



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

---

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός δίδυμων σύμμικτων κτιρίων με  
μπαλκόνια από ελαφροσκυρόδεμα και γυαλί

---



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αγγελοπούλου Ζαμπέτα  
Αποστολάκος Ιάσων  
Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Νοέμβριος 2020  
ΕΜΚ ΔΕ 2020 30





ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

---

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός δίδυμων σύμμικτων κτιρίων με  
μπαλκόνια από ελαφροσκυρόδεμα και γυαλί

---



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Αγγελοπούλου Ζαμπέτα  
Αποστολάκος Ιάσων  
Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Νοέμβριος 2020  
ΕΜΚ ΔΕ 2020 30





Αγγελοπούλου Ζαμπέτα, Αποστολάκος Ιάσων (2020).  
Σχεδιασμός δίδυμων σύμμικτων κτιρίων με μπαλκόνια από  
ελαφροσκυρόδεμα και γυαλί  
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2020 30  
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Angelopoulou Zampeta, Apostolakos Iason. (2020).  
Design of twin composite buildings with balconies from  
lightweight concrete and glass  
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2020 30  
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece



## Ευχαριστίες

Με το πέρας της διπλωματικής μας εργασίας θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον επιβλέποντα καθηγητή μας, κύριο Ιωάννη Βάγια, για την ευκαιρία που μας έδωσε να συνεργαστούμε μαζί του και να μάθουμε δίπλα του.

Επίσης, ευχαριστούμε τον κύριο Χρήστο Ζέρη, αναπληρωτή καθηγητή του εργαστηρίου οπλισμένου σκυροδέματος για τις συμβουλές του και το υλικό για μελέτη που μας παρείχε καθώς και την κυρία Μπεκιάρη, γραμματέα του εργαστηρίου μεταλλικών κατασκευών, που πάντα ήταν πρόθυμη να μας βοηθήσει.

---





## Πίνακας περιεχομένων

1.	Εισαγωγή.....	1
1.1.	Γενικά για τα χαλύβδινα έργα .....	1
1.2.	Γενικά για το έργο .....	1
1.3.	Στόχος της εργασίας .....	3
1.4.	Διάρθρωση της εργασίας.....	3
2.	Παρουσίαση της υπό μελέτη κατασκευής .....	5
2.1.	Γεωμετρία κτιρίων.....	5
2.2.	Περιγραφή φορέα .....	6
2.3.	Διατομές μεταλλικών στοιχείων και διαστάσεις στοιχείων από σκυρόδεμα .....	10
2.4.	Υλικά κατασκευής.....	11
3.	Δράσεις υπολογισμού .....	13
3.1.	Ίδια βάρη .....	13
3.2.	Πρόσθετα μόνιμα .....	13
3.3.	Κινητά φορτία πλακών .....	13
3.4.	Φορτία χιονιού.....	14
3.5.	Φορτία ανέμου.....	15
3.6.	Σεισμικά φορτία .....	21
3.7.	Συνδυασμοί δράσεων .....	25
4.	Εισαγωγή φορέα στο πρόγραμμα Scia Engineer .....	29
4.1.	Σχεδιασμός φορέα και εισαγωγή διατομών.....	29
4.2.	Εισαγωγή φορτίων.....	33
4.3.	Γραμμική ανάλυση .....	35
4.4.	Ιδιομορφική ανάλυση .....	35
4.5.	Εισαγωγή σεισμικού φορτίου.....	39
5.	Σύμμικτες πλάκες.....	43
6.	Διαδοκίδες.....	47
6.1.	Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση κατασκευής .....	48
6.2.	Έλεγχος ΟΚΛ στη φάση κατασκευής .....	49
6.3.	Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση λειτουργίας.....	49
6.4.	Έλεγχος ΟΚΛ στη φάση λειτουργίας.....	54
7.	Δευτερεύουσες δοκοί.....	57

7.1. Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση κατασκευής .....	58
7.2. Έλεγχος ΟΚΛ στη φάση κατασκευής .....	58
7.3. Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση λειτουργίας.....	58
7.4. Έλεγχος ΟΚΛ στη φάση λειτουργίας.....	60
8. Κύριες δοκοί πλαισίου .....	63
8.1. Έλεγχοι ΟΚΑ .....	64
8.2. Έλεγχοι ΟΚΛ .....	68
9. Υποστυλώματα .....	69
9.1. Έλεγχοι διατομής.....	70
9.2. Έλεγχοι μέλους.....	71
10. Μπαλκόνια κτιρίων.....	77
10.1. Δοκός.....	77
10.2. Δικτύωμα στηθαίου.....	80
11. Στοιχεία από σκυρόδεμα .....	83
11.1. Υποστυλώματα.....	83
11.2. Τοιχία .....	89
12. Έλεγχοι κτιρίων .....	95
12.1. Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2ας τάξης.....	95
12.2. Έλεγχος περιορισμού βλαβών.....	96
12.3. Ικανοτικός έλεγχος.....	97
13. Συνδέσεις μελών .....	105
13.1. Διαδοκίδα-κύρια δοκός.....	105
13.2. Δευτερεύουσα δοκός-υποσύλωμα.....	107
13.3. Κύρια δοκός-υποσύλωμα .....	108
13.4. Έδραση υποστυλώματος.....	117
13.5. Διασύνδεσμος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	119
13.6. Χιαστί σύνδεσμος-υποσύλωμα.....	122
13.7. Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού γεφύρωσης των δυο κτιρίων .....	124
Συμπεράσματα .....	125
Βιβλιογραφία.....	127
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....	129
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β .....	135

## Ευρετήριο πινάκων

Πίνακας 2.1: Μεταλλικές διατομές.....	10
Πίνακας 2.2: Στοιχεία από σκυρόδεμα .....	10
Πίνακας 2.3: Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ .....	11
Πίνακας 3.1: Τιμές συντελεστή έκθεσης .....	14
Πίνακας 3.2: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους.....	16
Πίνακας 3.3: Συντελεστές Ζωνών.....	18
Πίνακας 3.4: Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής.....	19
Πίνακας 3.5: Γενικές παράμετροι φορτίων ανέμου σύμφωνα με τον ευρωκώδικα	19
Πίνακας 3.6: Πιέσεις ανέμου κατά x .....	20
Πίνακας 3.7: Πιέσεις ανέμου για άνεμο κατά y .....	20
Πίνακας 3.8: Κατηγορίες σπουδαιότητας .....	22
Πίνακας 3.9: Κατηγορίες εδάφους.....	22
Πίνακας 3.10: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους.....	23
Πίνακας 3.11: Συντελεστής συμπεριφοράς q.....	23
Πίνακας 3.12: Συντελεστές ασφαλείας .....	25
Πίνακας 3.13: Τιμές συντελεστών $\psi$ .....	26
Πίνακας 3.14: Επιτρεπόμενα όρια βελών .....	28
Πίνακας 4.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης .....	36
Πίνακας 4.2: Αποτελέσματα ανάλυσης .....	41
Πίνακας 6.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής διαδοκίδας .....	48
Πίνακας 6.2 Τάσεις διαδοκίδας στη φάση κατασκευής.....	48
Πίνακας 6.3 Χαρακτηριστικά ισοδύναμης διατομής διαδοκίδας .....	51
Πίνακας 6.4 Τάσεις σύμμικτης διατομής διαδοκίδας .....	51
Πίνακας 6.5: Έλεγχος λεπτομερειών σύμμικτης διαδοκίδας.....	54
Πίνακας 7.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής δευτερεύουσας δοκού .....	58
Πίνακας 7.2 Τάσεις δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής .....	58
Πίνακας 7.3 Τάσεις σύμμικτης διατομής δευτερεύουσας δοκού.....	59
Πίνακας 7.4: Έλεγχος λεπτομερειών σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού .....	61
Πίνακας 8.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής κύριας δοκού .....	63
Πίνακας 8.2: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων .....	64
Πίνακας 8.3: Κατάταξη προεξεχόντων ελασμάτων .....	65
Πίνακας 8.4: Τιμές συντελεστών $C_1, C_2, C_3$ .....	66
Πίνακας 8.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού .....	67
Πίνακας 8.6: Συντελεστής ατελειών $\alpha_{LT}$ .....	68
Πίνακας 9.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής υποστυλώματος.....	69
Πίνακας 9.2: Επιλογή καμπύλης λυγισμού .....	72
Πίνακας 9.3: Συντελεστές αλληλεπίδραση $k_{ij}$ .....	73

Πίνακας 9.4: Βοηθητικοί συντελεστές.....	73
Πίνακας 9.5: Συντελεστές $C_{mi,0}$ ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής .....	74
Πίνακας 10.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής προβόλου.....	78
Πίνακας 11.1 Μέγιστες τιμές τάσεων/παραμορφώσεων στο στοιχείο .....	84
Πίνακας 11.2 Εσωτερικές δυνάμεις από τη στατική ανάλυση .....	90
Πίνακας 11.3 Έλεγχος επάρκειας οπλισμού τοιχίου υπογείου .....	91
Πίνακας 11.4 Οπλισμός διάτμησης τοιχίου υπογείου.....	92
Πίνακας 12.1 Μάζα ορόφων στο σεισμικό συνδυασμό.....	95
Πίνακας 12.2 Υπολογισμός συντελεστή $\theta$ για σεισμό κατά $x$ .....	96
Πίνακας 12.3 Υπολογισμός συντελεστή $\theta$ για σεισμό κατά $y$ .....	96
Πίνακας 12.4 Υπολογισμός συντελεστή $\gamma$ για σεισμό κατά $x$ .....	96
Πίνακας 12.5 Υπολογισμός συντελεστή $\gamma$ για σεισμό κατά $y$ .....	96
Πίνακας 12.6: Διαμόρφωση υπεραντοχής κατακόρυφων χιαστί .....	97
Πίνακας 12.7 Ιδιότητες μεταλλικής διατομής υποστυλώματος.....	98
Πίνακας 12.8 Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος σε ικανοτικό $y$ .....	99
Πίνακας 12.9: Διαμόρφωση υπεραντοχής δοκών πλαισίων .....	100
Πίνακας 12.10 Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος σε ικανοτικό $x$ .....	102
Πίνακας 13.1 Προσεγγιστικές τιμές της παραμέτρου μετασχηματισμού $\beta$ .....	110
Πίνακας 13.2 Μειωτικός συντελεστής $\omega$ για την αλληλεπίδραση με διάτμηση...	110
Πίνακας 13.3 Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος $\tau_{av}$ .....	112
Πίνακας 13.4 Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος.....	113
Πίνακας 13.5 Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας .....	113

## Ευρετήριο εικόνων

Εικόνα 1.1 Αρχιτεκτονικό σχέδιο υπογείου.....	1
Εικόνα 1.2 Αρχιτεκτονικό σχέδιο ισογείου .....	2
Εικόνα 1.3 Κάτοψη 1ου ορόφου.....	2
Εικόνα 1.4 Κάτοψη τυπικού ορόφου ανωδομής.....	2
Εικόνα 2.1: Εξωτερικές διαστάσεις υπογείου.....	5
Εικόνα 2.2: Κάνναβος ανωδομής.....	5
Εικόνα 2.3: Σχέση ανωδομής και υπογείου στο χώρο .....	6
Εικόνα 2.4: Μπαλκόνι στον κάνναβο ανωδομής.....	6
Εικόνα 2.5: Στοιχεία υπογείου από σκυρόδεμα .....	7
Εικόνα 2.6: Διάταξη 6 σειρών πλαισίων στο αριστερό κτίριο.....	7
Εικόνα 2.7: Προσθήκη αρθρωτών δευτερευουσών δοκών .....	8
Εικόνα 2.8: Προσθήκη αρθρωτών διαδοκίδων .....	8
Εικόνα 2.9: Προέκταση δαπέδου ορόφου.....	8
Εικόνα 2.10: Θέση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	8
Εικόνα 2.11: Πλάκα κοινού δαπέδου στον 1ο και 2ο όροφο αντίστοιχα .....	9
Εικόνα 2.12: Σύστημα μεταλλικών δοκών-περιμετρικού δικτυώματος .....	9
Εικόνα 2.13: Ενδεικτικά οι πλάκες ελαφροσκυροδέματος του 3ου ορόφου .....	10
Εικόνα 3.1: Συντελεστής σχήματος στέγης .....	14
Εικόνα 3.2: Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου .....	15
Εικόνα 3.3: Ύψος αναφοράς.....	17
Εικόνα 3.4: Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων.....	18
Εικόνα 3.5: Σεισμικές ζώνες .....	21
Εικόνα 3.6: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού για $q=4$ .....	23
Εικόνα 4.1: Σχεδιασμός καννάβου και ορισμός ορόφων.....	29
Εικόνα 4.2: Εισαγωγή παραμέτρων χιονιού .....	29
Εικόνα 4.3: Εισαγωγή παραμέτρων ανέμου .....	30
Εικόνα 4.4: Ρύθμιση των αναλύσεων .....	30
Εικόνα 4.5: Επιλογή βασικών υλικών.....	31
Εικόνα 4.6: Εισαγωγή μεταλλικής διατομής.....	31
Εικόνα 4.7: Εισαγωγή διατομής από σκυρόδεμα.....	32
Εικόνα 4.8: Εισαγωγή στοιχείων φορέα .....	32
Εικόνα 4.9: Ολοκλήρωση μοντέλου .....	33
Εικόνα 4.10: Παράδειγμα εισαγωγής ανέμου .....	34
Εικόνα 4.11: Δήλωση χαρακτηριστικών φορτίου ανέμου .....	34
Εικόνα 4.12: Παράδειγμα συνδυασμού με εισαγωγή από το χρήστη.....	34
Εικόνα 4.13: Παράδειγμα αυτόματης δημιουργίας συνδυασμού .....	35
Εικόνα 4.14: Παραγωγή μαζών.....	36
Εικόνα 4.15 1η ιδιομορφή.....	37
Εικόνα 4.16 2η ιδιομορφή.....	37
Εικόνα 4.17 3η ιδιομορφή.....	37
Εικόνα 4.18 4η ιδιομορφή.....	38

Εικόνα 4.19 5η ιδιομορφή.....	38
Εικόνα 4.20 6η ιδιομορφή.....	38
Εικόνα 4.21 7η ιδιομορφή.....	39
Εικόνα 4.22 Κέντρα μαζών ορόφων .....	39
Εικόνα 4.23: Παράδειγμα εισαγωγής σεισμικού φορτίου κατά χ.....	40
Εικόνα 5.1 Χαλυβδόφυλλο SYMDECK73 .....	43
Εικόνα 5.2 Εισαγωγή των χαρακτηριστικών της πλάκας στο Scia Engineer .....	43
Εικόνα 5.3 Εισαγωγή δεδομένων πλάκας ορόφου στο Sym Deck Designer 2.....	44
Εικόνα 5.4 Έλεγχος πλάκας ορόφου στη φάση κατασκευής.....	44
Εικόνα 5.5 Έλεγχος πλάκας ορόφου στη φάση λειτουργίας .....	45
Εικόνα 5.6 Εισαγωγή δεδομένων πλάκας υπογείου στο Sym Deck Designer 2.....	45
Εικόνα 5.7 Έλεγχος πλάκας υπογείου στη φάση κατασκευής.....	46
Εικόνα 5.8 Έλεγχος πλάκας υπογείου στη φάση λειτουργίας .....	46
Εικόνα 6.1: Θέση υπό εξέταση διαδοκίδας B197 .....	47
Εικόνα 6.2: Γεωμετρία διαδοκίδας .....	47
Εικόνα 6.3: Υπολογισμός $b_{eff}$ σύμμικτης διαδοκίδας .....	49
Εικόνα 6.4: Δυνάμεις σύμμικτης διαδοκίδας.....	50
Εικόνα 6.5: Τοποθέτηση ήλου .....	52
Εικόνα 6.6: Τελική τοποθέτηση ήλων κατά μήκος της διαδοκίδας.....	53
Εικόνα 7.1: Θέση υπό εξέταση δευτερεύουσας δοκού B766 .....	57
Εικόνα 7.2: Γεωμετρία δευτερεύουσας δοκού.....	57
Εικόνα 7.3: Δυνάμεις σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού .....	59
Εικόνα 7.4: Τελική τοποθέτηση ήλων κατά μήκος της δευτερεύουσας δοκού .....	60
Εικόνα 8.1: Θέση υπό εξέταση κύριας δοκού B571 .....	63
Εικόνα 9.1: Θέση υπό εξέταση υποστυλώματος B260 .....	69
Εικόνα 9.2: Συντελεστής ατελειών $\alpha$ .....	72
Εικόνα 10.1: Θέση υπό εξέταση δοκού B1828.....	77
Εικόνα 10.2: Διαμόρφωση συστήματος στήριξης μπαλκονιού .....	80
Εικόνα 10.3 Λεπτομέρεια δικτυώματος.....	80
Εικόνα 10.4 Σύνδεσης δοκού- κάτω πέλματος δικτυώματος.....	81
Εικόνα 10.5 Λεπτομέρεια μελών δικτυώματος.....	81
Εικόνα 11.1 Διατομή υποστυλώματος από σκυρόδεμαB1 .....	83
Εικόνα 11.2 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης N-M .....	86
Εικόνα 11.3 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης $M_y$ - $M_z$ .....	86
Εικόνα 11.4 Τελική διαμόρφωση οπλισμού διάτμησης.....	87
Εικόνα 11.5 Γωνία θλιπτήρα σκυροδέματος.....	88
Εικόνα 11.6 Ενδεικτική κατανομή τάσεων στα τοιχία .....	89
Εικόνα 11.7 Οπλιση τοιχίου υπογείου με εσχάρα.....	89
Εικόνα 11.8 Οπλισμός τοιχίου υπογείου στην κατώτατη επιφάνεια 1- .....	90
Εικόνα 11.9 Οπλισμός τοιχίου υπογείου στην κατώτατη επιφάνεια 2- .....	90
Εικόνα 12.1 Θέση υπό εξέταση υποστυλώματος B54 .....	98
Εικόνα 12.2: Έλεγχος γενικής περίπτωσης κόμβου.....	100
Εικόνα 12.3 Θέση υπό εξέταση δοκού B612 .....	101
Εικόνα 12.4 Θέση υπό εξέταση υποστυλώματος B54 .....	102

Εικόνα 13.1	Σύνδεση διαδοκίδας στην κύρια δοκό .....	105
Εικόνα 13.2	Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού- υποστυλώματος .....	107
Εικόνα 13.3	Σύνδεση κύρια δοκού-υποστυλώματος .....	108
Εικόνα 13.4	Διάτμηση κορμού υποστυλώματος.....	108
Εικόνα 13.5	Εγκάρσια θλίψη κορμού υποστυλώματος .....	109
Εικόνα 13.6	Θλίψη κορμού και πέλματος δοκού.....	111
Εικόνα 13.7	Μηχανισμός 1: πλήρης διαρροή του πέλματος .....	111
Εικόνα 13.8	Μηχανισμός 2: αστοχία κοιλία με διαρροή πέλματος .....	112
Εικόνα 13.9	Μηχανισμός 3: αστοχία κοιλία .....	112
Εικόνα 13.10	Εγκάρσιος εφελκυσμός κορμού υποστυλώματος.....	114
Εικόνα 13.11	Εφελκυσμός κορμού δοκού .....	114
Εικόνα 13.12	Έδραση υποστυλώματος.....	117
Εικόνα 13.13	Διασύνδεσμος χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας.....	119
Εικόνα 13.14	Σύνδεση χιαστί συνδέσμου-υποστυλώματος.....	122
Εικόνα 13.15	Σχηματική απεικόνιση της κύλισης.....	124





## **Σχεδιασμός δίδυμων σύμμικτων κτιρίων με μπαλκόνια από ελαφροσκυρόδεμα και γυαλί**

Αγγελοπούλου Ζ.- Αποστολάκος Ι.  
Επιβλέπων: Βάγιας Ι.

### **Περίληψη**

Πρωταρχικός μας στόχος ήταν να εφαρμοστούν οι γνώσεις που αποκτήθηκαν κατά τη διάρκεια της φοίτησης στη σχολή. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε ένα θέμα μελέτης και σχεδιασμού κτιρίου, μέσω του οποίου μας δόθηκε η ευκαιρία να προτείνουμε λύσεις σε προβλήματα που προέκυπταν, να εξοικειωθούμε με τη χρήση ενός προγράμματος ηλεκτρονικού υπολογιστή για δομοστατικούς και να εφαρμόσουμε τις διατάξεις των ευρωκωδίκων

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη και ο σχεδιασμός δίδυμων κτιρίων κατοικιών ενός υπόγειου και πέντε υπέργειων ορόφων. Τα κτίρια αποτελούνται από χαλύβδινο φέροντα οργανισμό, σύμμικτες πλάκες, και υποστύλωματα και τοιχία υπογείου από σκυρόδεμα. Το υπόγειο είναι κοινό, όμως τα κτίρια είναι στατικά ανεξάρτητα. Η δυσκαμψία του κάθε κτιρίου προκύπτει από το κεντρικό κλιμακοστάσιο καθώς και από τη στήλη κατακόρυφων συνδέσμων.

