ληφθεί υπόψη η επιρροή της μερικής πάκτωσης στη κατανομή της έντασης του συνολικού φορέα. Ωστόσο θεωρώντας την δυσμενέστερη περίπτωση της πλήρους πάκτωσης η μέγιστη ροπή ήταν $M = 55 \text{ kN} \cdot \text{m}$ πολύ μικρότερη του $0,25 M_{Ny,Rd}$. Άρα μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα και η στήριξη να ληφθεί υπόψη ως άρθρωση.

Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό

$$\Sigma F_{t,Rd} = 4 \cdot B_{t,R} = 6 \cdot 588,24 = 3529,44 > F_z = 2435 \text{ kN}$$

Αντοχή ελάσματος σε διάτρηση

$$F_{Rd} = 0,6 \pi \cdot d_m \cdot t \cdot f_u \cdot n / \gamma_{M2}$$

Όπου:

$$d_m = \frac{s_a + s_k}{2} = \frac{66,4 + 60}{2} = 63,2 \text{ mm} = 6,32 \text{ cm}$$

$f_u = 51 \text{ kN/cm}^2$ αντοχή αγκυρίων σε θραύση

$t = 30 \text{ mm}$ πάχος ελάσματος

$n = 6$ αγκύρια

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 6,32 \text{ cm} \times 3 \text{ cm} \times 51 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \cdot 6 = 8744 \text{ kN} > F_z = 2435 \text{ kN}$$

Δεν γίνεται έλεγχος εξώλκευσης αγκυρίων γιατί θεωρείται ότι ικανοποιείται με κατάλληλη επιλογή του βάρους τους.

6.6.5 ΣΥΝΔΕΣΗ ΡΑΒΔΩΝ Λ ΥΨΗΛΗΣ ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑΣ (q=2,5) ΜΕ ΚΥΡΙΑ ΔΟΚΟ ΣΤΟ ΚΤΙΡΙΟ ΜΕ q=2,5