Η δυσκολία στο σχεδιασμό προκύπτει από τις αρχιτεκτονικές απαιτήσεις στα μπαλκόνια των ορόφων. Η περίεργη γεωμετρία, οι μεγάλες διαστάσεις καθώς και η πρόβλεψη για ύπαρξη διάφανων τμημάτων στην πλάκα απαιτεί την τοποθέτηση υαλοπινάκων ως βατή πλάκα καθώς και τη χρήση ελαφροσκυροδέματος για τη μείωση του ίδιου βάρους και ό,τι αυτό συνεπάγεται.

Μετά την ολοκλήρωση της διαστασιολόγησης, μελετήθηκαν και παρουσιάζονται οι συνδέσεις των μελών του φορέα.

Η ανάλυση και διαστασιολόγηση έγινε με το πρόγραμμα Scia Engineer 19.1 και τα αποτελέσματα προέκυψαν με την καθοδήγηση του ευρωκώδικα 1,2,3,4,8 και του εθνικού προσαρτήματος.



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS  
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING  
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS  
EMK ΔE 2020 30

## **Design of twin composite buildings with balconies from lightweight concrete and glass**

Angelopoulou Z. - Apostolakos I.  
supervised by Vayas I.

### **Abstract**

Our primary goal was to apply the knowledge gained during university studies. For this reason, a building study and design topic was chosen, through which we were given the opportunity to propose solutions to problems that arose, to become familiar with the use of a computer program for structural engineers and to apply the provisions of the Eurocodes.

The purpose of this diploma thesis is the study and design of twin residential buildings with one basement and five above-ground floors. The buildings consist of a steel load-bearing structure, composite slabs, and reinforced concrete columns and basement wall. The buildings share the basement but they are statically independent. The stiffness of each building results from the central staircase as well as from the column of vertical links.

The difficulty in design arises from the architectural requirements on the balconies. The strange geometry, the large dimensions as well as the provision for the existence of transparent parts in the slab requires the placement of glass as a passable slab as well as the use of lightweight concrete to reduce the same weight and all that entails.

After the completion of the dimensioning, the connections of all the members of the load-bearing structure were studied and presented.

The analysis and dimensioning was done with the Scia Engineer 19.1 program and the results were obtained with the guidance of the Eurocode 1, 2, 3, 4, 8 and the national appendix.





# 1. Εισαγωγή

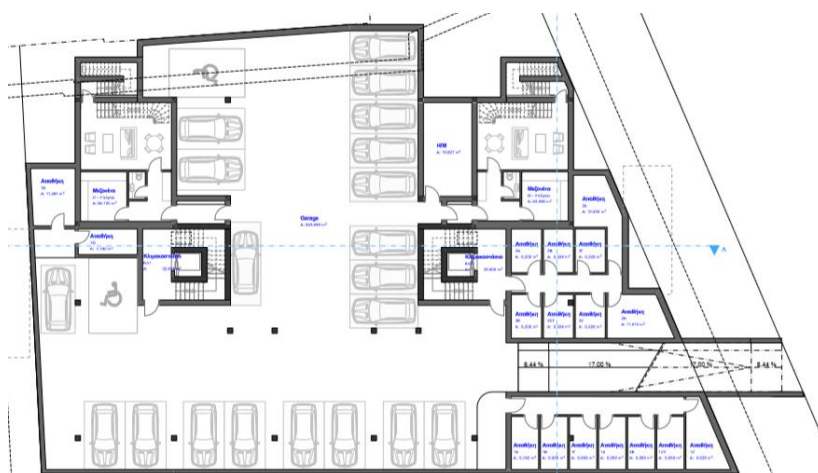
## 1.1. Γενικά για τα χαλύβδινα έργα

Τα έργα από χάλυβα αποτελούν έναν γρήγορο και οικονομικό τρόπο κατασκευής που εφαρμόζεται όλο και περισσότερο. Μεταξύ των πολλών πλεονεκτημάτων τους εντοπίζουμε την δυνατότητα πραγματοποίησης μεγάλων ανοιγμάτων, και την εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά λόγω μικρότερων διατομών, ελαφρύτερων υλικών και άρα μικρότερων ιδίων βαρών.

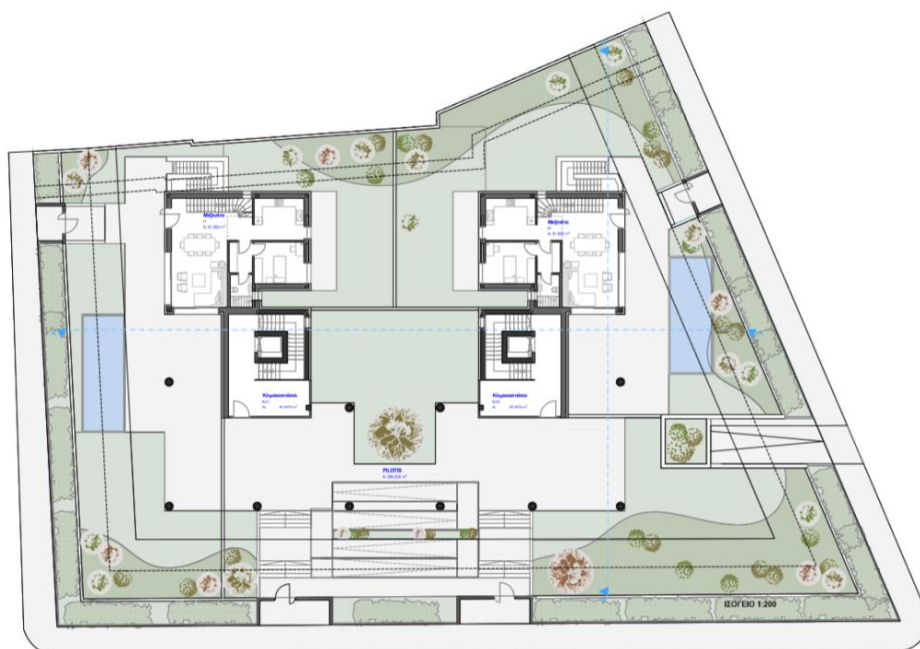
Η ταχύτητα κατασκευής έγκειται στο γεγονός ότι δε γίνεται χρήση ξυλοτύπου, τη θέση του οποίου καλύπτει το χαλυβδόφυλλο και έτσι δημιουργούνται οι σύμμικτες πλάκες. Η συνεργασία της πλάκας μέσω διατμητικής σύνδεσης με τη μεταλλική δοκό μας επιτρέπει να μιλάμε και για σύμμικτες δοκούς. Τέλος, σύμμικτα στοιχεία μπορούν να αποτελέσουν και τα μερικώς ή πλήρως εγκιβωτισμένα στο σκυρόδεμα μεταλλικά υποστυλώματα.

## 1.2. Γενικά για το έργο

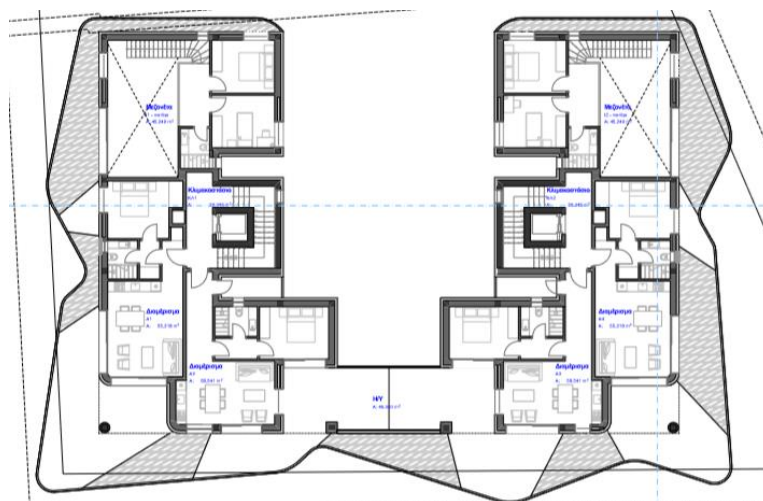
Αφετηρία της εργασίας και κατευθυντήριο σχέδιο υπήρξε η αρχιτεκτονική μελέτη. Σε αυτήν παρουσιάζονται οι απαιτήσεις για τη γεωμετρία, τις διαστάσεις και τις χρήσεις των χώρων. Το υπόγειο χρησιμοποιείται ως χώρος στάθμευσης, αποθήκευσης και εγκατάστασης Η/Μ εξοπλισμού. Το ισόγειο διαθέτει τον μικρότερο σε έκταση κλειστό χώρο. Όλοι οι όροφοι της ανωδομής προορίζονται για κατοικίες. Το απαιτητικό κομμάτι του σχεδιασμού είναι τα μπαλκόνια τα οποία περιβάλλουν και τα 2 κτίρια και η πλάκα τους αποτελείται από αδιαφανή και διαφανή τμήματα εναλλάξ.



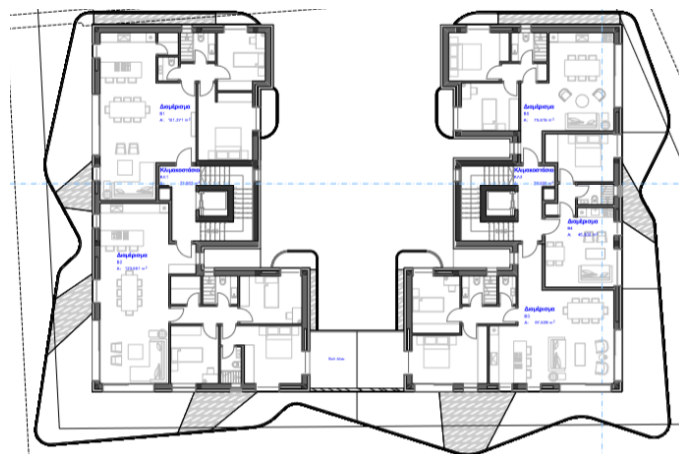
Εικόνα 1.1 Αρχιτεκτονικό σχέδιο υπογείου



Εικόνα 1.2 Αρχιτεκτονικό σχέδιο ισογείου



Εικόνα 1.3 Κάτοψη 1ου ορόφου



Εικόνα 1.4 Κάτοψη τυπικού ορόφου ανωδομής



### 1.3. Στόχος της εργασίας

Στόχος της εργασίας είναι η ικανοποίηση των απαιτήσεων του αρχιτέκτονα με σεβασμό στην αισθητική αλλά και στην ευστάθεια. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε το κατάλληλο στατικό σύστημα μεταλλικών πλαισίων, κατακόρυφων συνδέσμων και λοιπών στοιχείων που παρουσιάζονται στη συνέχεια. Επιπλέον, μετά από έρευνα και μελέτη των διαθέσιμων υλικών, τα μπαλκόνια αποφασίστηκε να γίνουν με πλάκες ελαφροσκυροδέματος και υαλοπίνακες στηριζόμενα σε ένα σύστημα μεταλλικών δοκών I και περιμετρικού δικτυώματος-στηθαίου.

Επιπλέον γίνεται προσπάθεια να μελετηθούν και να παρουσιαστούν πιο πρακτικά ζητήματα πέρα από τη θεωρητική μελέτη, όπως οι συνδέσεις και άλλες κατασκευαστικές λεπτομέρειες.

### 1.4. Διάρθρωση της εργασίας

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζεται η μορφή και οι βασικές παραδοχές σχεδιασμού του φορέα του έργου ώστε ο αναγνώστης να αποκτήσει μια γενική εικόνα και να καταλάβει πως προέκυψαν οι ανάγκες και οι έλεγχοι που ακολουθούν στα επόμενα κεφάλαια.

Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο γίνεται μια σύντομη παράθεση των τιμών που επιλέχθηκαν για τα στατικά φορτία καθώς και ο υπολογισμός των παραμέτρων για τα φορτία χιονιού, ανέμου και σεισμού.

Στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο καταγράφονται όλα τα βήματα που ακολουθήθηκαν για τη δημιουργία του μοντέλου στο πρόγραμμα Scia Engineer και για την ανάλυσή του τα αποτελέσματα της οποίας παρουσιάζονται στα επόμενα κεφάλαια ανά μέλος.

Στο 5<sup>ο</sup> κεφάλαιο υπάρχουν όσα χρειάζονται για την υλοποίηση των σύμμικτων πλακών.

Στο 6<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης των διαδοκίδων.

Στο 7<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης των δευτερευουσών δοκών.

Στο 8<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης των κύριων δοκών των πλαισίων.

Στο 9<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης των υποστυλωμάτων.

Στο 10<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα ανάλυσης των στοιχείων των μπαλκονιών δηλαδή των δοκών και του δικτυώματος.

Στο 11<sup>ο</sup> κεφάλαιο δίνονται οι οπλισμοί των στοιχείων από σκυρόδεμα.

Στο 12<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρουσιάζονται οι έλεγχοι των κτιρίων συνολικά αφού έχουν ολοκληρωθεί οι έλεγχοι όλων των στοιχείων χωριστά στα κεφάλαια παραπάνω.

Στο 13<sup>ο</sup> κεφάλαιο αναλύονται όλες οι βασικές συνδέσεις μελών.

Στο τελευταίο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

Στο τέλος του βιβλίου υπάρχουν 2 παραρτήματα για το ελαφροσκυρόδεμα και τους υαλοπίνακες όπου παρέχονται επιπλέον πληροφορίες από την μελέτη που έγινε για τη χρήση τους στο κτίριο.

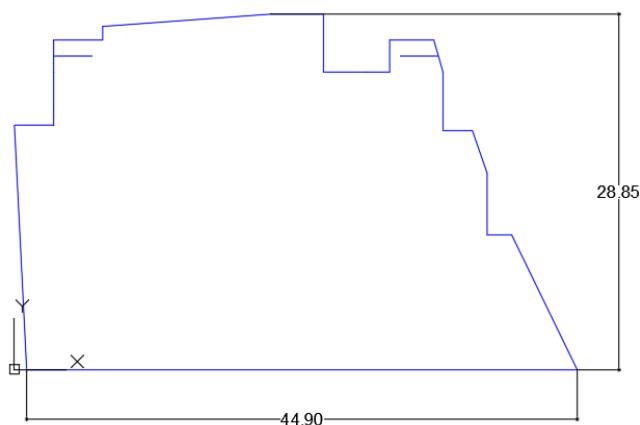


## 2. Παρουσίαση της υπό μελέτη κατασκευής

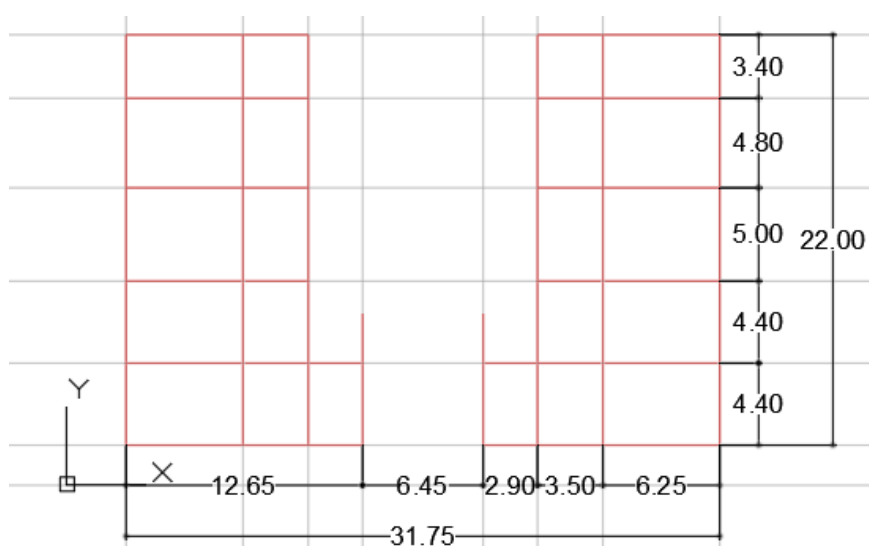
### 2.1. Γεωμετρία κτιρίων

Η κατασκευή που μελετάται αποτελείται από έναν υπόγειο όροφο, ισόγειο, 4 ορόφους, και ένα μικρό δώμα στον πέμπτο όροφο. Τα σχέδια αρχικά μελετήθηκαν σε AutoCAD για την εξαγωγή όλων των απαιτούμενων διαστάσεων και καννάβων.

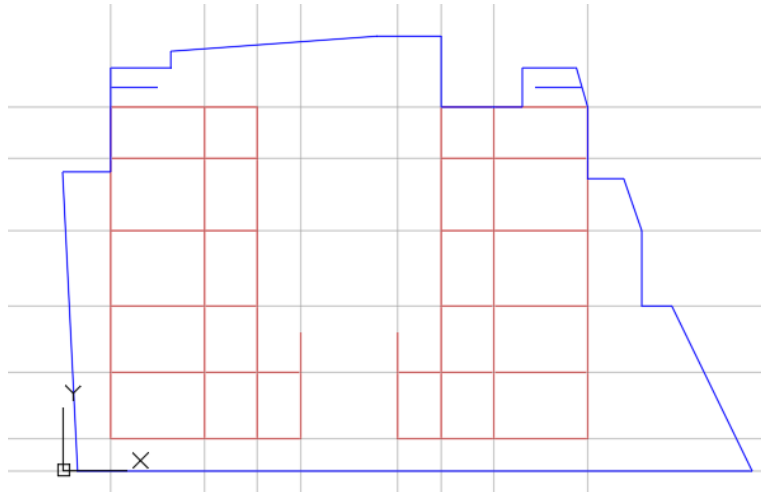
Το κοινό υπόγειο έχει μια ιδιαίτερη γεωμετρία 1037.80 τμ. η οποία οριοθετείται από περιμετρικό τοίχιο. Εκτός από τα υποστυλώματα της ανωδομής που καταλήγουν στο έδαφος, η πλάκα οροφής του υπογείου απαιτεί την προσθήκη ακόμα 6 υποστυλωμάτων. Το ύψος υπογείου είναι 2,5 m. Η κάτοψη των ορόφων έχει διαστάσεις σχήματος Γ σε κάθε κτίριο, το ύψος κάθε ορόφου είναι 3,5 m.



Εικόνα 2.1: Εξωτερικές διαστάσεις υπογείου

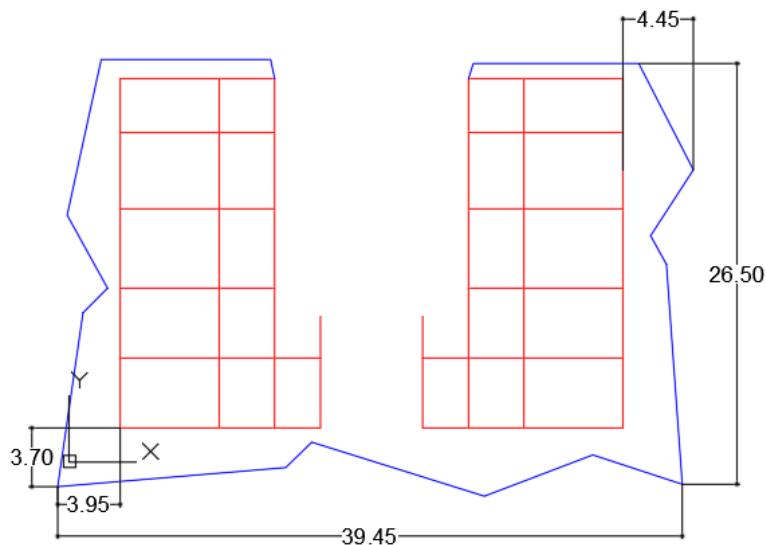


Εικόνα 2.2: Κάνναβος ανωδομής



Εικόνα 2.3: Σχέση ανωδομής και υπογείου στο χώρο

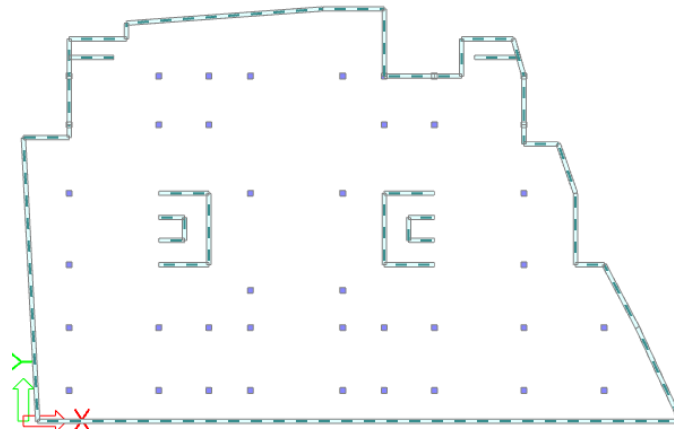
Η απόσταση μεταξύ των δύο καννάβων των ανωδομών είναι 6,45 m και γεφυρώνεται στον πρώτο και δεύτερο όροφο με βατή πλάκα, φροντίζοντας όμως για τη στατική ανεξαρτησία των δύο κτιρίων. Τα μπαλκόνια έχουν μια ιδιαίτερα απαιτητική γεωμετρία και φτάνουν απόσταση έως 4,45 m από την άκρη της πλάκας του ορόφου.



Εικόνα 2.4: Μπαλκόνι στον κάρναβο ανωδομής

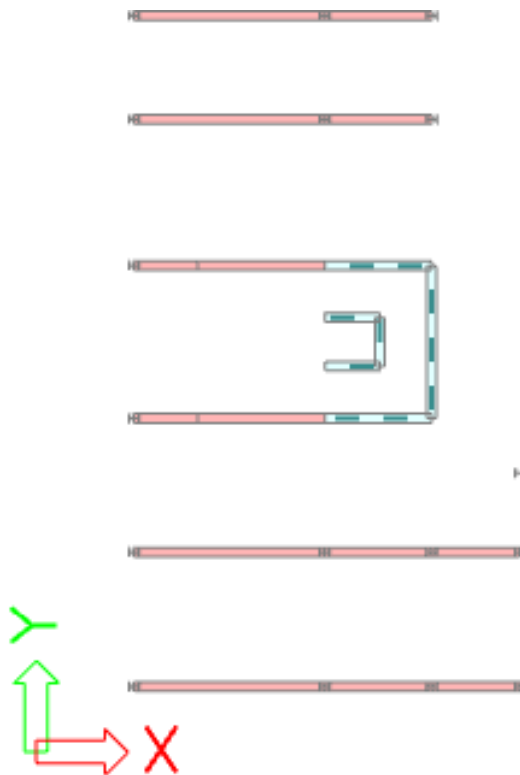
## 2.2. Περιγραφή φορέα

Όπως αναφέρθηκε, το κοινό υπόγειο αποτελείται από το περιμετρικό τοίχιο, τα 17 υποστυλώματα από κάθε κτίριο της ανωδομής και τα επιπλέον 6 υποστυλώματα που απαιτούνται, σχεδιασμένα με την κατάλληλη άκαμπτη θεμελίωση που μπορεί να παραλάβει τα φορτία της ανωδομής. Φυσικά στο υπόγειο καταλήγει και το τοίχιο του κλιμακοστασίου και του ανελκυστήρα το οποίο συνεισφέρει στη δυσκαμψία του κτιρίου.



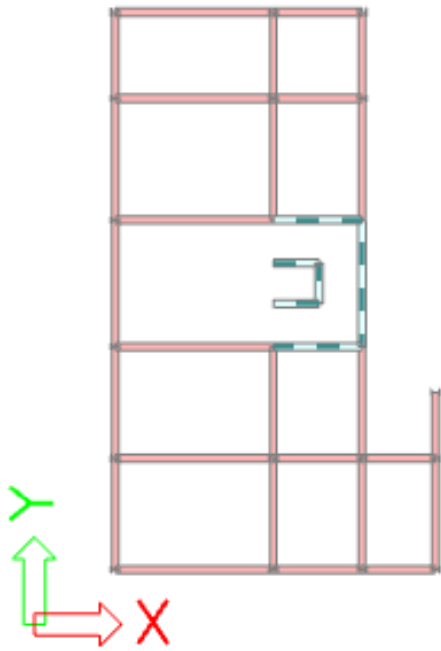
Εικόνα 2.5: Στοιχεία υπογείου από σκυρόδεμα

Για το σχεδιασμό των ορόφων κάθε κτιρίου επιλέγονται κύριοι φορείς πλαίσια ανοίγματος 2,9m, 3,5m και 6,25m κατά τον κάρναβο και ύψους 3,5 m. Στις τομές των αξόνων του κάρναβου τοποθετούνται τα υποστυλώματα με τέτοια διάταξη ώστε να υλοποιούνται τα πλαίσια κατά τη διεύθυνση x ανά 3,4 m, 4,8 m, 5 m, 4,4 m, 4,4 m κατά y.

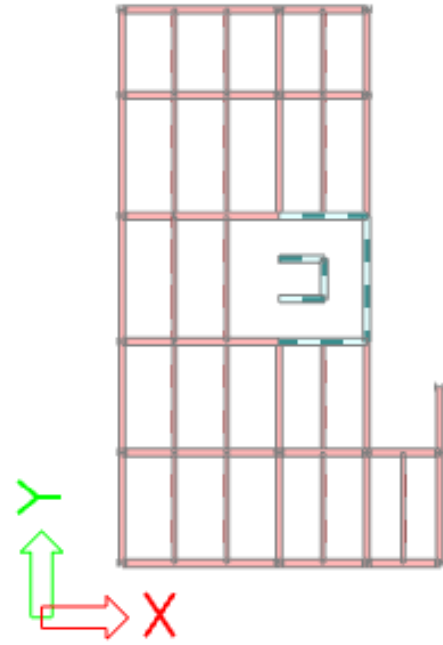


Εικόνα 2.6: Διάταξη 6 σειρών πλαισίων στο αριστερό κτίριο

Στη διεύθυνση y τα υποστυλώματα συνδέονται με δευτερεύουσες δοκούς αρθρωτά ενώ ανάμεσα σε αυτές τοποθετούνται διαδοκίδες επίσης με αρθρωτή σύνδεση. Σημειώνεται ότι, λόγω των αρχιτεκτονικών περιορισμών, η θέση των υποστυλωμάτων δεν ακολουθεί κάρναβο σταθερού μέτρου και άρα οι αποστάσεις πλαισίων και δοκών δεν είναι ίδιες σε όλη την έκταση του ορόφου.



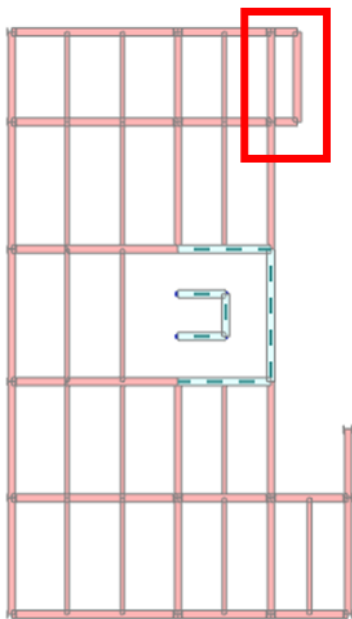
Εικόνα 2.7: Προσθήκη αρθρωτών δευτερευουσών δοκών



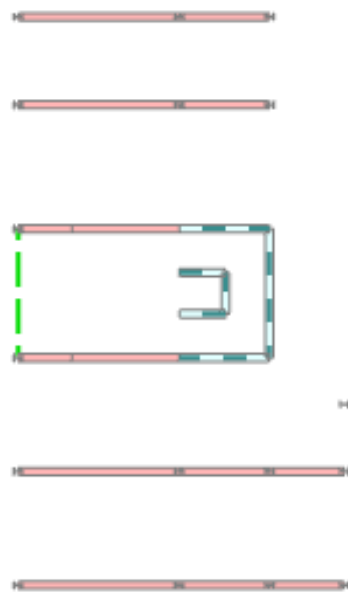
Εικόνα 2.8: Προσθήκη αρθρωτών διαδοκίδων

Η προέκταση 1m της πλάκας του 2<sup>ου</sup>, 3<sup>ου</sup>, και 4<sup>ου</sup> ορόφου επίσης υλοποιείται ως μια νέα σύμμικτη πλάκα.

Επειδή η πλαισιακή λειτουργία και το τοιχίο που διατρέχει καθ' ύψος το κτίριο, δεν προσδίδουν επαρκή δυσκαμψία, τοποθετείται και μια στήλη κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας χιαστί σε κάθε κτίριο κατά τη διεύθυνση y απέναντι από το κλιμακοστάσιο.



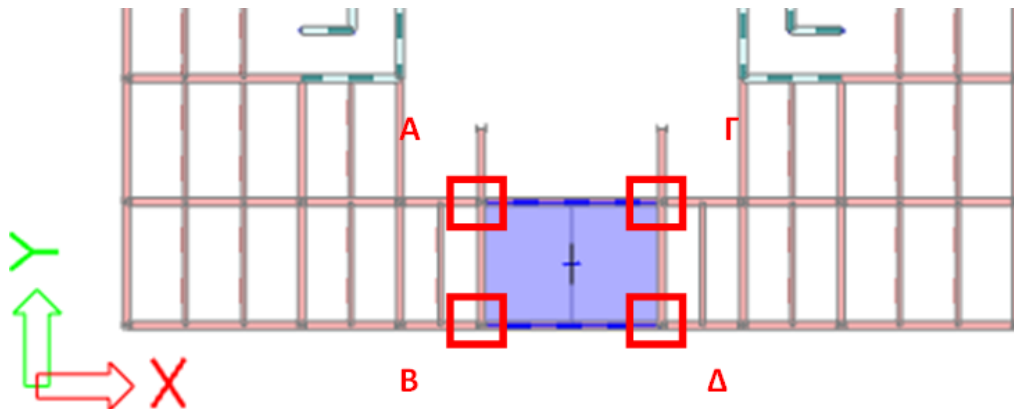
Εικόνα 2.9: Προέκταση δαπέδου ορόφου



Εικόνα 2.10: Θέση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

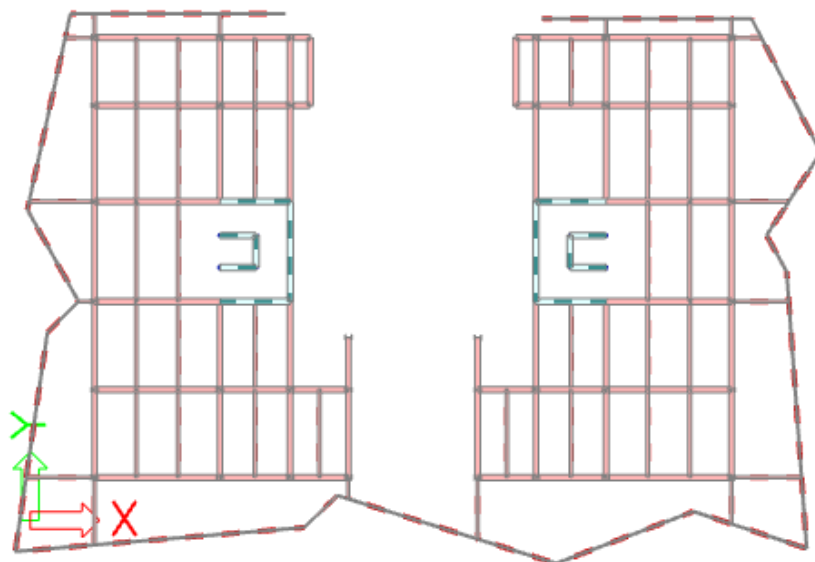
Οι πλάκες των ορόφων είναι σύμμικτες με χαλυβδόφυλλο και σκυρόδεμα και μελετούνται ως άκαμπτα διαφράγματα. Η πλάκα οροφής του υπογείου είναι slim floor ώστε να μην υπάρχουν πολλές απώλειες στο καθαρό ύψος ορόφου.

Πραγματοποιείται γεφύρωση των δύο κτιρίων στις πλάκες του 1<sup>ου</sup> και 2<sup>ου</sup> ορόφου με σύμμικτη πλάκα-πρόβολο του δεξιά κτιρίου (σημείο Γ και Δ) ο οποίος δέχεται μόνο κατακόρυφη αντίδραση από το αριστερά κτίριο (σημείο Α και Β), στατικά δηλαδή στηρίζεται επί κύλισης και κατά x και κατά y. Στα σημεία Α και Β συγκολλάται έλασμα που δέχεται με τη δοκό ΑΓ και ΔΒ αντίστοιχα του δεξιά κτιρίου και τη συγκρατεί με πείρο.



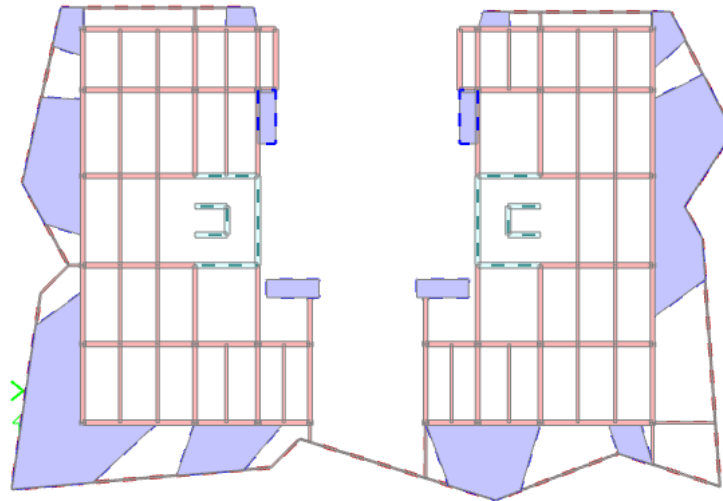
Εικόνα 2.11: Πλάκα κοινού δαπέδου στον 1ο και 2ο όροφο αντίστοιχα

Όσον αφορά τα μπαλκόνια, επιλέγεται να τοποθετηθούν μεταλλικές διατομές πρόβολοι οι οποίοι συγκρατούν το δικτύωμα-στηθαίο στην περίμετρο του σχήματος των μπαλκονιών. Το σύστημα αυτό των δοκών είναι ικανό να συγκρατήσει τις πλάκες ελαφροσκυροδέματος και υαλοπινάκων που τοποθετούνται εναλλάξ.



Εικόνα 2.12: Σύστημα μεταλλικών δοκών-περιμετρικού δικτύωματος

Εκτός από τα κυρίως μπαλκόνια, οι πλάκες ελαφροσκυροδέματος τοποθετούνται και ως πρόβολοι στα πίσω μικρά μπαλκόνια όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 2.13: Ενδεικτικά οι πλάκες ελαφροσκυροδέματος του 3ου ορόφου

### 2.3. Διατομές μεταλλικών στοιχείων και διαστάσεις στοιχείων από σκυρόδεμα

Πίνακας 2.1: Μεταλλικές διατομές

Στοιχείο	Διατομή	Τοποθέτηση
Υποστύλωμα	HEB400	γωνιακά σε όλους τους ορόφους
Υποστύλωμα	HEB300	σε όλους τους ορόφους
Υποστύλωμα	HEA240	στο δώμα
Κύρια δοκός πλαισίου	HEA260	σε όλα τα πλαίσια
Δευτερεύουσα δοκός	IPE270	σε όλους τους ορόφους
Διαδοκίδα	IPE270	σε όλους τους ορόφους
Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	RHS100/50/4	στον 3ο, 4ο και 5ο όροφο
Χιαστί σύνδεσμοι δυσκαμψίας	RHS100/60/3.6	στον 1ο και 2ο όροφο
Δοκός πλάκας γεφύρωσης	HEA260	στον 1ο και 2ο όροφο
Δοκός προβόλου	HEA360	σε όλους τους ορόφους
Πέλμα δικτύματος	SHS 200/200/6	σε όλους τους ορόφους
Μέλη δικτύματος	SHS 40/40/4	σε όλους τους ορόφους

Πίνακας 2.2: Στοιχεία από σκυρόδεμα

Στοιχείο	Διαστάσεις	Τοποθέτηση
Υποστύλωμα	40 cm x 40 cm	στο υπόγειο
Τοιχίο υπογείου	30 cm	στο υπόγειο
Τοιχίο κλιμακοστασίου	25 cm	σε όλους τους ορόφους



## 2.4. Υλικά κατασκευής

### Δομικός χάλυβας

Σε όλα τα μεταλλικά στοιχεία της κατασκευής χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας S275 τα χαρακτηριστικά του οποίου σύμφωνα με τον ευρωκώδικα είναι τα εξής:

Πίνακας 2.3: Ιδιότητες δομικού χάλυβα για έλαση εν θερμώ

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
EN 10025-2	(Κοινοί χάλυβες – χονδρόκοκκοι)			
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470

μέτρο ελαστικότητας	E = 210000 MPa
μέτρο διάτμησης	G ≈ 80770 MPa
λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή	ν = 0.3
συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής (για T ≤ 100 °C)	α <sub>t</sub> = 12 * 10 <sup>-6</sup> / °C
ειδικό βάρος	γ = 78,5 kN/m <sup>3</sup>

### Σκυρόδεμα

Στις σύμμικτες πλάκες των ορόφων, στα τοιχία και στα υποστυλώματα του υπογείου χρησιμοποιείται σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 με μέγιστο κόκκο αδρανούς 8 mm και τα εξής χαρακτηριστικά:

Μέτρο ελαστικότητας	E <sub>cm</sub> = 33 GPa
Χαρακτηριστική αντοχή	f <sub>ck</sub> = 30 MPa
Ειδικό βάρος	γ = 25 kN/m <sup>3</sup>

### Χάλυβας οπλισμού σκυροδέματος

Για τον οπλισμό των σύμμικτων πλακών, τοιχίων και υποστυλωμάτων από σκυρόδεμα χρησιμοποιείται χάλυβας ποιότητας B500C που έχει ως χαρακτηριστικές τιμές:

μέτρο ελαστικότητας	E = 210000 MPa
μέτρο διαρροής	f <sub>y</sub> = 500 MPa
ειδικό βάρος	γ = 78,5 kN/m <sup>3</sup>

### Γυαλί

Στην κατασκευή χρησιμοποιείται γυαλί Triplex το οποίο αποτελείται από δύο εξωτερικούς υαλοπίνακες και ενδιάμεση πλαστική μεμβράνη PVB (βλ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α).

Αντοχή σχεδιασμού	$f_{g,d}= 43 \text{ MPa}$ για κινητά και $28 \text{ MPa}$ για μόνιμα φορτία
Μέτρο ελαστικότητας	$E=70.000 \text{ N/mm}^2$
Ειδικό βάρος	$\gamma=25\text{kN/m}^3$

### Ελαφροσκυρόδεμα

Οι διαστάσεις των μπαλκονιών οδηγούν στην ανάγκη μείωσης των ιδίων βαρών τους ώστε να μπορέσουν να πραγματοποιηθούν οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις. Την ανάγκη αυτή έρχεται να καλύψει το ελαφροσκυρόδεμα το οποίο μειώνει κατά πολύ τα αρχικά αυτά βάρη, που είναι και τα πιο κρίσιμα, και για την ευστάθεια μεγάλων προβόλων αλλά και για το σεισμό. Παρόλα αυτά δε παρουσιάζει μεγάλη μείωση αντοχής σε σχέση με το συμβατικό σκυρόδεμα (βλ ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β).

Στη μελέτη σύνθεσης προβλέπεται ελαφροσκυρόδεμα LC φυσικά αδρανή κίσηρης με μέγιστο κόκκο αδρανών  $8\text{mm}$  και μεταλλικές ίνες  $60 \text{ kg/m}^3$ .

Μέτρο ελαστικότητας	$E_{cm}=22,1 \text{ GPa}$
Χαρακτηριστική αντοχή	$f_{ck}=30 \text{ MPa}$
Ειδικό βάρος	$\gamma=17,20\text{kN/m}^3$

### **3. Δράσεις υπολογισμού**

Τα φορτία της κατασκευής ορίζονται από τον Ευρωκώδικα 1 ο οποίος περιέχει το ευρωπαϊκό κανονιστικό πλαίσιο για τις δράσεις στις κατασκευές. Οι τελευταίες χωρίζονται σε δύο κατηγορίες: μόνιμες και μεταβλητές δράσεις. Στις υποενότητες που ακολουθούν, παρουσιάζονται τα φορτία που καταπονούν το φορέα χωρισμένα σε κατηγορίες ως εξής:

- Ίδια βάρη
- Πρόσθετα μόνιμα
- Κινητά φορτία
- Φορτία ανέμου

#### **3.1. Ίδια βάρη**

Τα ίδια βάρη είναι μόνιμα φορτία που θεωρούνται σταθερά σε όλη τη διάρκεια ζωής του έργου. Προκύπτουν από το ειδικό βάρος των υλικών όλων των φερόντων στοιχείων του έργου, όπως τα υποστυλώματα, οι δοκοί, οι πλάκες. Τα βάρη προκύπτουν αυτόματα από το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε εφόσον του είναι γνωστές όλες οι διατομές και τα υλικά που χρησιμοποιούνται.

#### **3.2. Πρόσθετα μόνιμα**

Πρόκειται επίσης για μόνιμα φορτία που εφαρμόζονται καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου και προκύπτουν από επικαλύψεις δαπέδων και οροφών, μονώσεις, ηλεκτρομηχανολογικούς εξοπλισμούς κ.ά. Σημειώνεται ότι τα φορτία που οφείλονται σε μετακινήσιμα χωρίσματα επιτρέπεται να εξομοιώνονται με ένα ισοδύναμο ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο. Για το λόγο αυτό για τα δάπεδα της κατασκευής έχουν εκτιμηθεί στα  $2 \text{ kN/m}^2$ , για τις πλάκες στο ελαφροσκυρόδεμα  $0,5 \text{ kN/m}^2$  ενώ στους υαλοπίνακες δεν υπάρχουν πρόσθετα μόνιμα καθώς δεν υπάρχουν στρώσεις επικαλύψεων.

#### **3.3. Κινητά φορτία πλακών**

Τα κινητά φορτία ανήκουν στις μεταβλητές επιβαλλόμενες φορτίσεις και προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου. Στις τιμές που δίνει ο Ευρωκώδικας 1 έχουν ληφθεί υπόψη ο συνήθης συνωστισμός και χρήση από άτομα και τα βάρη επίπλων, αντικειμένων και εγκαταστάσεων που δεν έχουν κάποια μόνιμη θέση στο χώρο. Η επιλογή τιμών από το μηχανικό γίνεται ανάλογα με την κατηγορία χρήσης του έργου.