ΔΙΑΤΟΜΗ ΣΥΝΔΕΣΜΟΥ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ HEA160

Γεωμετρία

$$h = 152mm \quad I_y = 1673,0cm^4$$

$$b = 160mm \quad I_z = 615,6cm^4$$

$$t_w = 6,0mm \quad i_y = 6,57cm$$

$$t_f = 9,0mm \quad i_z = 3,98cm$$

$$d = 104mm$$

$$A = 38,77cm^2$$

$$r = 15mm$$

Υλικό

Χάλυβας

Ποιότητα: S235

Όριο διαρροής: $f_y=235 N/mm^2$

Όριο θραύσης: $f_u=360 N/mm^2$

ΔΙΑΤΟΜΗ ΚΥΡΙΑΣ ΔΟΚΟΥ HEA340

Γεωμετρία

$$h = 330mm \quad i_y = 14,40cm$$

$$b = 300mm \quad i_z = 7,46cm$$

$$t_w = 9,5mm \quad I_t = 127,2cm^4$$

$$t_f = 16,5mm \quad I_w = 1824000cm^6$$

$$d = 243mm \quad w_{el,y} = 1678,0cm^3$$

$$A = 133,5cm^2 \quad w_{el,z} = 495,7cm^3$$

$$A_{vz} = 44,95cm^2 \quad w_{pl,y} = 1850cm^3$$

$$r = 27mm \quad w_{pl,z} = 755,9cm^3$$

$$I_y = 27690,0cm^4$$

$$I_z = 7436cm^4$$

Υλικό

Χάλυβας

Ποιότητα: S355

Όριο διαρροής: $f_y=355N/mm^2$

Όριο θραύσης: $f_u=510 N/mm^2$

ΈΛΑΣΜΑ

Πάχος $t=12mm$

Υλικό

Χάλυβας

Ποιότητα: S355

Όριο διαρροής: $f_y=355N/mm^2$

Όριο θραύσης: $f_u=510 N/mm^2$

ΚΟΧΛΙΕΣ

Κατηγορία κοχλίωσης

Τύπου A

Διαστάσεις κοχλίων

Κοχλίες M12

Διάμετρος κορμού κοχλίας: $d=12mm$

Διάμετρος οπής : $d_o=d+1$

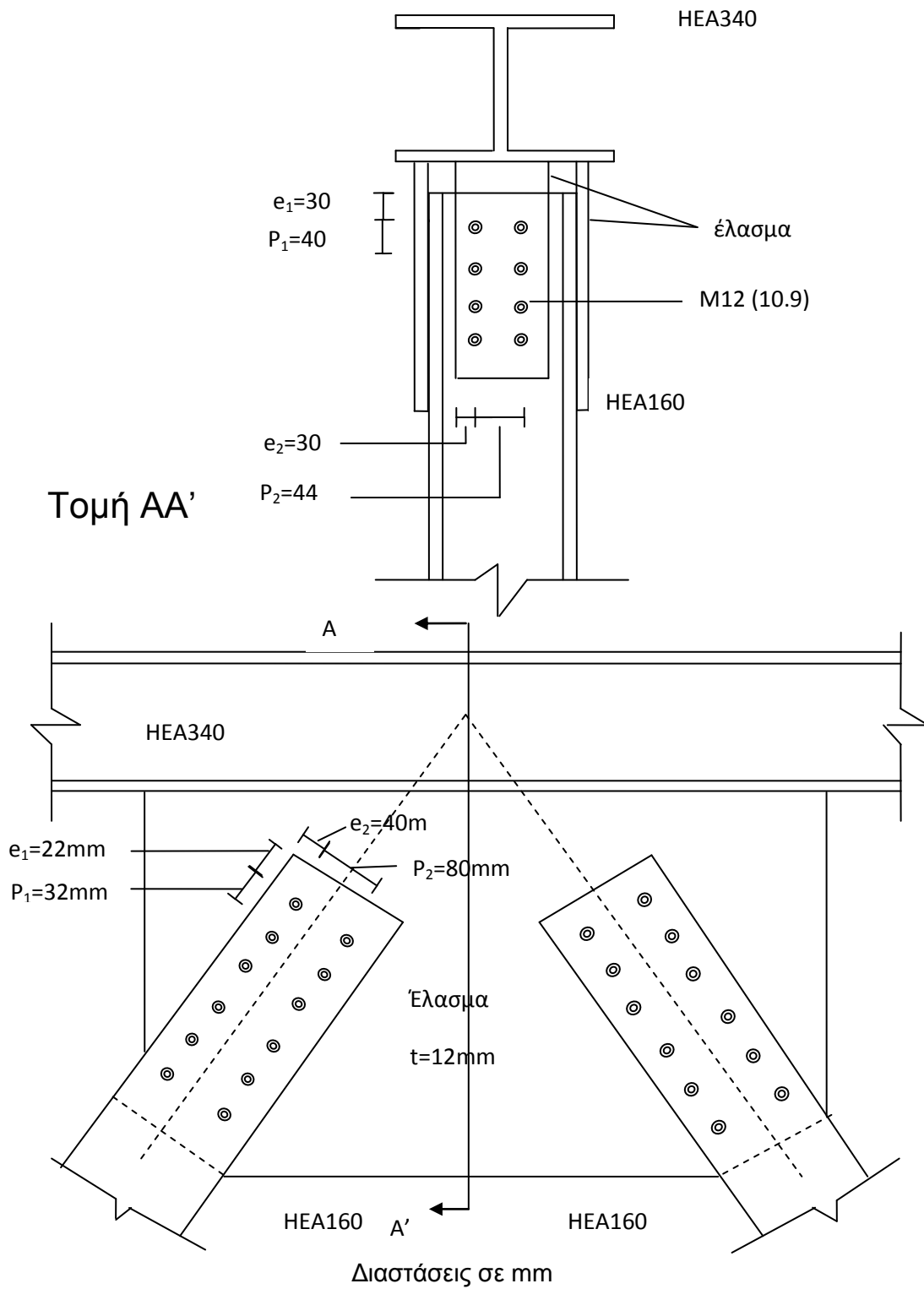
$\alpha = 1$ είναι η ανοχή για κοχλίες M12 και κανονικές οπές

$d_o = 12+1=13mm$

Ποιότητα 10.9

$f_{yb}=900MPa$

$f_{ub}=1000MPa$



Σχήμα 6.10 : Σύνδεση συνδέσμων δυσκαμψίας με κύρια δοκό

Σε συνδέσεις πλαστικών μελών με μη πλαστικά πρέπει να ισχύει:

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

R_d είναι η αντοχή της σύνδεσης

$$R_{fy} = N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{Mo} = \frac{38,77 \text{ cm}^2 \times 23,5 \text{ KN/cm}^2}{1,00} = 911,1 \text{ KN}$$

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

Άρα:

$$R_d \geq 1,1 \times 1,25 \times 911,1 = 1252,76 \text{ KN}$$

Το ποσοστό της δύναμης που παραλαμβάνεται από τα πέλματα και τον κορμό είναι:

$$\text{Εμβαδόν πελμάτων: } A_f = 16 \times 0,9 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Δύναμη σε κάθε πέλμα: } N_{Ed,f} = 14,4 \times 1252,76 / 38,77 = 465,3 \text{ KN}$$

$$\text{Εμβαδόν κορμού: } A_w = A - 2A_f = 38,77 - 2 \times 14,4 = 9,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Δύναμη στον κορμό: } N_{Ed,w} = 9,97 \times 1252,76 / 38,77 = 322,16 \text{ KN}$$

Αντοχή κοχλίων σε διάτμηση

Κοχλίες M12, Τύπου A

Διάμετρος κορμού κοχλίας: $d = 12 \text{ mm}$

Διάμετρος οπής : $d_o = d + a = 12 + 1 = 13 \text{ mm}$

Ποιότητα 10.9

$$f_{yb} = 900 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

Όπου

$a_v = 0,5$ για ποιότητα κοχλίας 10.9

$n = 1$ (επίπεδα διάτμησης)

$m =$ πλήθος κοχλίων

$$A = \pi \frac{d^2}{4} = \pi \frac{1,2^2}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (εμβαδόν διατομής κοχλίας)}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{n \times a_v \times A \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}} = \frac{1 \times 0,5 \times 1,13 \text{ cm}^2 \times 100 \text{ kN/cm}^2}{1,25} \times m = 45,2 \text{ m KN}$$

Θα πρέπει:

Πέλμα

$45,2 \text{ m} > 465,3 \text{ KN} \rightarrow m > 10,29 \rightarrow$ άρα επιλέγω 12 κοχλίες

$$F_{v,Rd} = 542,4 \text{ KN}$$

Κορμός

$45,2 \text{ m} > 322,16 \text{ KN} \rightarrow m > 7,13 \rightarrow$ άρα επιλέγω 8 κοχλίες

$$F_{v,Rd} = 361,6 \text{ KN}$$

Πέλμα

Έλεγχος αποστάσεων κοχλίων

Εξωτερικοί χώροι - διαβρωτικό περιβάλλον

Ελάχιστες αποστάσεις:

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \text{ mm}$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 13 = 28,6 \text{ mm}$$

$$\min e_2 = 1,2d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \text{ mm}$$

$$\min p_2 = 2,4d_0 = 2,4 \times 13 = 31,2 \text{ mm}$$

Από πίνακες πρότυπων διατομών ισχύει:

$$\min p_2 = 78 \text{ mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\max e_1 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \times 9 = 76 \text{ mm}$$

$$\max p_1 = \min(14t, 200 \text{ mm}) = \min(14 \times 9, 200) = 126 \text{ mm}$$

$$\max e_2 = 40 \text{ mm} + 4t = 40 + 4 \times 9 = 76 \text{ mm}$$

$$\max p_2 = \min(14t, 200 \text{ mm}) = \min(14 \times 9, 200) = 126 \text{ mm}$$

Από τους πίνακες πρότυπων διατομών ισχύει:

$$\max p_2=84\text{mm}$$

Οι παραπάνω αποστάσεις ελέγχονται με βάση τα πάχη των πελμάτων της διατομής HEA160 του συνδέσμου δυσκαμψίας καθώς το πάχος του ελάσματος στην περιοχή σύνδεσης είναι μεγαλύτερο.