Η υπό μελέτη κατασκευή θεωρείται κτίριο κατοικιών άρα ανήκει στην κατηγορία Α (Περιοχές για οικιακές και οικιστικές δραστηριότητες) και επιλέγονται οι τιμές κινητών:  $2 \text{ kN/m}^2$  για δάπεδα,  $5 \text{ kN/m}^2$  για τις πλάκες ελαφροσκυροδέματος στα

μπαλκόνια και  $2 \text{ kN/m}^2$  για τους υαλοπίνακες καθώς δε σχεδιάζονται με τόσο δυσμενείς τιμές όσο οι συνήθης πλάκες σκυροδέματος. Στην οροφή του δώματος και στις κοινές πλάκες γεφύρωσης των δύο κτιρίων επιλέγεται επίσης τιμή  $2 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.4. Φορτία χιονιού

Το χιόνι χαρακτηρίζεται ως μία στατική δράση, μεταβλητή ως προς το χρόνο αλλά σταθερή ως προς το χώρο. Τα στοιχεία που εξαρτώνται από την τοποθεσία της κατασκευής και την ποιότητα των μετεωρολογικών στοιχείων δίνονται από το εθνικό προσάρτημα.

Το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού  $s_k$  επί εδάφους είναι το φορτίο χιονιού στο έδαφος με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 2%. εξαρτάται από τη γεωγραφική θέση και το υψόμετρο της περιοχής. Η χώρα χωρίζεται σε 3 ζώνες και η κατασκευή που βρίσκεται εντός αττικής ανήκει στη ζώνη Β με τιμή χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού στη στάθμη της θάλασσας  $s_{k,0} = 0,8 \text{ kN/m}^2$ . Τελικά:

$$s_k = s_{k,0} * \left(1 + \left(\frac{A}{917}\right)^2\right) \quad (3-1)$$

Με υψόμετρο  $A = 100\text{m}$   $s_k = 0,819 \text{ kN/m}^2$  και υπολογίζεται το φορτίο χιονιού  $s$  για καταστάσεις σχεδιασμού διάρκειας:

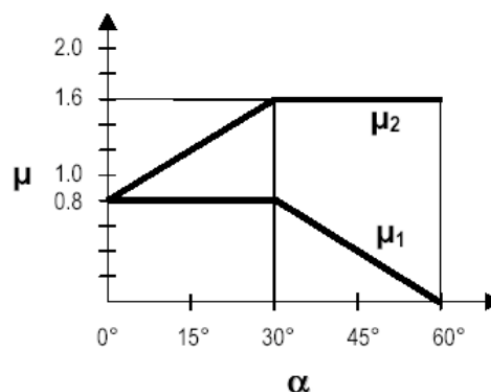
$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3-2)$$

Πίνακας 3.1: Τιμές συντελεστή έκθεσης

Τοπογραφικά χαρακτηριστικά	$C_e$
Εκτεθειμένο	0,8
Κανονικό	1,0
Προφυλαγμένο	1,2

Όπου: Κανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές, λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών, ή των δέντρων.

Και ο θερμικός συντελεστής  $C_t$  και ο συντελεστής έκθεσης  $C_e$  είναι ίσοι με 1.



Εικόνα 3.1: Συντελεστής σχήματος στέγης

Ο συντελεστής σχήματος στέγης  $\mu_i$  λαμβάνεται ίσος με 0,8 καθώς έχουμε μονοκλινή στέγη με  $\alpha = 0^\circ$ . Οπότε το τελικό φορτίο ανέμου προκύπτει:  $s = 0,65 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.5. Φορτία ανέμου

Ως δράση του ανέμου επί των κατασκευών θεωρείται η πίεση που αναπτύσσεται από την ανάσχεση της ροής του ανέμου και υπολογίζεται από την πίεση αιχμής και τους κατάλληλους αεροδυναμικούς συντελεστές. Τα φορτία αυτά είναι πολύ σημαντικά για τις μεταλλικές κατασκευές και για αυτό αναλύονται με λεπτομέρεια παρακάτω.

Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου  $v_{b,0}$  είναι η μέση ταχύτητα ανέμου διάρκειας 10 λεπτών, με ετήσια πιθανότητα υπέρβασης 0,02, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του ανέμου, σε ύψος 10m πάνω από επίπεδη ανοιχτή περιοχή εδάφους. Για την τοποθεσία του έργου (που δε βρίσκεται σε νησιά ή παράλια έως 10 km από την ακτή) είναι 27 m/s.



Εικόνα 3.2: Χάρτης θεμελιώδους βασικής ταχύτητας ανέμου

Η βασική ταχύτητα ανέμου  $v_b$  είναι η θεμελιώδης βασική ταχύτητα τροποποιημένη ώστε να λάβει υπόψη τη διεύθυνση του ανέμου ( $c_{dir}$ ) και την εποχή ( $c_{season}$ ) οι οποίοι θεωρούνται ίσοι με τη μονάδα άρα:

$$v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} = 27 \text{ m/s.} \quad (3-3)$$

Η τραχύτητα του εδάφους επηρεάζει την κατανομή της ταχύτητας του ανέμου καθ' ύψος. Θεωρείται ότι το έργο κατασκευάζεται σε περιοχή εδάφους IV όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15m. Συνεπώς έχουμε  $z_0=1\text{m}$ ,  $z_{0,II}=0,05\text{m}$ ,  $z_{\min}=10\text{m}$  και  $z_{\max}=200\text{m}$ .

Πίνακας 3.2: Κατηγορίες και παράμετροι εδάφους

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

Η μέση ταχύτητα ανέμου  $v_m(z)$  είναι η βασική ταχύτητα τροποποιημένη ώστε να λάβει υπόψη την τραχύτητα εδάφους  $c_r(z)$  και την τοπογραφία  $c_o(z)$ . Το ύψος αναφοράς  $z$  υπολογίζεται ως εξής: (Εικόνα 3.3)

Το συνολικό ύψος κτιρίου είναι  $h=17,5\text{m}$  και τα πλάτη  $b_y=22\text{m}$  για άνεμο  $x$  και  $b_x=12,65\text{m}$  και άνεμο  $y$ . Άρα για άνεμο κατά  $y$  ( $b \leq h \leq 2b$ ) λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με  $b$  και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο  $z=12,65 \text{ m}$  και  $z=4,85 \text{ m}$ . Για άνεμο κατά  $x$  ( $h \leq b$ ) λαμβάνεται ως ένα τμήμα  $z=17,5\text{m}$ .

Ακολουθούν οι τύποι υπολογισμού της μέσης ταχύτητας.

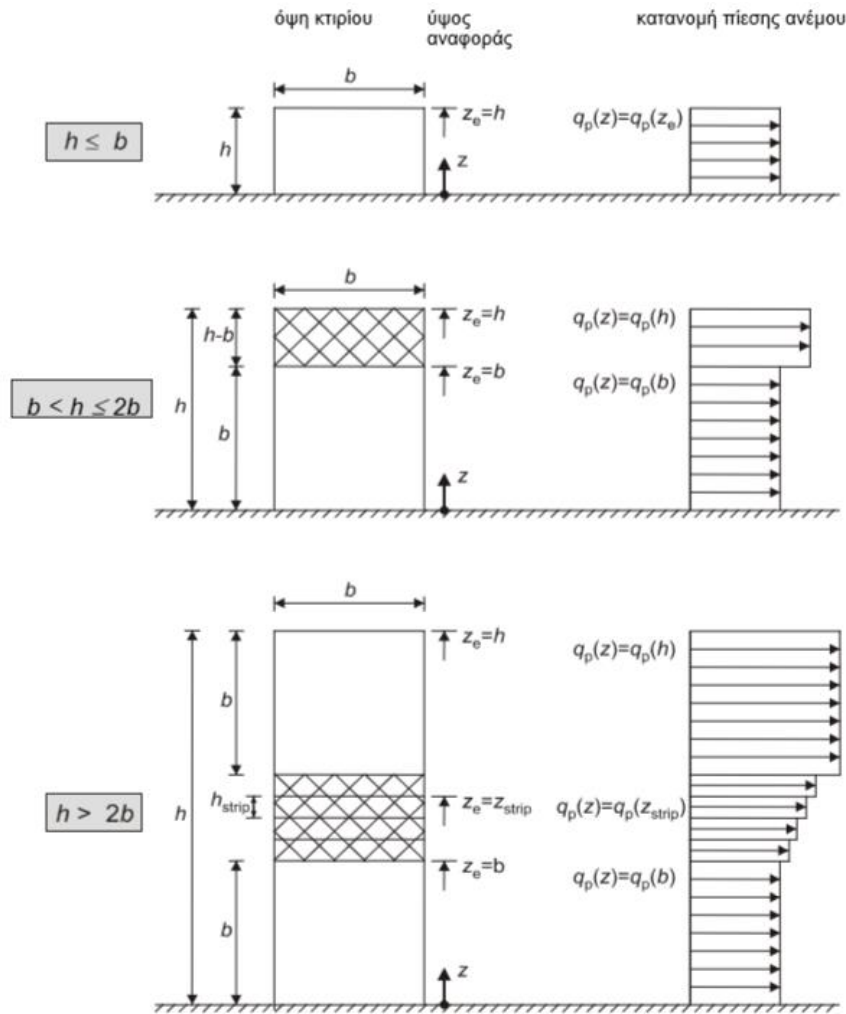
$$v_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * v_b \quad (3-4)$$

$$\text{όπου συντελεστής τραχύτητας } c_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ για } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (3-5)$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \text{ για } z \leq z_{\min} \quad (3-6)$$

συντελεστής ανάγλυφου θεωρείται  $c_o(z)=1$  όπως προβλέπεται σε κοιλάδες εάν δεν αναμένεται επιτάχυνση της πνοής του ανέμου λόγω της διαμόρφωσης του περιβάλλοντος χώρου και

$$k_r = 0.19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.234 \quad (3-7)$$



Εικόνα 3.3: Ύψος αναφοράς

Η πίεση αιχμής αντιστοιχεί στη ταχύτητα αιχμής, δηλαδή την προσαυξημένη μέση ταχύτητα καθώς η στιγμιαία ταχύτητα διακυμαίνεται και ξεπερνά την τιμή της μέσης και η τιμή της υπολογίζεται από τη σχέση:

$$q_p = q_b * c_r(z) * [1 + 7 * I_v(z)] \text{ σε } kN/m^2 \quad (3-8)$$

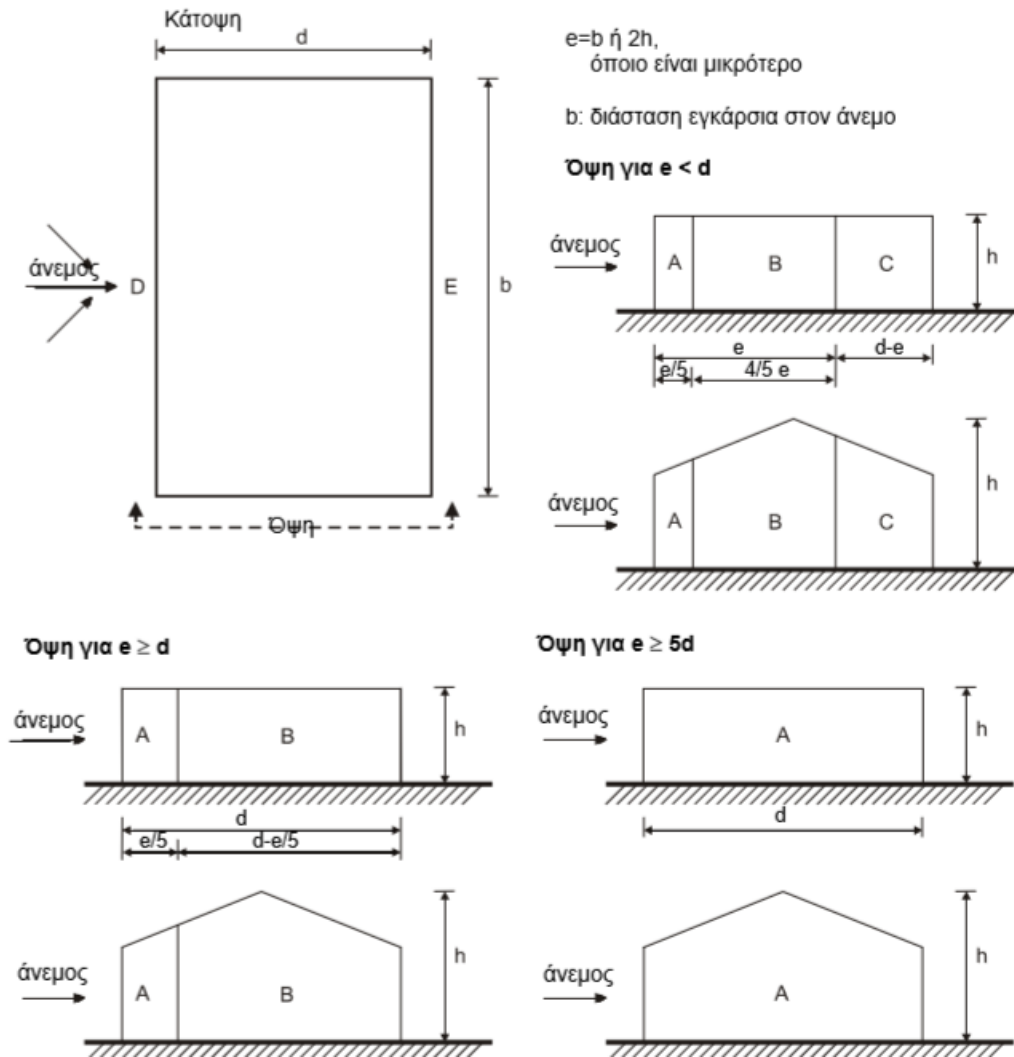
$$\text{Όπου } q_b = 0,455 \text{ kN/m}^2 \text{ για } v_b = 27 \text{ m/s} \quad (3-9)$$

$$\text{και } I_v(z) = \frac{1}{c_o(z) * \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)} \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3-10)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \text{ για } z \leq z_{min} \quad (3-11)$$

Οι συντελεστές πίεσης λαμβάνουν υπόψη το σχήμα και τη μορφή της προσβαλλόμενης επιφάνειας προκειμένου να υπολογιστεί η πίεση από την πίεση αιχμής.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης  $c_{pe}$  δίνουν την επίδραση του ανέμου στις εξωτερικές επιφάνειες του κτιρίου. Για τους συντελεστές αυτούς αρχικά ορίζονται οι ζώνες σύμφωνα με το παρακάτω σχήμα. Για τον άνεμο κατά x έχουμε  $e = \min(b, 2h) = b = 22\text{m}$  και για τον άνεμο κατά y έχουμε  $e = \min(b, 2h) = b = 12,65\text{m}$ .



Εικόνα 3.4: Συμβολισμοί κατακόρυφων τοίχων

Υπολογίζονται τα εμβαδά των ζωνών και προκύπτει εμβαδό επιφάνειας  $>10m^2$  άρα εφαρμόζουμε καθολικό συντελεστή  $c_{pe,10}$  ανάλογα με το λόγο  $h/d$  κάνοντας γραμμική παρεμβολή στις τιμές του παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.3: Συντελεστές Ζωνών

ΖΩΝΗ	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
$\leq 0.25$	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.3	

Για να υπολογίσουμε τις δυνάμεις του ανέμου πρέπει να υπολογίσουμε τον συνδυασμένο δυναμικό συντελεστή  $c_{sd}$ . Επειδή  $h=17,5\text{ m} < 100\text{m}$  και  $h=17,5\text{ m} < 4*d$  και στις δυο διευθύνσεις ανέμου, ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1.



Πίνακας 3.4: Συνδυασμένος δυναμικός συντελεστής

Είδος κατασκευής	$c_s c_d$
Κτίρια με ύψος μικρότερο από 15Μ	1,00
Στοιχεία πλευρικής επένδυσης και στέγης με ιδιοσυχνότητα μεγαλύτερη των 5 Hz	1,00
Κτίρια με σκελετό και τοίχους με ύψος μικρότερο από 100m και μικρότερο από το 4πλάσιο της διάστασης κατά τη διεύθυνση του ανέμου	1,00
Καπνοδόχοι κυκλικής διατομής με ύψος μικρότερο από 60m και από το 6,5πλάσιο της διαμέτρου	1,00
Άλλα έργα πολιτικού μηχανικού	υπολογισμός

Έχοντας ολοκληρώσει τη μελέτη των παραμέτρων, οι πιέσεις στο κτίριο υπολογίζονται από τη σχέση:

$$w_e = q_p(z) * c_{pe} \quad (3-12)$$

Οι δυνάμεις υπολογίζονται :

$$F_e = c_s c_d * \sum w_e * A_{ref} \quad (3-13)$$

όπου  $A_{ref}$  το εμβαδό κάθε τμήματος αναφοράς

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα όπως προέκυψαν από τη μελέτη.

Πίνακας 3.5: Γενικές παράμετροι φορτίων ανέμου σύμφωνα με τον ευρωκώδικα

$V_{b,0}$	27
$C_{dir}$	1
$C_{season}$	1
$V_b$	27
κατ. εδάφους IV	
$Z_0$	1
$Z_{0,II}$	0,05
$Z_{min}$	10
$Z_{max}$	200
$C_o$	1
$k_r$	0,234329
$q_b$	0,455

Πίνακας 3.6: Πιέσεις ανέμου κατά x

h	17,5
b <sub>y</sub>	22
z <sub>e</sub>	17,5
c <sub>r</sub>	0,670696
v <sub>m</sub>	18,1088
l <sub>v</sub>	0,349381
q <sub>p</sub>	1,051504
e	22
d	12,65
h/d	1,383399

ΖΩΝΕΣ	πλάτος	εμβαδό	c <sub>pe</sub>	w <sub>e</sub>
A	4,4	77	-1,2	-1,2618
B	8,25	144,375	-0,8	-0,8412
C	-	-	-0,5	-0,52575
D	22	385	0,8	0,841203
E	22	385	-0,51917	-0,54591

Πίνακας 3.7: Πιέσεις ανέμου για άνεμο κατά y

h	17,5	
b <sub>x</sub>	12,65	
z <sub>e</sub>	12,65	17,5
c <sub>r</sub>	0,594646	0,670696
v <sub>m</sub>	16,05545	18,1088
l <sub>v</sub>	0,394064	0,349381
q <sub>p</sub>	1,016901	1,051504
e	12,65	
d	22	
h/d	0,795455	

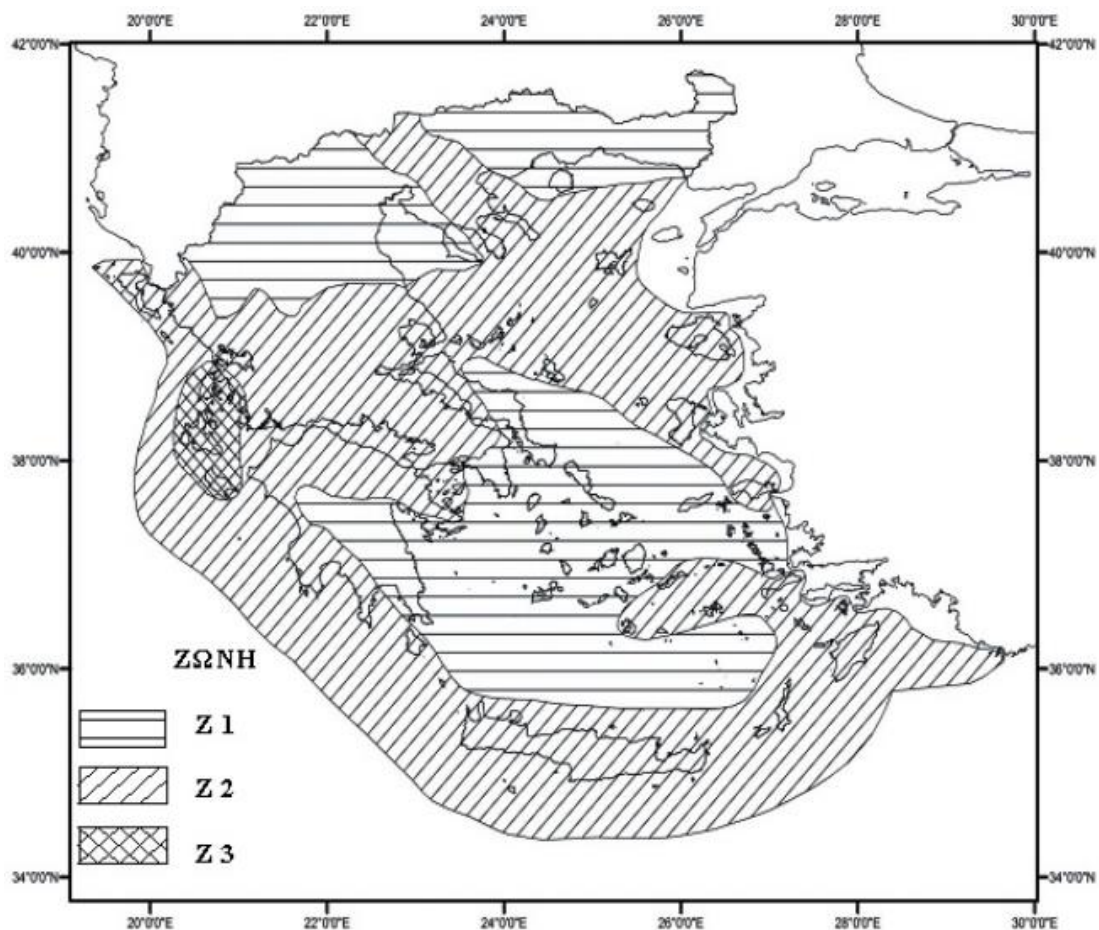
ΖΩΝΕΣ	πλάτος	από 0-12,65			από 12,65-17,5		
		εμβαδό	c <sub>pe</sub>	w <sub>e</sub>	εμβαδό	c <sub>pe</sub>	w <sub>e</sub>
A	2,53	32,0045	-1,2	-1,22028	12,2705	-1,2	-1,2618
B	10,12	128,018	-0,8	-0,81352	49,082	-0,8	-0,8412
C	9,35	118,2775	-0,5	-0,50845	45,3475	-0,5	-0,52575
D	12,65	160,0225	0,8	0,813521	61,3525	0,8	0,841203
E	12,65	160,0225	-0,44545	-0,45298	61,3525	-0,44545	-0,4684

### 3.6. Σεισμικά φορτία

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η μάζα της κατασκευής, λόγω της αδράνειάς της, δεν ακολουθεί την κίνηση του εδάφους και άρα της βάσης της. Αυτή η διαφορά μετακινήσεων μεταξύ κορυφής και βάσης κατασκευής, προκαλεί παραμορφώσεις και άρα εντάσεις στην κατασκευή. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού θεωρούνται οι ταλαντώσεις του κτιρίου λόγω του σεισμού και κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις. Ο ευρωκώδικας 8 καθοδηγεί στο σχεδιασμό έναντι σεισμού και φροντίζει για την προστασία της ανθρώπινης ζωής, τον περιορισμό των βλαβών σε μικρούς σεισμούς, την επιδιορθωσιμότητα βλαβών σε μεγάλους σεισμούς, την εξασφάλιση μηδενικού κινδύνου κατάρρευσης και την αδιάκοπη λειτουργία σημαντικών κτιρίων.