Επιλέγω:

$$15,6\text{mm} < e_2=40\text{mm} < 76\text{mm}$$

$$78\text{mm} < p_2=80\text{mm} < 84\text{mm}$$

Οι αποστάσεις e_1 , p_1 επιλέγονται με βάση το κριτήριο ολκιμότητας, δηλαδή

$$N_{sd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγος

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγος θα πρέπει να είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{n \times k_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}}$$

n = πλήθος οπών

$f_u=36\text{KN/cm}^2$ Η εφελκυστική αντοχή σε θραύση του πέλματος

$d=12\text{mm}$ διάμετρος κοχλία

$d_o=13\text{mm}$ διάμετρος οπής

$$k_1 = \min \left(2,8 \times \frac{e_2}{d_o} - 1,7 ; 2,5 \right) = \min \left(2,8 \times \frac{40}{13} - 1,7 ; 2,5 \right) = 2,5$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \times d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0 \right)$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγος είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{12 \times 2,5 \times \alpha \times 36\text{KN/cm}^2 \times 1,2\text{cm} \times 0,9\text{cm}}{1,25} = 933,12 \text{ α KN}$$

Πρέπει να είναι καθοριστική η σύνθλιψη άντυγος των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλίων. Άρα θα πρέπει να ισχύει:

$$N_{sd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

$$465,3\text{KN} \leq 933,12 \text{ α KN} \leq 542,4\text{KN}$$

$$0,5 \leq \alpha \leq 0,58$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$0,5 \leq \frac{e_1}{3 \times d_0} \leq 0,58 \rightarrow 1,95 \text{cm} \leq e_1 \leq 2,26 \text{cm}$$

$$0,5 \leq \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,58 \rightarrow 2,93 \text{cm} \leq p_1 \leq 3,24 \text{cm}$$

Επιλέγω:

$$\min p_1 = 28,6 \text{mm} \leq p_1 = 32 \text{mm} \leq \max p_1 = 126 \text{mm}$$

και

$$\min e_1 = 15,6 \text{mm} \leq e_1 = 22 \text{mm} \leq \max e_1 = 76 \text{mm}$$

$$\text{Άρα } \alpha = \min (0,564 ; 0,57 ; 2,78 ; 1,0) = 0,564$$

$$F_{b,Rd} = \frac{12 \times 2,5 \times 0,564 \times 36 \text{KN/cm}^2 \times 1,2 \text{cm} \times 0,9 \text{cm}}{1,25} = 526,3 \text{KN} < F_{v,Rd} = 542,4$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγος και όχι σε διάτμηση των κοχλίων.

Κορμός

Έλεγχος αποστάσεων κοχλίων

Εξωτερικοί χώροι - διαβρωτικό περιβάλλον

Ελάχιστες αποστάσεις:

$$\min e_1 = 1,2d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \text{mm}$$

$$\min p_1 = 2,2d_0 = 2,2 \times 13 = 28,6 \text{mm}$$

$$\min e_2 = 1,2d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \text{mm}$$

$$\min p_2 = 2,4d_0 = 2,4 \times 13 = 31,2 \text{mm}$$

Μέγιστες αποστάσεις:

$$\max e_1 = 40 \text{mm} + 4t = 40 + 4 \times 6 = 64 \text{mm}$$

$$\max p_1 = \min (14t, 200 \text{mm}) = \min (14 \times 6, 200) = 84 \text{mm}$$

$$\max e_2 = 40 \text{mm} + 4t = 40 + 4 \times 6 = 64 \text{mm}$$

$$\max p_2 = \min(14t, 200\text{mm}) = \min(14 \times 6, 200) = 84\text{mm}$$

Οι παραπάνω αποστάσεις ελέγχονται με βάση του πάχους του κορμού της διατομής HEA160 του συνδέσμου δυσκαμψίας καθώς το πάχος του ελάσματος στην περιοχή σύνδεσης είναι μεγαλύτερο.

Επιλέγω:

$$15,6\text{mm} < e_2 = 30\text{mm} < 64\text{mm}$$

$$31,2\text{mm} < p_2 = 44\text{mm} < 84\text{mm}$$

Οι αποστάσεις e_1 , p_1 επιλέγονται με βάση το κριτήριο ολκιμότητας, δηλαδή

$$N_{sd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

Έλεγχος σε σύνθλιψη άντυγος

Η αντοχή σε σύνθλιψη άντυγος θα πρέπει να είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{n \times k_1 \times a \times f_u \times d \times t_{\min}}{\gamma_{M2}}$$

n = πλήθος οπών

$f_u = 36\text{KN/cm}^2$ Η εφελκυστική αντοχή σε θραύση του πέλματος

$d = 12\text{mm}$ διάμετρος κοχλία

$d_o = 13\text{mm}$ διάμετρος οπής

$$k_1 = \min\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_o} - 1,7 ; 2,5\right) = \min\left(2,8 \times \frac{30}{13} - 1,7 ; 2,5\right) = 2,5$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \times d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1,0\right)$$

Η συνολική αντοχή σε σύνθλιψη άντυγος είναι:

$$F_{b,Rd} = \frac{8 \times 2,5 \times \alpha \times 36\text{KN/cm}^2 \times 1,2\text{cm} \times 0,6\text{cm}}{1,25} = 414,72 \text{ α KN}$$

Πρέπει να είναι καθοριστική η σύνθλιψη άντυγος των οπών και όχι η αστοχία σε διάτμηση των κοχλίων. Άρα θα πρέπει να ισχύει:

$$N_{sd} \leq F_{b,Rd} \leq F_{v,Rd}$$

$$322,16\text{KN} \leq 414,7 \text{ α KN} \leq 361,6\text{KN}$$

$$0,777 \leq \alpha \leq 0,870$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \times d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$0,777 \leq \frac{e_1}{3 \times d_0} \leq 0,87 \rightarrow 30,03 \text{mm} \leq e_1 \leq 33,93 \text{mm}$$

$$0,777 \leq \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \leq 0,87 \rightarrow 40,05 \text{mm} \leq p_1 \leq 43,68 \text{mm}$$

Επιλέγω:

$$\min p_1 = 28,6 \text{mm} \leq p_1 = 42 \text{mm} \leq \max p_1 = 84 \text{mm} \text{ και}$$

$$\min e_1 = 15,6 \text{mm} \leq e_1 = 32 \text{mm} \leq \max e_1 = 64 \text{mm}$$

$$\text{Άρα } \alpha = \min (0,82 ; 0,827 ; 2,78 ; 1,0) = 0,82$$

$$F_{b,Rd} = \frac{8 \times 2,5 \times 0,82 \times 36 \text{KN/cm}^2 \times 1,2 \text{cm} \times 0,6 \text{cm}}{1,25} = 340,1 \text{KN} < F_{v,Rd} = 414,7 \text{KN}$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγος και όχι σε διάτμηση των κοχλίων.

Αντοχή διατομής σε εφελκυσμό

Η κοχλίωση σε κορμό και πέλματα γίνεται έτσι ώστε ο μέγιστος αριθμός οπών σε μία διατομή του συνδέσμου να μην ξεπερνάει τις 2. Εύρεση απομειωμένης διατομής :

$$A_{net} = A - n \cdot d_o \cdot t = 38,77 - 4 \cdot 1,3 \cdot 0,9 = 34,09 \text{ cm}^2$$

Αντοχή διατομής:

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd} , N_{u,Rd}) = \min (A \cdot f_y / \gamma_{M0} ; 0,90 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}) = \min \left(\frac{38,77 \cdot 23,5}{1} ; \frac{0,90 \cdot 34,09 \cdot 36}{1,25} \right) = \min (911,1 \text{KN} ; 883,61 \text{KN})$$

Άρα:

$$N_{pl,Rd} > N_{u,Rd}$$

και δεν ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας σύμφωνα με το οποίο καθοριστική πρέπει να είναι η αντοχή της ολικής διατομής.

Άρα μειώνω την διατομή της ράβδου λίγο πριν την κοχλίωση

Πρέπει:

$$N_{pl,Rd} < N_{u,Rd} \rightarrow N_{pl,Rd} < 883,61 \text{KN}$$

Αν μειώσω το πάχος των πελμάτων κατά 1 χιλιοστό

$$A_T = A - 2 \times 0,1b = 35,57$$

$$N_{T_{pl},Rd} = A_T \cdot f_y / \gamma_{M0} = 835,89 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 883,61 \text{ KN}$$

Άρα ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας και η $N_{T_{pl},Rd}$ είναι μεγαλύτερη από την δρώσα εφελκυστική δύναμη $N_{Ed}=235\text{KN}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 : ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Βασικό κριτήριο στο σχεδιασμό των δύο κατασκευών ήταν η επιλογή των βέλτιστων διατομών, για κάθε μέλος, με βάση την ικανοποίηση των ελέγχων σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας. Προτιμήθηκε να χρησιμοποιηθούν διατομές μελών κατηγορίας 1 και 2.