#### Παράμετροι σεισμικής μελέτης

Για συνήθη έργα η σεισμική δράση σχεδιασμού έχει, όπως και στον ΕΑΚ 2000, πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 χρόνια, δηλαδή περίοδο επαναφοράς 475 χρόνια. Από το χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας, το έργο κατασκευάζεται στη ζώνη Z1 άρα έχει εδαφική επιτάχυνση αναφοράς  $a_{gR}=0,16g$



Εικόνα 3.5: Σεισμικές ζώνες

Η επιτάχυνση αυτή πολλαπλασιάζεται με τον συντελεστή σπουδαιότητας  $\gamma_I=1$  αφού η κατασκευή θεωρείται συνήθους σπουδαιότητας. Έτσι προκύπτει εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού  $a_g=\gamma_I \cdot a_{gR}=0,16g$ .

Πίνακας 3.8: Κατηγορίες σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια	$\gamma_I$
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.	0.80
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.	1.00
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.	1.20
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.	1.40

Επειδή η τιμή  $a_g$  αντιστοιχεί σε βραχώδες έδαφος, προσαυξάνεται με συντελεστή εδάφους  $S=1,2$  με επιλογή κατηγορίας εδάφους B η οποία συνοδεύεται και από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές περιόδους φάσματος σχεδιασμού.

Πίνακας 3.9: Κατηγορίες εδάφους

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού
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
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων
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
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές $v_s$ κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5 m και 20 m, 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
$S_2$	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή $S_1$

Πίνακας 3.10: Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων και συντελεστή εδάφους

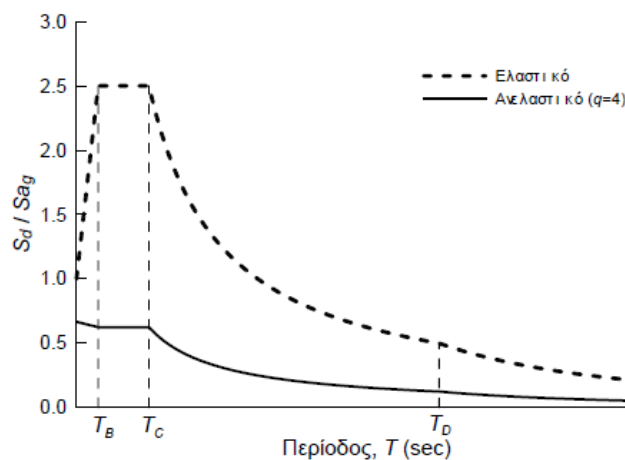
Κατηγορία εδάφους	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	S
A	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.60	0.05	0.25	1.20

Τέλος υπολογίζεται ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  ο οποίος εξασφαλίζει ότι η πλαστιμότητα  $\mu$  δε θα υπερβεί την επιτρεπόμενη τιμή και άρα το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού δε θα φτάσει τις μεγάλες τιμές που θα έφτανε αν η απόκριση του φορέα ήταν απεριόριστα ελαστική. Δηλαδή η σεισμική δράση σχεδιασμού καθορίζεται από το ελαστικό φάσμα διαιρεμένο με τον συντελεστή συμπεριφοράς  $q$ .

Επιλέγεται κατηγορία πλαστιμότητας μέση και εφόσον χρησιμοποιούνται σύνδεσμοι μορφής X ο συντελεστής  $q$  είναι ίσος με 4.

Πίνακας 3.11: Συντελεστής συμπεριφοράς  $q$

Δομικό σύστημα	Κατηγορία πλαστιμότητας	
	Μέση	Υψηλή
α) Πλαίσια ροπής	4	6
β) Πλαίσια με κεντρικούς συνδέσμους δυσκαμψίας -Διαγώνιοι -Σχήματος V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρους συνδέσμους δυσκαμψίας	4	6
Για χαμηλή κατηγορία πλαστιμότητας μπορεί να λαμβάνεται $q=1,5$ χωρίς την απαίτηση πραγματοποίησης ικανοτικών ελέγχων		



Εικόνα 3.6: Ανελαστικό φάσμα σχεδιασμού για  $q=4$

Η κατασκευή σχεδιάζεται να συμπεριφέρεται ανελαστικά στο σεισμό σχεδιασμού όμως γίνεται ελαστική ανάλυση με βάση μειωμένο φάσμα σχεδιασμού σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα όπως εξηγήθηκε παραπάνω, εκτός από την περιοχή περιόδων  $0 < T < T_B$  όπου θεωρείται μία γραμμική συνάρτηση για την επιτάχυνση σχεδιασμού από την τιμή  $S_d = (2/3)S^*a_g$  για  $T = 0$ . Ο λόγος που η  $S_d$  δεν ισούται με την εδαφική επιτάχυνση  $S^*a_g$  για  $T=0$ , είναι επειδή αυτό πρέπει να ισχύει για την επιτάχυνση διαρροής  $a_y$  και όχι για την επιτάχυνση σχεδιασμού  $S_d$ . Όμως  $S_d = a_y/\gamma_{Rd}$ . Επομένως, εάν θεωρήσουμε ότι οι πολύ δύσκαμπτες κατασκευές ( $T \approx 0$ ) διαθέτουν υπεραντοχή  $\gamma_{Rd}$  τουλάχιστον ίση με 1.5, προκύπτει  $S_d(T=0) = S^*a_g/1,5 = (2/3)S^*a_g$ . Συνεπώς η επιτάχυνση για τον υπολογισμό της οριζόντιας συνιστώσας της σεισμικής φόρτισης, σε κάθε περιοχή του φάσματος, δίνεται:

$$S_d(T) = \alpha_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{για } 0 \leq T \leq T_B \quad (3-14)$$

$$S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5}{q} \quad \text{για } T_B \leq T \leq T_C \quad (3-15)$$

$$S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5 T_C}{q T} \geq \beta * \alpha_g \quad \text{για } T_C \leq T \leq T_D \quad (3-16)$$

$$S_d(T) = \alpha_g S \frac{2.5 T_C T_D}{q T^2} \geq \beta * \alpha_g \quad \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \quad \text{με } \beta = 0,2 \quad (3-17)$$

Για  $T \leq T_B$  η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού  $S_e$  παρουσιάζει ανοδική πορεία με την αύξηση της περιόδου.

Για  $T_B \leq T \leq T_C$  η φασματική επιτάχυνση παραμένει σταθερή.

Για  $T_C \leq T \leq T_D$  η φασματική ταχύτητα παραμένει σταθερή και επομένως η φασματική επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

Για  $T_D \leq T$  η φασματική μετακίνηση παραμένει σταθερή και επομένως η φασματική επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με το τετράγωνο της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

### Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση κατά την οποία η συμμετέχουσα μάζα σε κάθε διεύθυνση ορίζεται ως  $E = (G + G') + \psi_2 Q$ , δηλαδή από το άθροισμα των μόνιμων και των πρόσθετων μόνιμων φορτίων, και τέλος των οιονεί μόνιμων κινητών που για κατοικίες έχουν συντελεστή  $\psi_2 = 0,3$ . Σύμφωνα με τον ΕΚ 8 λαμβάνονται υπόψη οι  $k$  πρώτες ιδιομορφές των οποίων οι ιδιομορφικές μάζες  $m_i$  αθροίζουν τουλάχιστον στο 90% της συνολικής μάζας  $m_{\text{tot}}$  στην εξεταζόμενη διεύθυνση. Εκτός αυτού λαμβάνονται υπόψη οι ιδιομορφές με ενεργό ιδιομορφική μάζα  $m_i > 5\% m_{\text{tot}}$ . Φυσικά δε λαμβάνονται υπόψη μάζες θεμελίωσης και στοιχείων του υπογείου. Προκύπτουν έτσι όλες οι ιδιομορφές δηλαδή οι μορφές μετακινήσεων των ορόφων που προκαλούνται από το σεισμό.

Για κάθε διεύθυνση σεισμικής δράσης γίνεται ξεχωριστή ανάλυση του φάσματος απόκρισης όπου υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη για κάθε ιδιομορφή. Οι  $k$  απαιτούμενες ιδιομορφές μιας διεύθυνσης συνδυάζονται με τη μέθοδο CQC για τη

μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια στον υπολογισμό των συνολικών εντατικών μεγεθών των  $k$  ιδιομορφών. Τα τελικά εντατικά μεγέθη που λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό της κατασκευής προκύπτουν από συνδυασμό των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις επιμέρους αναλύσεις για κάθε διεύθυνση σεισμού με χωρική επαλληλία.

Σύμφωνα με τη μέθοδο CQC, η πιθανή ακραία τιμή  $exE$  του μεγέθους  $E$  υπολογίζεται από τη σχέση:

$$exE = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \varepsilon_{ij} E_i E_j} \quad (3-18)$$

όπου  $\varepsilon_{ij}$  είναι ο συντελεστής συσχέτισης των ιδιομορφών  $i$  και  $j$  που υπολογίζεται από τη σχέση για απόσβεση  $\zeta$  κοινή σε όλες τις ιδιομορφές:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8\zeta^2 r^{3/2} (1+r)}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r (\zeta+r)^2} \quad (3-19)$$

Για  $r = \omega_i/\omega_j$  και  $E_i, E_j$  είναι οι τιμές του μεγέθους  $E$  που προέκυψαν από την επίλυση για τις ιδιομορφές  $i$  και  $j$  αντίστοιχα.

### 3.7. Συνδυασμοί δράσεων

Όλες οι δράσεις που αναλύθηκαν παραπάνω επενεργούν στο φορέα ταυτόχρονα. Κατά το σχεδιασμό εντοπίζονται όλες οι πιθανές συνδυαστικές καταπονήσεις που επιβαρύνουν την κατασκευή όπου, σύμφωνα με τον ευρωκώδικα, οι δράσεις πολλαπλασιάζονται με συντελεστές ασφαλείας  $\gamma$  και συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού  $\psi$ ) για κάθε μία από τις οριακές καταστάσεις. Οριακές καταστάσεις είναι οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα αυτού δεν ικανοποιεί πλέον τα κριτήρια σχεδιασμού του.

Σημειώνεται ότι τα φορτία ανέμου είναι αποκλειστικά φορτία δηλαδή δε συνδυάζονται μεταξύ τους οι άνεμοι των 2 διευθύνσεων  $x$  και  $y$ .

Πίνακας 3.12: Συντελεστές ασφαλείας

	Οριακή Κατάσταση Αστοχίας		Οριακή Κατάσταση Λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
$\gamma_G$	1,35	1,00	1,00	1,00
$\gamma_Q$	1,50	0	1,00	0
$\gamma_A, \gamma_E$	1,00	0	-	-

Όπου:

G μόνιμες δράσεις (ίδια βάρη φέρουσας κατασκευής, λοιπά μόνιμα φορτία)

Q μεταβλητές δράσεις (ωφέλιμα φορτία, χιόνι, άνεμος κλπ.)

A τυχηματικές δράσεις (προσκρούσεις οχημάτων, πυρκαγιά)

E σεισμικές δράσεις

Πίνακας 3.13: Τιμές συντελεστών  $\psi$ 

ΔΡΑΣΕΙΣ	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια			
Κατηγορία Α: κατοικίες, συνήθη κτίρια κατοικιών	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία Β: χώροι γραφείων	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	1.0	0.9	0.8
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων	0.7	0.7	0.6
Βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$			
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} \leq \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία H: στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτίρια			
Φινλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με $H > 1000\text{m}$	0.7	0.5	0.2
Υπόλοιπα κράτη μέλη του CEN με $H \leq 1000\text{m}$	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία (εκτός τυρκαϊάς) σε κτίρια	0.6	0.5	0

Όπου:

$Q_k$  μία χαρακτηριστική τιμή

$\psi_0 Q_k$  μία τιμή συνδυασμού

$\psi_1 Q_k$  μία συχνή τιμή

$\psi_2 Q_k$  μία οιονεί μόνιμη τιμή

Η κατασκευή που μελετάται ανήκει στην κατηγορία Α άρα  $\psi_0=0,7$ ,  $\psi_1=0,5$ ,  $\psi_2=0,3$  για τα κινητά  $\psi_0=0,5$ ,  $\psi_1=0,2$ ,  $\psi_2=0$  για το χιόνι και  $\psi_0=0,6$ ,  $\psi_1=0,2$ ,  $\psi_2=0$  για τον άνεμο.

### Οριακή κατάσταση αστοχίας

Οριακές καταστάσεις αστοχίας (Ultimate Limit States-ULS, πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, θραύση, κόπωση, ανατροπή κλπ), που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματος αυτού.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας είναι:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3-20)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3-21)$$

3. Για καταστάσεις σεισμού

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3-22)$$

όπου το “+” σημαίνει “επαλληλία με” και όχι αλγεβρική άθροιση.

Οι συνδυασμοί οριακών καταστάσεων αστοχίας για την παρούσα εργασία διαμορφώνονται ως εξής:

1. βασικό μεταβλητό τα κινητά φορτία (άνεμος και χιόνι με τιμές συνδυασμού)



- α)  $1,35 \cdot (G+G') + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W_x + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$   
 β)  $1,35 \cdot (G+G') + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W_y + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$
2. βασικό μεταβλητό ο άνεμος (κινητά και χιόνι με τιμές συνδυασμού)  
 α)  $1,35 \cdot (G+G') + 1,50 \cdot W_x + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$   
 β)  $1,35 \cdot (G+G') + 1,50 \cdot W_y + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$
3. βασικό μεταβλητό το χιόνι (άνεμος και κινητά με τιμές συνδυασμού)  
 α)  $1,35 \cdot (G+G') + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W_x$   
 β)  $1,35 \cdot (G+G') + 1,50 \cdot S + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W_y$
4. κατάσταση σεισμού  
 α)  $(G+G') + E_x + 0,3 \cdot E_y$   
 β)  $(G+G') + E_y + 0,3 \cdot E_x$

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση αστοχίας είναι είτε επαρκούς αντοχής των διατομών, είτε ευστάθειας των μελών του φορέα. Έτσι γίνονται έλεγχοι και σε επίπεδο διατομής και σε επίπεδο μέλους και παρουσιάζονται στα αποτελέσματα στα επόμενα κεφάλαια.

### Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (Serviceability Limit States-SLS, μετατοπίσεις, ταλαντώσεις, ρηγματώσεις κλπ), που συνδέονται με συνθήκες πέραν των οποίων δεν πληρούνται πλέον οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για το φορέα ή για το μέλος αυτού.

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

1. Χαρακτηριστικός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3-23)$$

2. Συχνός συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3-24)$$

3. Οιονεί μόνιμος συνδυασμός

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3-25)$$

Οι συνδυασμοί οριακών καταστάσεων αστοχίας για την παρούσα εργασία διαμορφώνονται ως εξής:

1. βασικό μεταβλητό τα κινητά φορτία (άνεμος και χιόνι με τιμές συνδυασμού)  
 $(G+G') + Q + 0,60 \cdot W_x + 0,50 \cdot S$   
 $(G+G') + Q + 0,60 \cdot W_y + 0,50 \cdot S$
2. βασικό μεταβλητό ο άνεμος (κινητά και χιόνι με τιμές συνδυασμού)  
 $(G+G') + W_x + 0,70 \cdot Q + 0,50 \cdot S$   
 $(G+G') + W_y + 0,70 \cdot Q + 0,50 \cdot S$
3. βασικό μεταβλητό το χιόνι (άνεμος και κινητά με τιμές συνδυασμού)  
 $(G+G') + S + 0,70 \cdot Q + 0,60 \cdot W_x$   
 $(G+G') + S + 0,70 \cdot Q + 0,60 \cdot W_y$

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ασχολείται με την επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις της κατασκευής δεν είναι υπερβολικές κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Και έτσι τα όρια κατακόρυφων βελών δίνονται :

Πίνακας 3.14: Επιτρεπόμενα όρια βελών

	Όρια	
	$\delta_{\max}$	$\delta_2$
Στέγες(γενικά)	L/200	L/250
Στέγες που συχνά φέρουν προσωπικό άλλο από αυτό για συντήρηση	L/250	L/300
Πατώματα (γενικά)	L/250	L/300
Πατώματα και στέγες που υποστηρίζουν γύψινα ή άλλα ψαθυρά τελειώματα ή μη εύκαμπτα χωρίσματα	L/250	L/350
Πατώματα που υποστηρίζουν υποστυλώματα (εκτός εάν το βέλος κάμψης έχει ληφθεί υπ' όψη στην καθολική ανάλυση για τον προσδιορισμό της έσχατης οριακής κατάστασης)	L/400	L/500
Όπου το $\delta_{\max}$ μπορεί να βλάψει την εμφάνιση του κτιρίου	L/250	

Ενώ οι οριζόντιες μετακινήσεις έχουν τα εξής όρια:

Βιομηχανικά πλαίσια χωρίς γερανογέφυρες:

h/150

Άλλα μονώροφα κτίρια:

h/300

Πολυώροφα κτίρια:

h/300 ανά όροφο

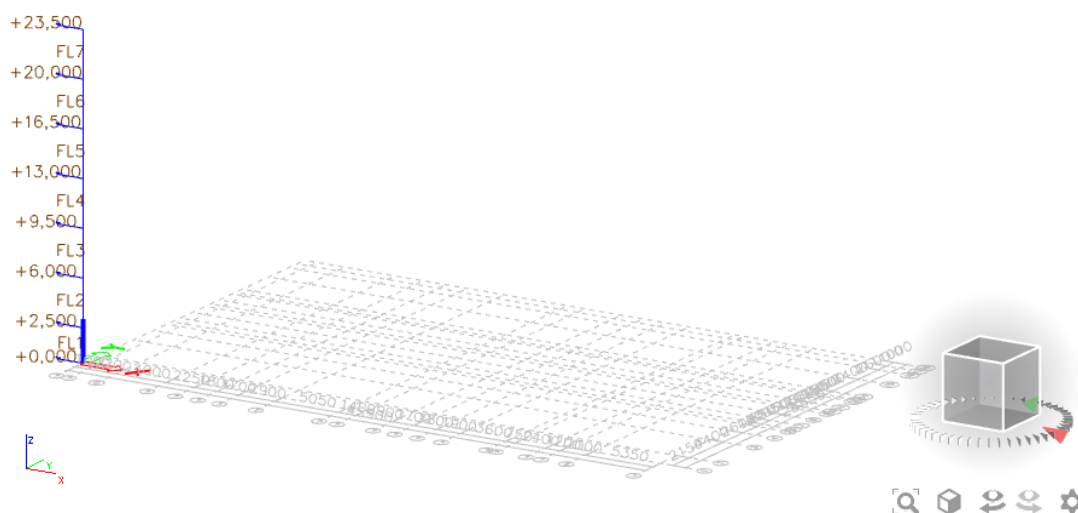
ho/500 συνολικά

Στην παρούσα εργασία ελέγχονται τα όρια βελών για πατώματα και τα όρια οριζόντιων μετακινήσεων για πολυώροφα.

## 4. Εισαγωγή φορέα στο πρόγραμμα Scia Engineer

### 4.1. Σχεδιασμός φορέα και εισαγωγή διατομών

Αφού έχουν οριστεί όλες οι παράμετροι που χρειάζονται για τη μελέτη του κτιρίου, εισάγεται ο φορέας στο πρόγραμμα Scia Engineer. Αρχικά σχεδιάζεται ο κάναβος και οι όροφοι από την εντολή Κάνναβος γραμμών και όροφοι.



Εικόνα 4.1: Σχεδιασμός καννάβου και ορισμός ορόφων

Στην καρτέλα *Μελέτη* εισάγονται όλες οι παράμετροι του ευρωκώδικα που αναλύθηκαν νωρίτερα, δηλαδή οι παράμετροι φορτίων ανέμου και χιονιού (καρτέλα *Δράσεις*) και επιλέγονται οι απαιτούμενες αναλύσεις (καρτέλα *Λειτουργικότητες*).

Χιόνι	
Περιγραφή χιονιού EC	
Ce - συντελεστής έκθεσης	
Τιμή [-]	1,00
Ct - θερμικός συντελεστής	
Τιμή [-]	1,00
CesI - εξαιρετικός συντελεστής	
Τιμή [-]	0,00
A - υψόμετρο από την στάθμη της θάλασσας [...]	100,000
Ζώνη χιονιού	B
Sk - χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού [kN/...]	0,81
Συνδυασμοί χιονιού	
Τύπος συνδυασμού	Από τον χρήστη
ψ 0	0,5
ψ 1	0,2
ψ 2	0

Εικόνα 4.2: Εισαγωγή παραμέτρων χιονιού

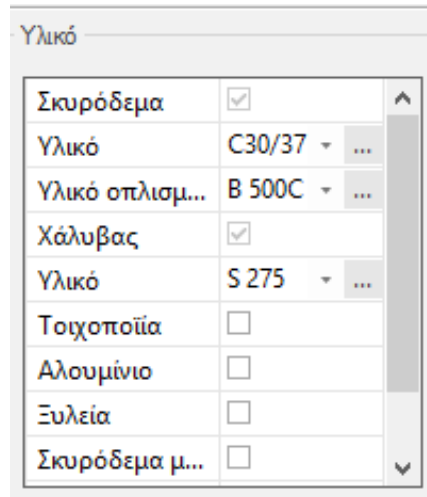
<b>Ανεμος</b>	
<b>Πίεση ανέμου σύμφωνα με τον EC1</b>	
<b>Εσωτερική πίεση για άνεμο 2D</b>	
Εσωτερική πίεση για άνεμο 2D	χωρίς εσωτερική πίεση
Θέση κυρίαρχης όψης για 2D άνεμο	πρόσοψη
Όψη με κυρίαρχα ανοίγματα για 2D άνεμο	δύο φορές
<b>Εξωτερική πίεση για 3D άνεμο</b>	
Εξωτερική πίεση για 3D άνεμο	Χρήση ολικών συντελεστών $C_{pe,10}$
<b>Υψος αναφοράς (<math>z_e</math>)</b>	
<b><math>c_{dir}</math> - συντελεστής διεύθυνσης</b>	
Τιμή [-]	1,00
<b><math>c_{season}</math> - συντελεστής εποχής</b>	
Τιμή [-]	1,00
<b><math>c_o</math> - συντελεστής ορογραφίας</b>	
Τιμή [-]	1,00
Ζώνη ανέμου	Υπόλοιπη χώρα
$V_{b,0}$ - βασική ταχύτητα ανέμου [m/s]	27,000
$\rho$ - πυκνότητα αέρα [kg/m <sup>3</sup> ]	1,3
<b>Πιθανότητα</b>	
1/ $\rho$ - περίοδος ζωής του κτιρίου [έτος]	50,00
$c_{prob}$ - συντελεστής πιθανότητας [-]	1,00
K - συντελεστής σχήματος [-]	0,20
n - εκθέτης [-]	0,50
<b>Εδαφος</b>	
κατηγορία εδάφους	IV
$K_r$ - τοπογραφικός συντελεστής [-]	0,23
$z_0$ - μήκος τραχύτητας [m]	1,000
$z_{min}$ - ελάχιστο ύψος [m]	10,000
$k_z$ - συντελεστής στροβιλισμού [-]	1,00

Εικόνα 4.3: Εισαγωγή παραμέτρων ανέμου

Βασικά δεδομένα	Λειτουργικότητες	Δράσεις	Ρύθμιση μονάδων	Προστασία μελέτης
<b>Μεταβολέας ιδιοτήτων</b>				
<input type="checkbox"/>	Τροποποιητές μοντέλου			
<input type="checkbox"/>	Παραμετρικά δεδομένα			
<input checked="" type="checkbox"/>	Κλιματικά φορτία			
<input type="checkbox"/>	Κινούμενα φορτία			
<input checked="" type="checkbox"/>	Δυναμική ανάλυση			
<input checked="" type="checkbox"/>	Ευστάθεια			
<input type="checkbox"/>	Μη γραμμικότητα			
<input checked="" type="checkbox"/>	Κατασκευαστικό μοντέλο			
<input type="checkbox"/>	IFC ιδιότητες			
<input type="checkbox"/>	Προένταση			
<input type="checkbox"/>	Σχεδιασμός γεφυρών			
<input type="checkbox"/>	KP1 εφαρμογή			
<input type="checkbox"/>	Πλάκες με διαμορφώσεις κενών			
<input type="checkbox"/>	Ελεγχος excel			
<input type="checkbox"/>	Πρόσθετο CADs για σύμμικτα			
<b>Δυναμικά</b>				
<input checked="" type="checkbox"/>	Ιδιομορφική & αρμονική ανάλυση			
<input checked="" type="checkbox"/>	Σεισμική φασματική ανάλυση			
<input type="checkbox"/>	Δυναμική ανάλυση χρονιστορίας			
<b>Υπέδαφος</b>				
<input type="checkbox"/>	Αλληλεπίδραση εδάφους			
<input checked="" type="checkbox"/>	Ελεγχος πεδίου			
<b>Χάλυβας</b>				
<input type="checkbox"/>	Ελεγχος πυραντίστασης			
<input type="checkbox"/>	Συνδέσεις χάλυβα			
<input type="checkbox"/>	Ικρίσματα			
<input type="checkbox"/>	7DoF ανάλυση δεύτερης τάξης γι...			
<input type="checkbox"/>	Ελεγχος Δοκού Atlas			
<input type="checkbox"/>	Ζευκτά με ημιτονοειδείς κορμούς			

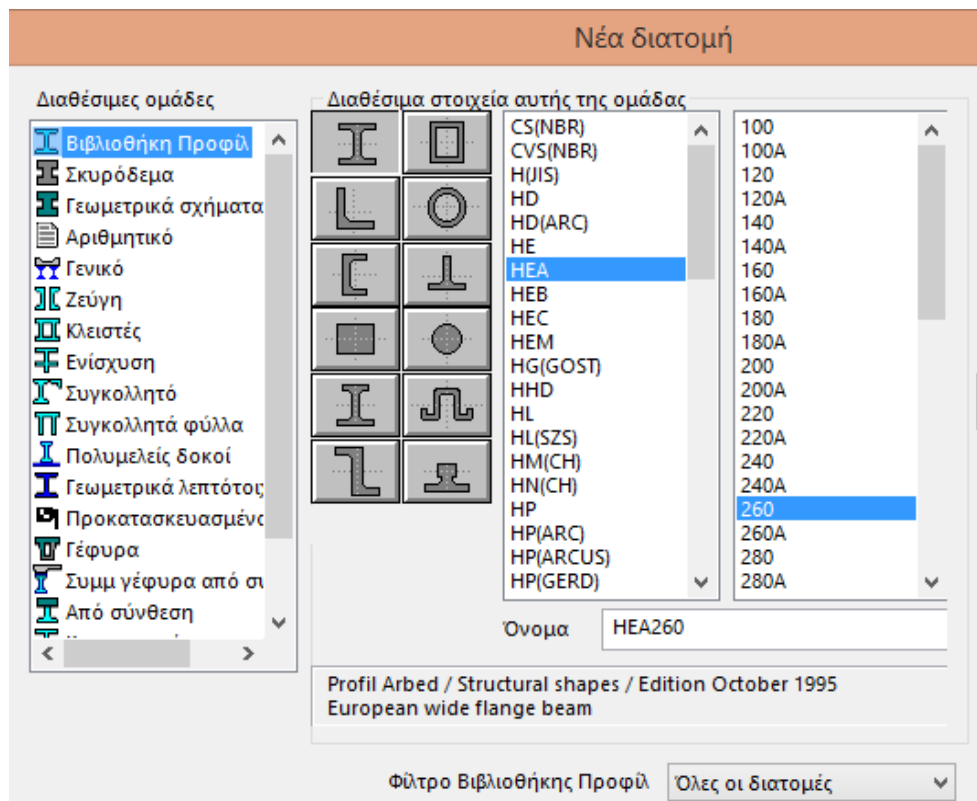
Εικόνα 4.4: Ρύθμιση των αναλύσεων

Στην ίδια καρτέλα καθορίζονται οι ποιότητες υλικών που θα χρησιμοποιηθούν και δημιουργούνται όσα δεν υπάρχουν στη βιβλιοθήκη του προγράμματος, όπως το ελαφροσκυρόδεμα και το γυαλί (καρτέλα *Βασικά δεδομένα*).

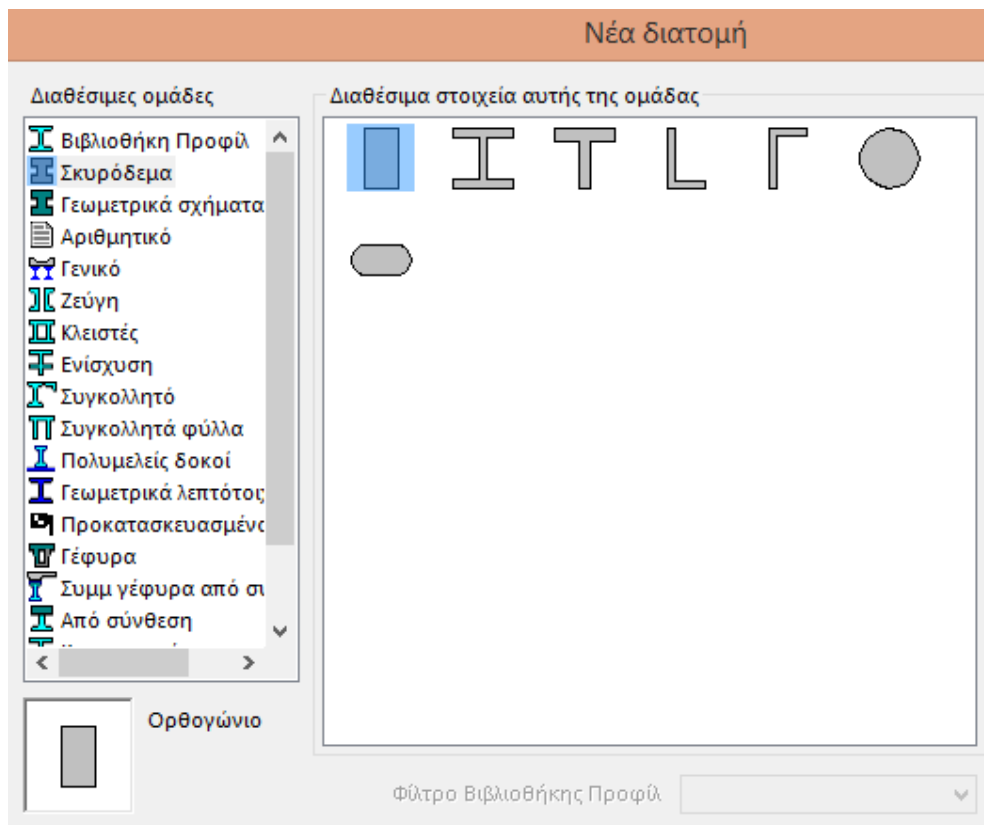


Εικόνα 4.5: Επιλογή βασικών υλικών

Οι διατομές των 1D μεταλλικών μελών επιλέγονται από τη βιβλιοθήκη του προγράμματος, ενώ στα μέλη από σκυρόδεμα οι διαστάσεις ορίζονται από το χρήστη (εντολή *Φορέας*).

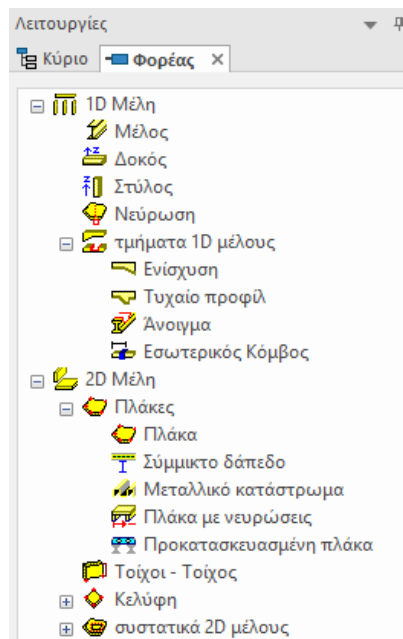


Εικόνα 4.6: Εισαγωγή μεταλλικής διατομής

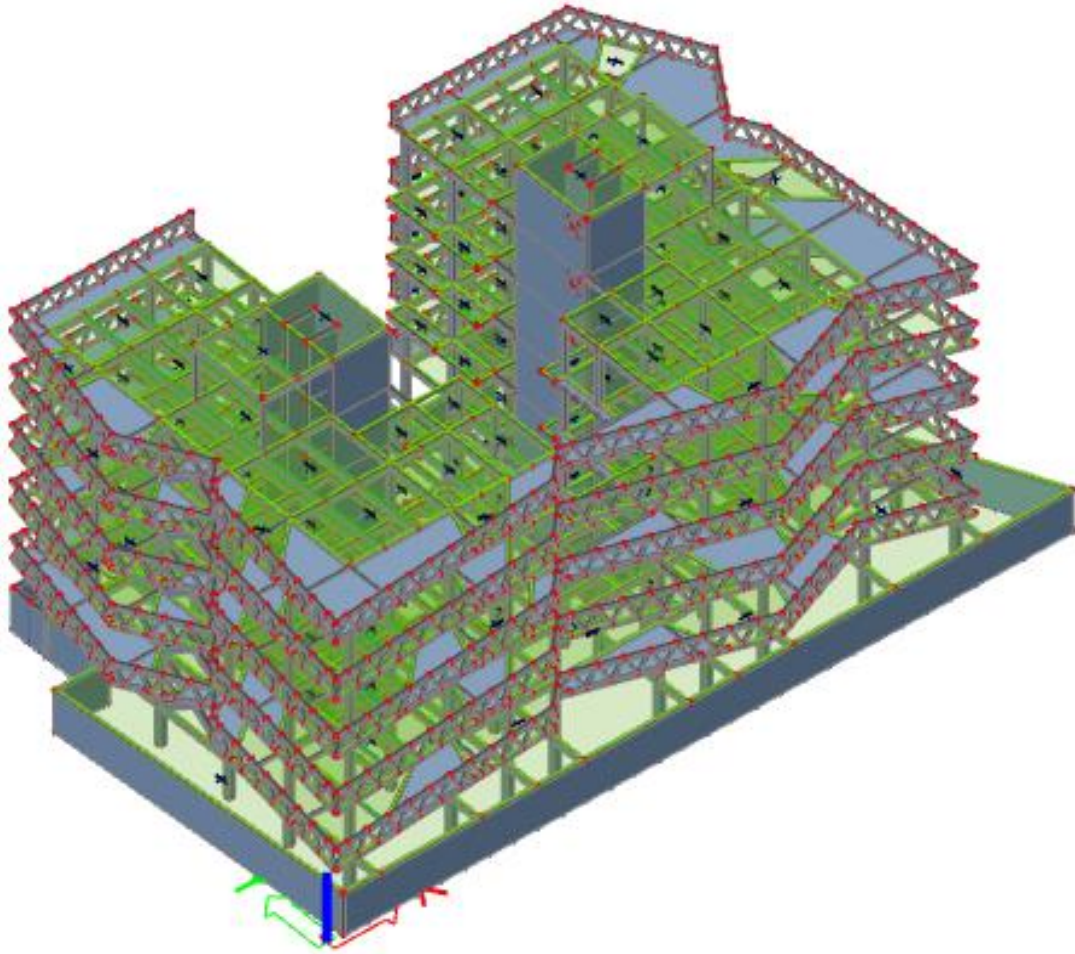


Εικόνα 4.7: Εισαγωγή διατομής από σκυρόδεμα

Στη συνέχεια εισάγονται τα 2D μέλη δηλαδή οι πλάκες, και τα τοίχια. Αφού μπου και οι τελευταίες σχεδιαστικές λεπτομέρειες, η 3D απεικόνιση του φορέα είναι έτοιμη, και κάθε στοιχείο περιέχει όλα τα απαραίτητα δεδομένα για την ανάλυσή του.



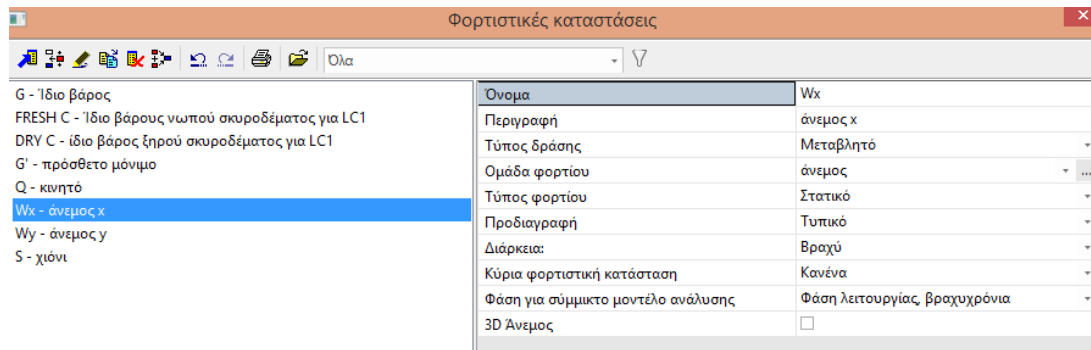
Εικόνα 4.8: Εισαγωγή στοιχείων φορέα



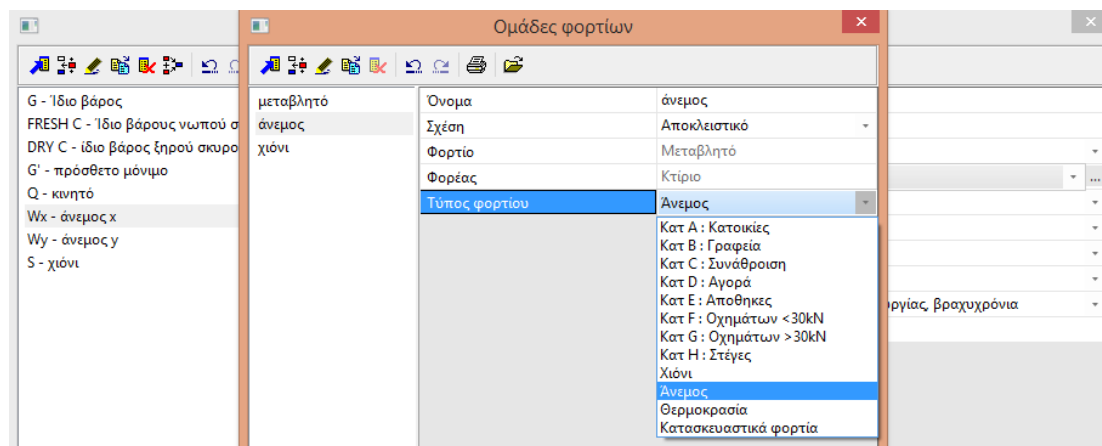
Εικόνα 4.9: Ολοκλήρωση μοντέλου

## 4.2. Εισαγωγή φορτίων

Για να γίνει η ανάλυση της κατασκευής, πρώτο βήμα είναι να περαστούν όλα τα φορτία στο πρόγραμμα και να σχηματιστούν όλοι οι πιθανοί συνδυασμοί τους (εντολή *Φορτιστικές καταστάσεις και συνδυασμοί*). Όσον αφορά τα φορτία, το ίδιο βάρος, ο άνεμος και το χιόνι αποκτούν αυτόματα τιμές, το μεν πρώτο λόγω της επιλογής διατομών, τα δε επόμενα λόγω των παραμέτρων που εισήχθησαν στο προηγούμενο βήμα. Δημιουργούνται όλες οι φορτιστικές καταστάσεις δηλώνοντας και την κατηγορία της κατασκευής και τον τύπο της κάθε δράσης, εκτός από τα βάρη νερού και ξηρού σκυροδέματος της σύμμικτης, όπου γίνεται αυτόματη ανάλυση της φάσης κατασκευής και της φάσης λειτουργίας.