Στο κτίριο με $q=1,5$ έγινε η επιλογή των διατομών των μελών με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής και την επιβολή της σεισμικής φόρτισης. Στο κτίριο με $q=2,5$ έγινε αρχικά η επιλογή των διατομών με βάση τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής και την επιβολή της σεισμικής φόρτισης και στην συνέχεια επαναξιολογήθηκαν οι διατομές με βάση τα νέα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν εφαρμόζοντας παρατηρήσεις του Ευρωκώδικα 8 (ικανοτικός σχεδιασμός και επιπλέον κατακόρυφη σεισμική δράση που εφαρμόζεται στη δοκό από τους συνδέσμους μετά τον λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου). Τελικά καταλήξαμε στην βέλτιστη επιλογή διατομών και στο παρόν κεφάλαιο θα αξιολογηθούν τα δύο κτίρια με τους διαφορετικούς συντελεστές συμπεριφοράς με βάση το ίδιο βάρος του μεταλλικού τους σκελετού. Στα δύο κτίρια υπολογίσαμε το ίδιο βάρος τους πριν την τοποθέτηση των διαδοκίδων. Αυτό όμως δεν επηρεάζει την σύγκριση μας καθώς το ίδιο βάρος των διαδοκίδων είναι ίδιο και στα δύο κτίρια.

Οι τύποι συνδέσμων δυσκαμψίας που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διπλωματική εργασία και τα βασικά χαρακτηριστικά τους είναι τα εξής :



- Σύνδεσμοι τύπου Λ χωρίς εκκεντρότητα: σε αυτούς τους τύπους συνδέσμων η συμμετοχή της θλιβόμενης διαγωνίου είναι απαραίτητη για την ανάληψη των οριζόντιων δυνάμεων ($\bar{\lambda} < 2,00$). Στους συνδέσμους αυτούς το κοινό τους σημείο βρίσκεται στο άνοιγμα του ζυγώματος χωρίς να διακόπτει τη στατική του συνέχεια.
- Οι θέσεις των συνδέσμων επιλέχθηκαν να είναι ακραία εξωτερικά κατακόρυφα επίπεδα για αύξηση της δυσκαμψίας του όλου φορέα.

Με την χρήση τους και στις δύο κατευθύνσεις επιτύχαμε καλύτερη κατανομή των εντατικών μεγεθών στα μέλη της κατασκευής και αύξηση της αντισεισμικότητας του κτιρίου μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας της κατασκευής.

7.2 ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΧΡΗΣΗ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ.

7.2.1 ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΣΚΕΛΕΤΟΥ



	Ίδιο βάρος σε t
 Κτίριο με q=1,5	75,8
 Κτίριο με q=2,5	80,9

Σχήμα 7.1 παρουσίαση γραφήματος ίδιου βάρους

Παρατηρούμε μία αύξηση του ίδιου βάρους ,στην περίπτωση μελέτης του κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς $q=2,5$ της τάξης του 6,73 % σε σχέση με την μελέτη του κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$. Σ' αυτό το σημείο να μην παραλείψουμε να αναφέρουμε πως γενικά σε περίπτωση μελέτης κτιρίου με μέλη απορρόφησης ενέργειας ($q=2,5$) αναμένουμε το ίδιο βάρος να είναι μικρότερο ,λόγω της μετελαστικής συμπεριφοράς αυτών των μελών (δυνατότητα πλάστιμων παραμορφώσεων). Παρ' όλα αυτά στην παρούσα διπλωματική παρατηρείται αυτή η μικρή αύξηση του ίδιου βάρους λόγω των επιπλέον ελέγχων που απαιτούνται απ' τον Ευρωκώδικα 8 (κεφ. 5.2.2.4). Ο πρώτος είναι αυτός του ικανοτικού σχεδιασμού, ο οποίος χρησιμοποιείται για να οδηγήσει στην ιεράρχηση των αντοχών των διαφόρων φερόντων στοιχείων και μορφών αστοχίας, η οποία είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση ενός κατάλληλου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και για την αποφυγή μορφών ψαθυρής αστοχίας. Ο δεύτερος είναι αυτός της διαστασιολόγησης των δοκών θεωρώντας την επιπλέον κατακόρυφη σεισμική δράση η οποία οφείλεται στον λυγισμό της θλιβόμενης διαγωνίου.