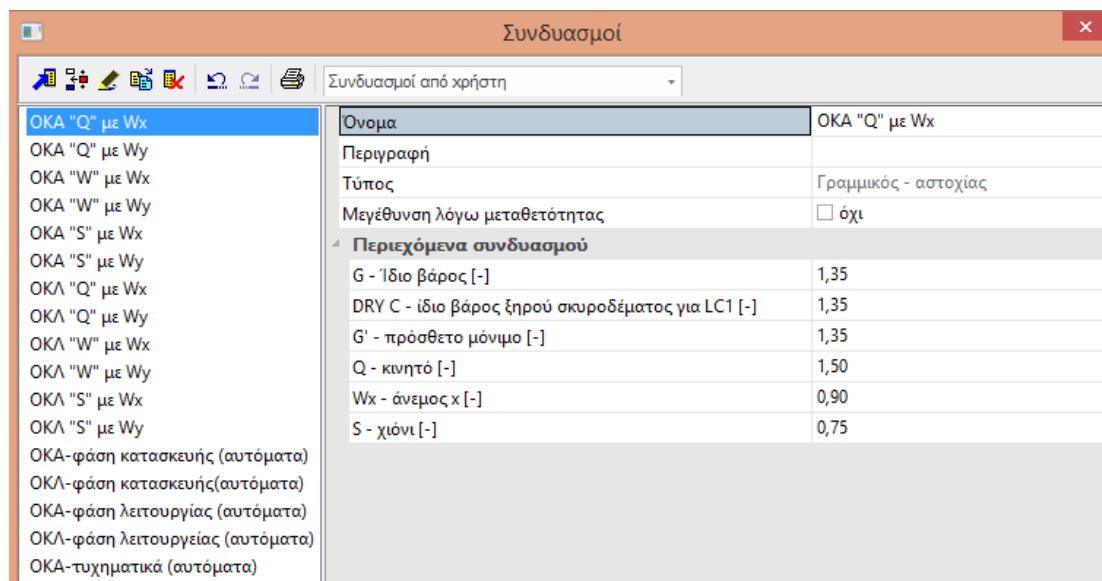


Εικόνα 4.10: Παράδειγμα εισαγωγής ανέμου



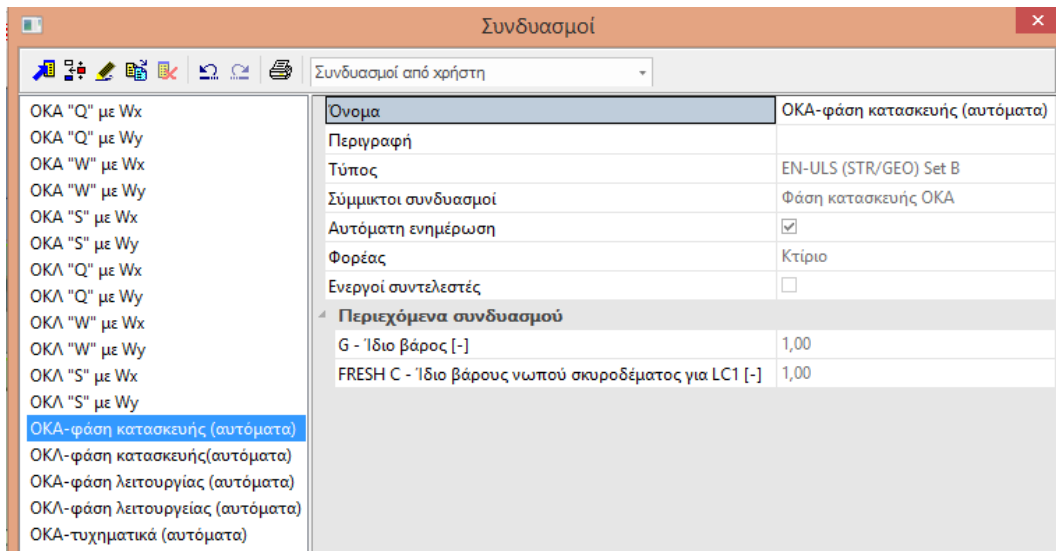
Εικόνα 4.11: Δήλωση χαρακτηριστικών φορτίου ανέμου

Έπειτα κατασκευάζονται οι συνδυασμοί των οριακών καταστάσεων. Μπορούν να παραχθούν αυτόματα αλλά στην παρούσα μελέτη έχουν οριστεί και χειροκίνητα οι δυσμενέστερες περιπτώσεις σύμφωνα με το προηγούμενο κεφάλαιο.



Εικόνα 4.12: Παράδειγμα συνδυασμού με εισαγωγή από το χρήστη





Εικόνα 4.13: Παράδειγμα αυτόματης δημιουργίας συνδυασμού

Κατά την αυτόματη δημιουργία συνδυασμών το πρόγραμμα αναγνωρίζει και τους συντελεστές ασφαλείας και συνδυασμού ( $\gamma$  και  $\psi$ ) αλλά και ποια φορτία μπορούν να συνδυαστούν με τα υπόλοιπα (αποκλειστικά φορτία ανέμων) καθώς στην αρχή της μελέτης έχει επιλεγεί ανάλυση σύμφωνα με τον ευρωκώδικα και το εθνικό προσάρτημα.

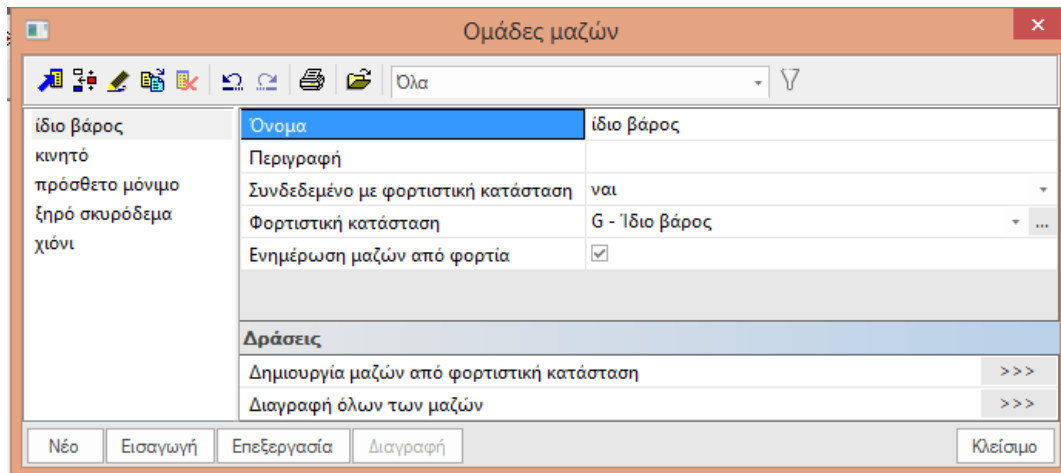
Πλέον ο φορέας είναι έτοιμος να παραλάβει τα φορτία ενεργοποιώντας την εντολή Φορτίο. Τα 2D μέλη φορτίζονται με πρόσθετα μόνιμα και κινητά φορτία ενώ προστίθενται στο φορέα κατάλληλα ο άνεμος και το χιόνι.

### 4.3. Γραμμική ανάλυση

Ορίζεται η δυσκαμψία των τοιχίων, επιλέγεται ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων και μέσω της εντολής Υπολογισμός-> Γραμμικός υπολογισμός γίνεται ανάλυση τις κατασκευής σε στατικά φορτία από την οποία προκύπτουν τα πρώτα αποτελέσματα και μια αρχική εκτίμηση της ορθότητας επιλογής διατομών.

### 4.4. Ιδιομορφική ανάλυση

Στην ιδιομορφική ανάλυση, όπως έχει αναφερθεί, υπολογίζονται όλες οι ιδιομορφικές αποκρίσεις με τους περιορισμούς τις απαιτήσεις και τις παραμέτρους που ορίστηκαν στο αντίστοιχο κεφάλαιο. Αρχικά παράγονται όλες οι μάζες του κτιρίου αυτόματα από τα αντίστοιχα φορτία και δημιουργείται από το χρήστη ο συνδυασμός μαζών που λαμβάνεται στο σεισμό. Σημειώνεται ότι η σεισμική ανάλυση έγινε ξεχωριστά για κάθε κτίριο.



Εικόνα 4.14: Παραγωγή μαζών

Από τις ρυθμίσεις επίλυσης, επιλέγεται ο αριθμός ιδιομορφών (αρχικά άγνωστος που γνωστοποιείται μετά από επαναληπτικές δοκιμές) που απαιτούνται για να επιτευχθεί ποσοστό συμμετοχής μάζας 90%. Στην ίδια καρτέλα, απενεργοποιείται η μετακίνηση του φορέα κατά μήκος του καθολικού άξονα z και ενεργοποιείται η χρήση της μεθόδου Improved Reduced System (IRS).

Η μέθοδος IRS χρησιμοποιείται για τη συμπύκνωση του πλέγματος του μοντέλου ανάλυσης. Η τυπική ανάλυση πραγματοποιείται χρησιμοποιώντας το μειωμένο πλέγμα, το οποίο έχει συνήθως 1000 φορές λιγότερους βαθμούς ελευθερίας από το αρχικό πλήρες πλέγμα. Αυτό κάνει τον υπολογισμό των ιδιομορφών πολύ πιο γρήγορα σε μεγάλες κατασκευές και αποφεύγει επίσης ανεπιθύμητους τοπικές ιδιομορφές. Τα αποτελέσματα του μειωμένου συστήματος επεκτείνονται στο αρχικό πλήρες πλέγμα, επιτρέποντας την παραγωγή λεπτομερών αποτελεσμάτων σε ολόκληρη τη δομή.

Από την εντολή Αποτελέσματα -> Πρωτόκολλο υπολογισμού βλέπουμε τα αποτελέσματα.

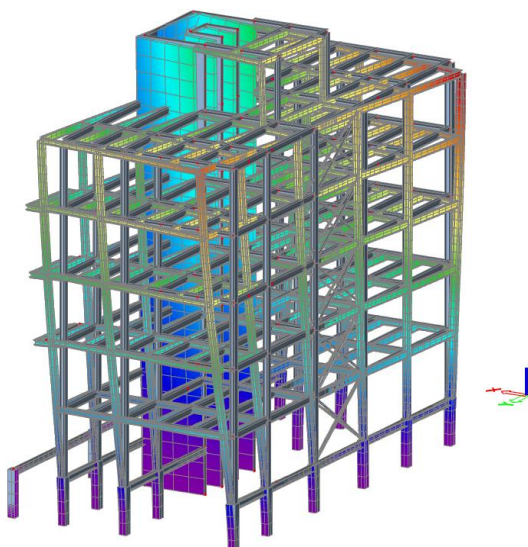
Πίνακας 4.1: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης

**Άθροισμα μαζών**

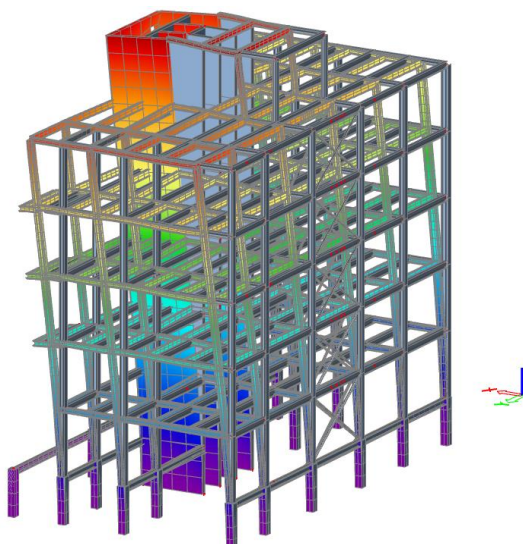
	Τύπος μάζας	X [kg]	Y [kg]	Z [kg]
1	Moving mass	1213112,4	1213112,4	0,0
1	Συνολική μάζα	1219966,6	1219966,6	0,0

**Σχετικές ιδιομορφικές μάζες**

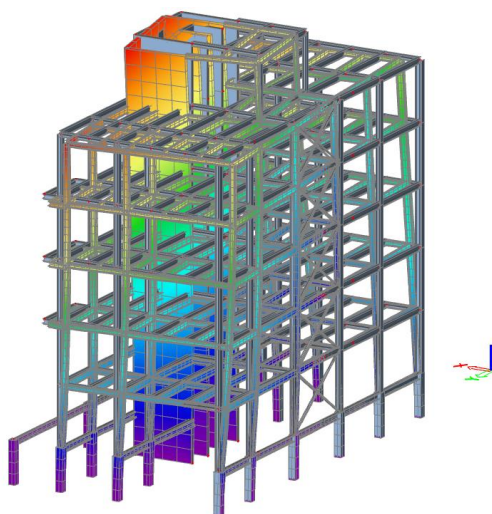
ισμός σχήμα	$\Omega$ [rad/s]	Περίοδος [s]	Συχν. [Hz]	$W_{xi}/W_{xtot}$	$W_{yi}/W_{ytot}$
1	5.91321	1,06	0,94	0,0347	0,3270
2	7.32165	0,86	1,17	0,7146	0,0189
3	11.7961	0,53	1,88	0,0002	0,3954
4	19.5429	0,32	3,11	0,0038	0,0782
5	33.0294	0,19	5,26	0,1689	0,0044
6	36.2145	0,17	5,76	0,0010	0,0000
7	46.7131	0,13	7,43	0,0018	0,1085
				0,9252	0,9325



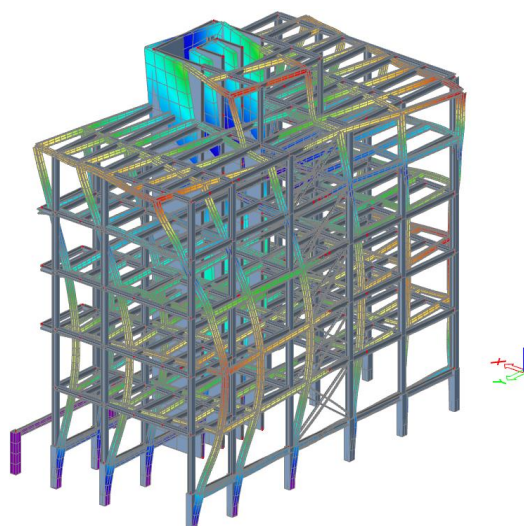
Εικόνα 4.15 1η ιδιομορφή



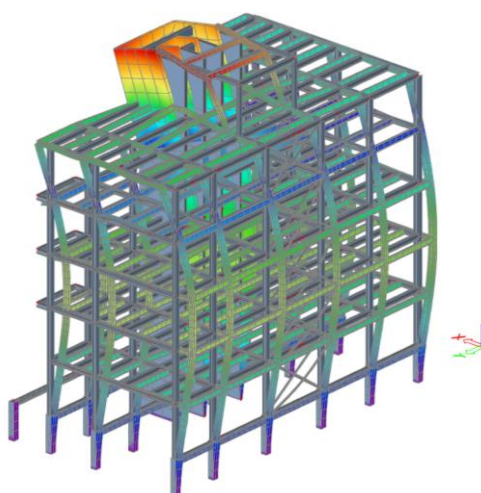
Εικόνα 4.16 2η ιδιομορφή



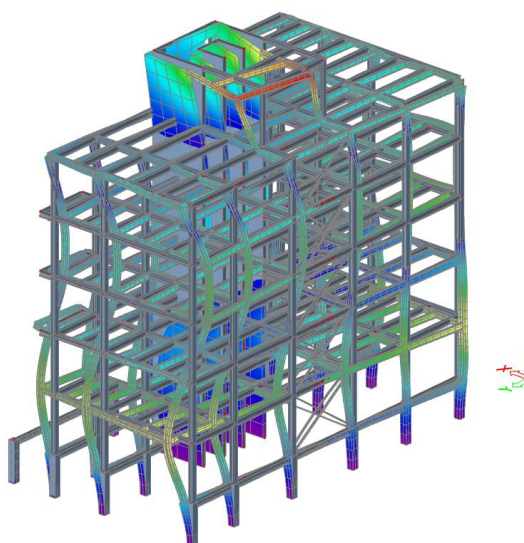
Εικόνα 4.17 3η ιδιομορφή



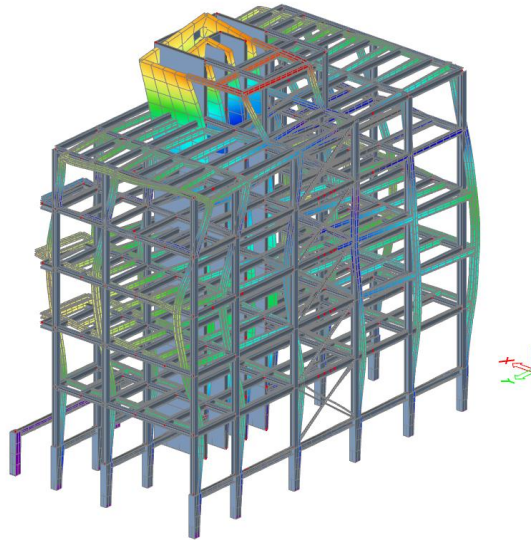
Εικόνα 4.18 4η ιδιομορφή



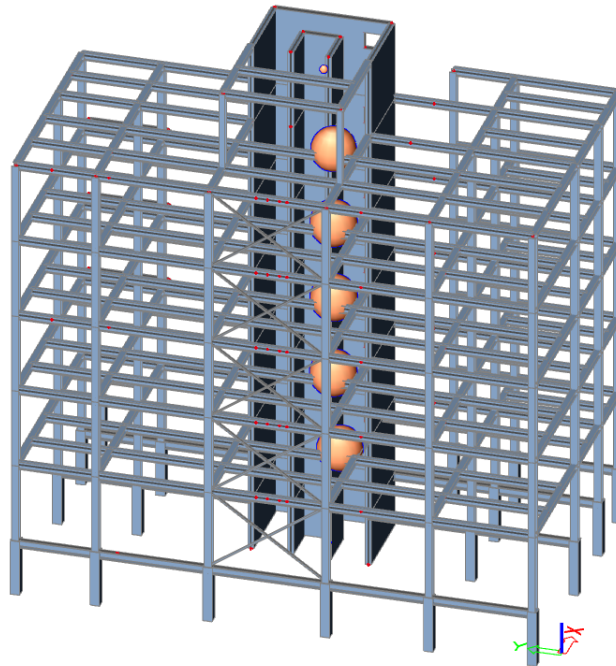
Εικόνα 4.19 5η ιδιομορφή



Εικόνα 4.20 6η ιδιομορφή



Εικόνα 4.21 7η ιδιομορφή



Εικόνα 4.22 Κέντρα μαζών ορόφων

#### 4.5. Εισαγωγή σεισμικού φορτίου

Αφού έχει πραγματοποιηθεί ιδιομορφική ανάλυση, πλέον μπορούν να περαστούν τα σεισμικά φορτία στο φορέα. Εισάγονται φορτία κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  και πάλι από την εντολή Φορτιστικές καταστάσεις όπου δηλώνονται οι μέθοδοι και οι παράγοντες όπως αναλύθηκαν στο κεφάλαιο των σεισμικών φορτίων.

Ριτιστικές καταστάσεις

Όνομα	σεισμος χ
Περιγραφή	σεισμος
Τύπος δράσης	Μεταβλητό
Ομάδα φορτίου	σεισμος
Τύπος φορτίου	Δυναμική ανάλυση
Προδιαγραφή	Σεισμικότητα
<b>Παράμετροι</b>	
<b>Διεύθυνση X</b>	
Διεύθυνση X	<input checked="" type="checkbox"/>
Φάσμα απόκρισης X	FS1
Συντελεστής X	1
<b>Διεύθυνση Y</b>	
Διεύθυνση Y	<input type="checkbox"/>
<b>Διεύθυνση Z</b>	
Διεύθυνση Z	<input type="checkbox"/>
Συντελεστής επιτάχυνσης	1
Overtuning reference level [m]	0,000
<b>Ισοδύναμες πλευρικές δυνάμ...</b>	
ELF μέθοδος	Απενεργοποιημένο
<b>Τυχηματική εκκεντρότητα</b>	
Μέθοδος	Γραμμική κατανομή των επιταχύνσεων
Εκκεντρότητα	0,05
<b>Ιδιομορφική επαλληλία</b>	
Τύπος επαλληλίας	CQC
Φάσμα απόσβεσης	5%
<b>Πολλαπλές ιδιομορφές</b>	
Ενοποίηση ιδιομορφών	<input type="checkbox"/>
<b>Έλεγχος αριθμού ιδιομορφών</b>	
Έλεγχος αριθμού ιδιομορφών	Συνολική μάζα
Συνολική απαιτούμενη δρώσα ιδιο...	90
Μάζα στην ανάλυση	Κατάλοιπη ιδιομορφή
<b>Προσημασμένα αποτελέσματα</b>	
Κυρίαρχη ιδιομορφή	<input type="checkbox"/>
Κύρια φοριστική κατάσταση	Κανένα
Συνδ. μαζών	CM1
Φάση για σύμμικτο μοντέλο ανάλυσης	Φάση λειτουργίας, βραχυχρόνια
3D Άνεμος	<input type="checkbox"/>

Εικόνα 4.23: Παράδειγμα εισαγωγής σεισμικού φορτίου κατά x

Γίνεται μια δεύτερη γραμμική ανάλυση αυτή τη φορά και με τα δυναμικά φορτία και ο φορέας ελέγχεται τελικά σε αυτά. Και πλέον στα αποτελέσματα του πρωτόκολλου υπολογισμού αναγράφονται μόνο οι συμμετέχουσες ιδιομορφές σε κάθε κατεύθυνση σεισμού.