7.3 ΣΥΝΟΨΗ

Παρατηρούμε μικρή αύξηση 6,73% του ίδιου βάρους της κατασκευής στην περίπτωση μελέτης του κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς $q=2,5$ σε σχέση με την μελέτη του ίδιου κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς $q=1,5$ λόγω των επιπλέον ελέγχων του Ευρωκώδικα 8.

Είναι σημαντικό να αναφέρουμε ότι και στις δύο περιπτώσεις μελέτης πληρούνται όλες οι απαιτήσεις ασφάλειας ,ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι, σημαντικές ιδιομορφές ήταν οι πρώτες πέντε και τέλος ικανοποιήθηκαν οι απαιτήσεις περιορισμού βλαβών του Ευρωκώδικα 8 καθώς και παράβλεψη των φαινομένων δευτέρας τάξεως του Ευρωκώδικα 8 και 3.

Στην περίπτωση όπου $q=1,5$ η κατασκευή μας δεν συμπεριφέρεται τελείως ελαστικά όμως χαρακτηρίζεται από χαμηλή πλαστικότητα ,δηλαδή έχει σχεδιαστεί για να μην καταρρεύσει στον σεισμό σχεδιασμού ωστόσο δεν γνωρίζουμε την συμπεριφορά της από την στιγμή που θα εισέλθει στη πλαστική περιοχή. Από την άλλη στην περίπτωση όπου $q=2,5$ σχεδιάζουμε το δομικό σύστημα έτσι ώστε να απορροφά ενέργεια μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας του ,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 εξασφαλίζουμε αξιόπιστο ελαστοπλαστικό μηχανισμό.

Συμπερασματικά, παρ' όλο που ο σχεδιασμός κτιρίου με συντελεστή συμπεριφοράς $q=2,5$ (απορρόφησης ενέργειας) είναι αρκετά πιο περίπλοκος ,θα μπορούσαμε να τον χαρακτηρίσουμε ως βέλτιστο. Οι λόγοι για τους οποίους καταλήγουμε στο παραπάνω συμπέρασμα είναι αφ' ενός η μικρή αύξηση του ίδιου βάρους και αφετέρου ότι η συμπεριφορά του κτιρίου με μεγαλύτερη πλαστικότητα είναι πολύ καλύτερη στον σεισμό. Ειδικότερα ο συγκεκριμένος φορέας θα επιδείξει

παρατεταμένη αστοχία με περισσότερες προειδοποιητικές ενδείξεις τις επερχόμενης κατάρρευσης και άρα θα υπάρξει χρονικό περιθώριο για εγκατάλειψη της κατασκευής ή και για μερική αποφόρτιση της ώστε να αποφευχθεί η τελική αστοχία και να υπάρξει η δυνατότητα επισκευών για αποκατάσταση της φέρουσας ικανότητας της. Αυτό συμβαίνει γιατί καθορίζουμε μέσω του ικανοτικού σχεδιασμού πως θα συμπεριφερθεί η κατασκευή μετά την επιβολή του σεισμού και την είσοδο της στην πλαστική περιοχή. Δηλαδή προβλέψαμε την κατάσταση αστοχίας καθώς τα υποστυλώματα ,οι δοκοί και οι συνδέσεις αυτών των μελών με τους συνδέσμους δυσκαμψίας σχεδιάζονται με επαρκή υπεραντοχή ώστε να διαρρεύσουν πρώτα τα πλάστιμα μέλη (σύνδεσμοι δυσκαμψίας).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- 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
- Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός», Μέρος 1: Γενικοί κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτίρια , EN 1998-1 : 2004
- 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