Πίνακας 4.2: Αποτελέσματα ανάλυσης

**Δυναμική φορτιστική κατάσταση 9 : σεισμός**

Ορισμός σχήματος	Συχν. [Hz]	Λόγος απόσβ.	Συντ. απόσβ.	W <sub>i</sub> /W <sub>tot</sub> [-]	S <sub>ax</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	S <sub>ay</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	S <sub>az</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	G(j) [-]	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]
2	1,13	0.05	1	0,7094	0,663	0,000	0,000	12,2398	566,93	87,89
5	5,19	0.05	1	0,1718	1,177	0,000	0,000	-0,5030	243,81	36,87
1	0,96	0.05	1	0,0367	0,568	0,000	0,000	-3,2498	25,11	-73,23
R					1,238	0,000	0,000		131,11	0,00
Επίπεδο=	0,00			0,9178					638,57	103,36

**Δυναμική φορτιστική κατάσταση 10 : σεισμός**

Ορισμός σχήματος	Συχν. [Hz]	Λόγος απόσβ.	Συντ. απόσβ.	W <sub>i</sub> /W <sub>tot</sub> [-]	S <sub>ax</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	S <sub>ay</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	S <sub>az</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	G(j) [-]	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]
3	1,88	0.05	1	0,4103	0,000	1,104	0,000	5,5918	-4,90	545,84
1	0,96	0.05	1	0,3120	0,000	0,568	0,000	9,4767	-73,23	213,54
7	7,41	0.05	1	0,1096	0,000	1,185	0,000	-0,1986	-18,72	156,57
4	3,13	0.05	1	0,0788	0,000	1,177	0,000	-0,9402	-23,01	111,84
R					0,000	1,238	0,000		0,00	141,87
Επίπεδο=	0,00			0,9106					79,50	641,11

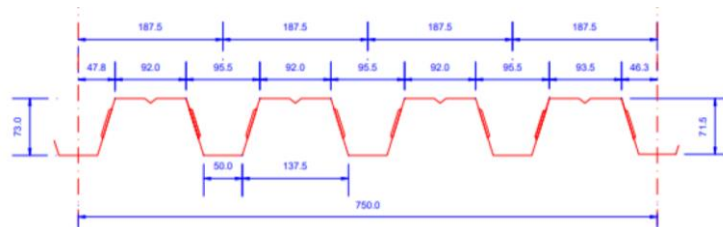




## 5. Σύμμικτες πλάκες

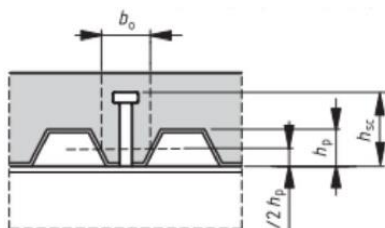
Για τις σύμμικτες πλάκες χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 το οποίο είναι ένα γαλβανισμένο προφίλ τραπεζοειδούς σχήματος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή σύμμικτων πλακών μεγάλων ανοιγμάτων. Επίσης μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αμιγώς μεταλλικός φορέας ικανός να καλύψει μεγάλα ανοίγματα.

Ο σχεδιασμός γίνεται με την βοήθεια του υπολογιστικού προγράμματος Sym Deck Designer 2, το οποίο είναι ένα πρόγραμμα ειδικό για την ανάλυση και διαστασιολόγηση σύμμικτων πλακών με χαλυβδόφυλλο SYMDECK 73 που αναπτύχθηκε από την εταιρία ΕΛΑΣΤΡΟΝ.



Εικόνα 5.1 Χαλυβδόφυλλο SYMDECK73

Στο πρόγραμμα εισάγονται τα συνεχή ανοίγματα, τα φορτία, η γεωμετρία της πλάκας καθώς και ο οπλισμός ο οποίος υπολογίστηκε από το πρόγραμμα Scia Engineer κατά την ανάλυση των σύμμικτων δοκών (Κεφάλαιο 6 και 7) σε συνεργασία με τη διατμητική σύνδεση που παρέχουν οι ήλοι. Τοποθετείται λοιπόν πλέγμα Φ12/150.



Πλάκα

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
$h_s$	170 mm	Συνολικό πάχος της πλάκας

Υλικό πλάκας: C30/37

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
$f_{ck}$	30 MPa	Χαρακτηριστική αντοχή
$E_{cm}$	32,8 GPa	Ε μέτρο ελαστικότητας

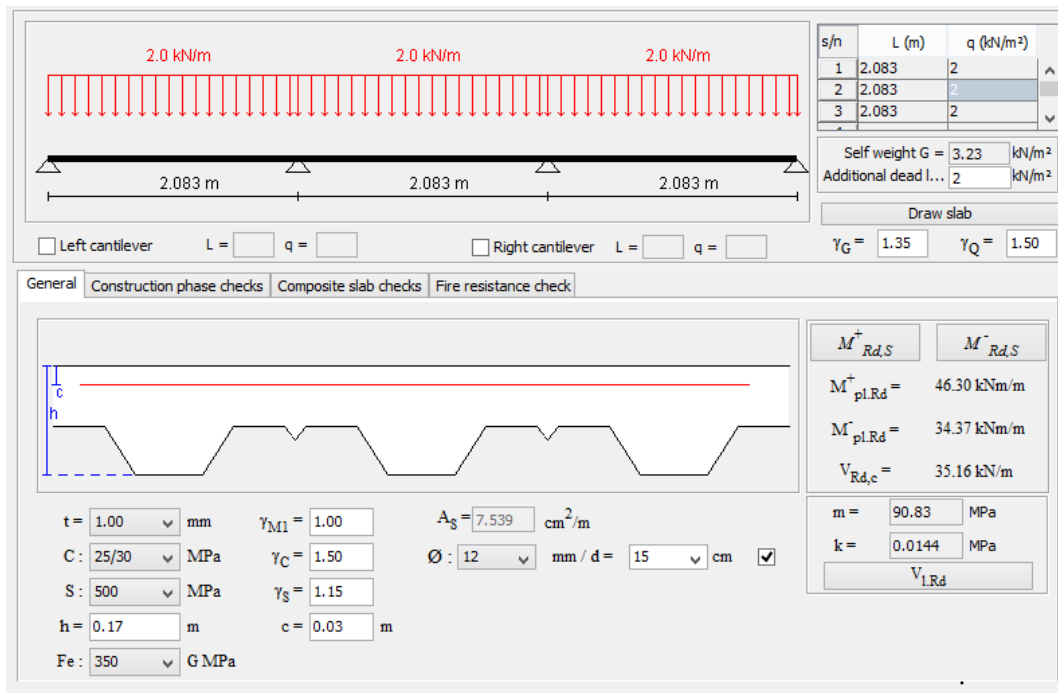
Διαμορφωμένο χαλυβδόφυλλο: SYMDECK 73

Υλικό διαμορφωμένου χαλυβδόφυλλου: S 275

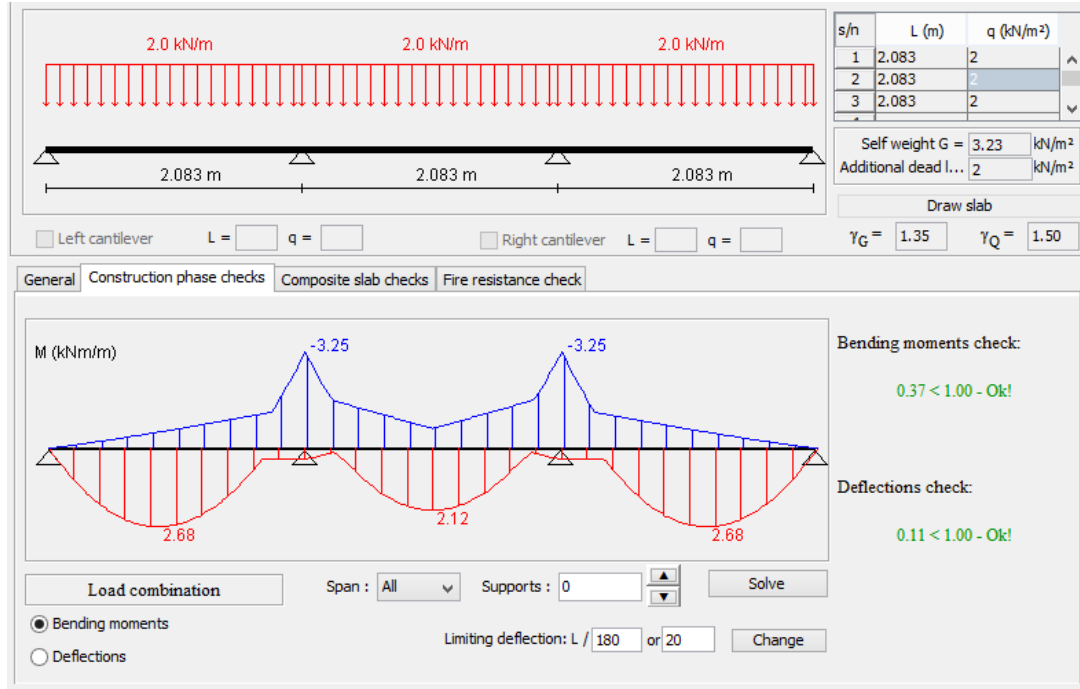
Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
$h_p$	71.5 mm	Ύψος νευρώσεων
$h_c$	98.5 mm	Ύψος σκυροδέματος
$h_d$	0 mm	Ύψος άνω ψαλιδωτής σύνδεσης
$b_s$	188 mm	Απόσταση νευρώσεων
$b_r$	92 mm	Πλάτος άνω μέρους της νεύρωσης
$b_b$	50 mm	Πλάτος κάτω μέρους της νεύρωσης
$b_{0,rib}$	72.8 mm	Μέσο πλάτος νευρώσεων
$t_p$	0.8 mm	πάχος φύλλων

Εικόνα 5.2 Εισαγωγή των χαρακτηριστικών της πλάκας στο Scia Engineer

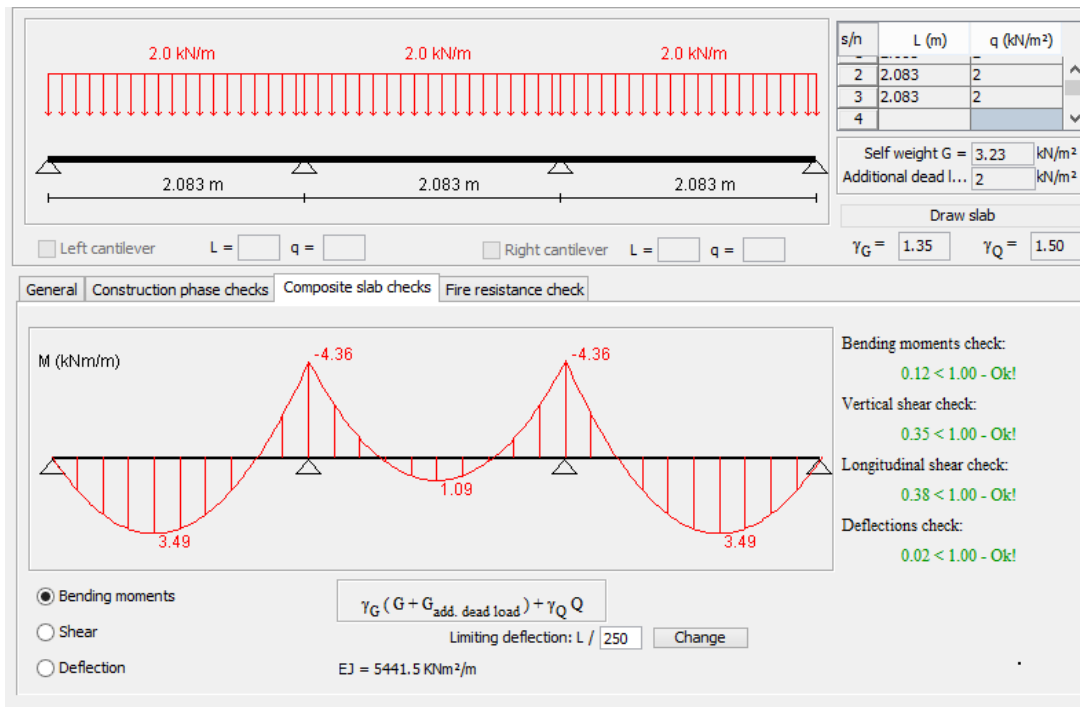
Ενδεικτικά παρουσιάζονται οι έλεγχοι της δυσμενέστερης πλάκας ανωδομής που βρίσκεται στο πλαίσιο ανοίγματος 6,25 με 2 διαδοκίδες άρα με τα μεγαλύτερα ανοίγματα 2,083 m.



Εικόνα 5.3 Εισαγωγή δεδομένων πλάκας ορόφου στο Sym Deck Designer 2

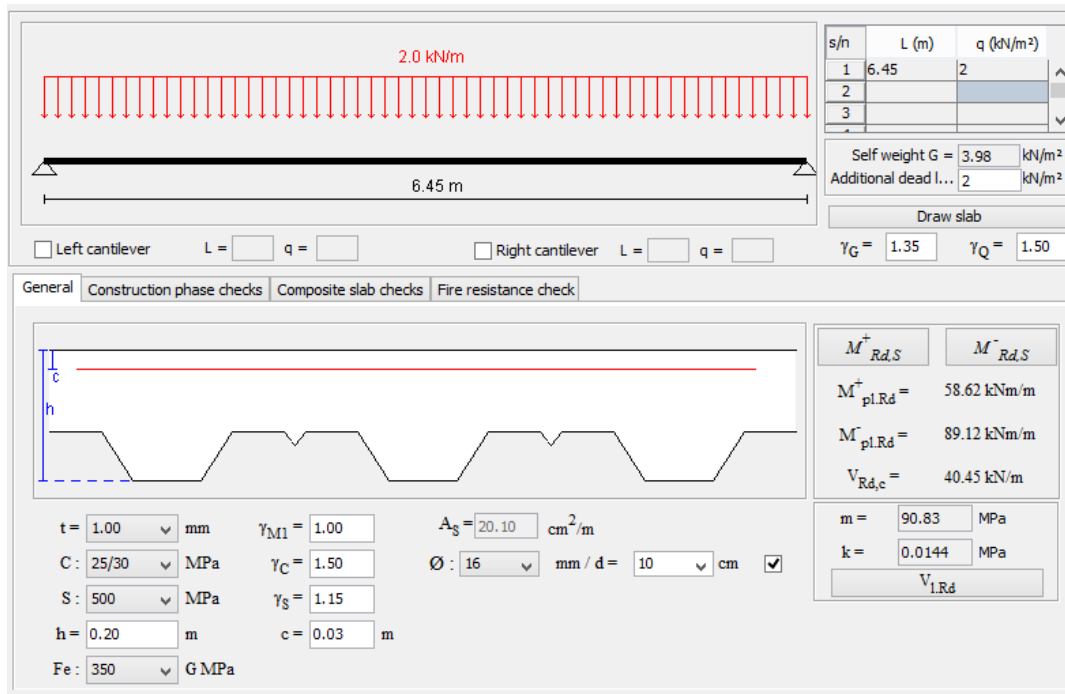


Εικόνα 5.4 Έλεγχος πλάκας ορόφου στη φάση κατασκευής



Εικόνα 5.5 Έλεγχος πλάκας ορόφου στη φάση λειτουργίας

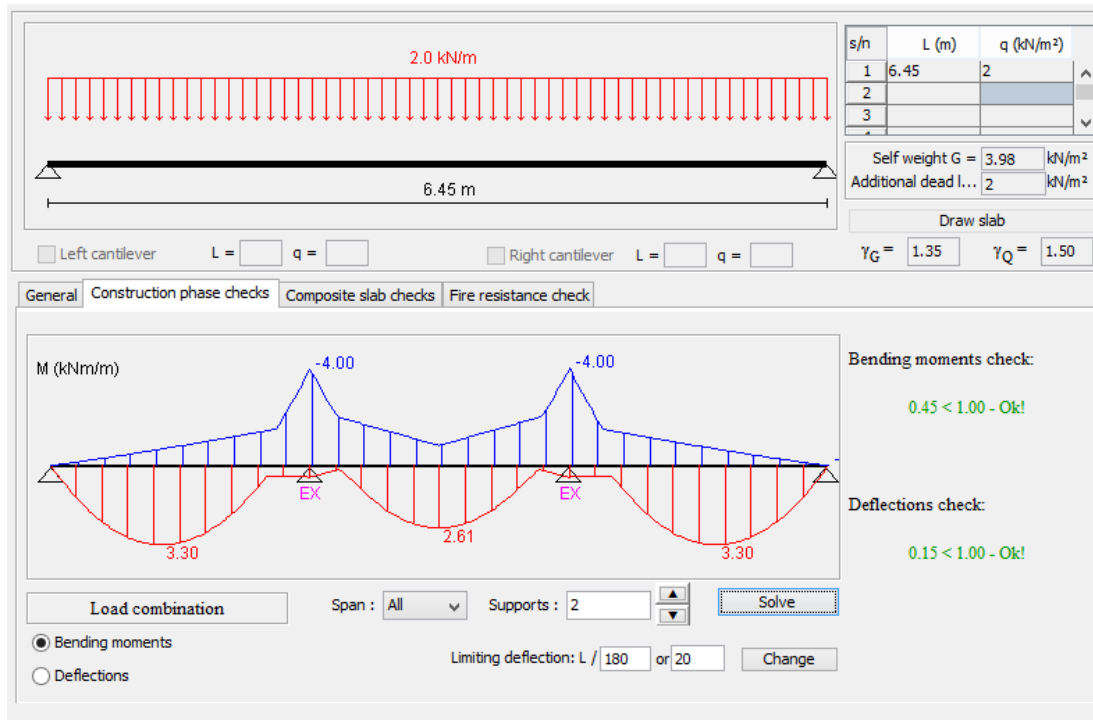
Παρατηρείται ότι ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι και συγκεκριμένα στη φάση κατασκευής δε χρειάζεται καμία προσωρινή υποστήλωση, πράγμα που επιδιώχθηκε για την ταχύτητα και ευκολία κατασκευής.



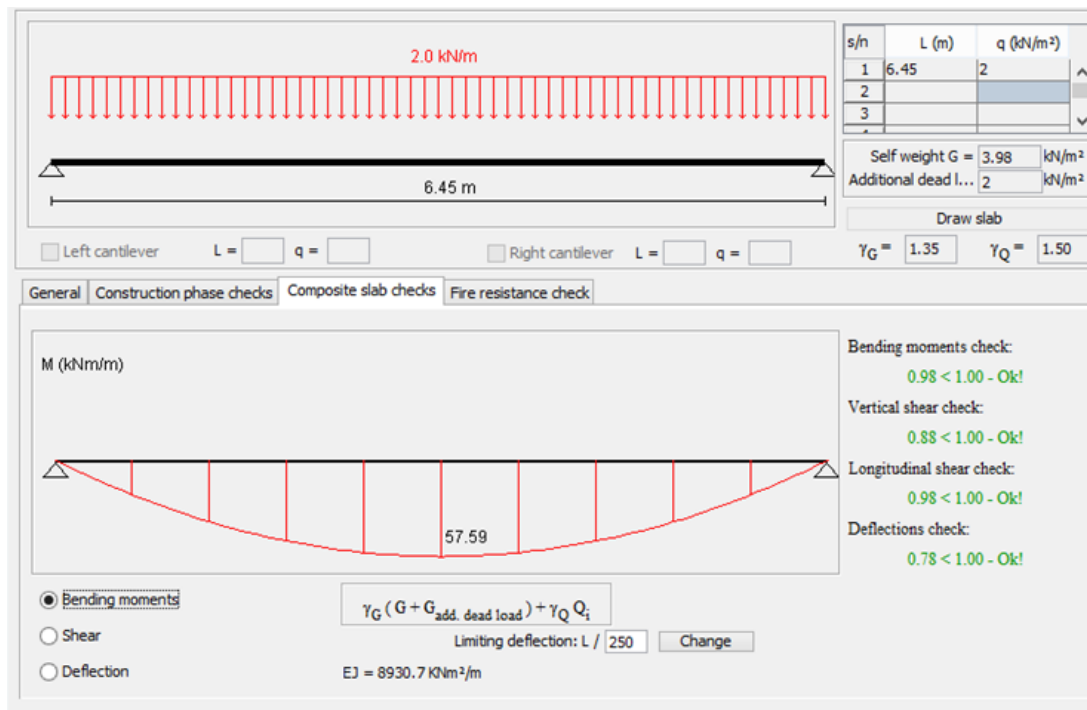
Εικόνα 5.6 Εισαγωγή δεδομένων πλάκας υπογείου στο Sym Deck Designer 2

Αντίθετα με την πλάκα ορόφου, στον έλεγχο της πλάκας του υπογείου λόγω των πολύ μεγαλύτερων ανοιγμάτων, θα χρειαστεί δύο ενδιάμεσες στηρίξεις στο

μεγαλύτερο άνοιγμα στη φάση κατασκευής. Η πλάκα του υπογείου διαμορφώνεται με δοκούς ASB 280/136 επί των οποίων εδράζονται οι πλάκες 20 cm με τις νευρώσεις φυσικά κάθετες στις δοκούς



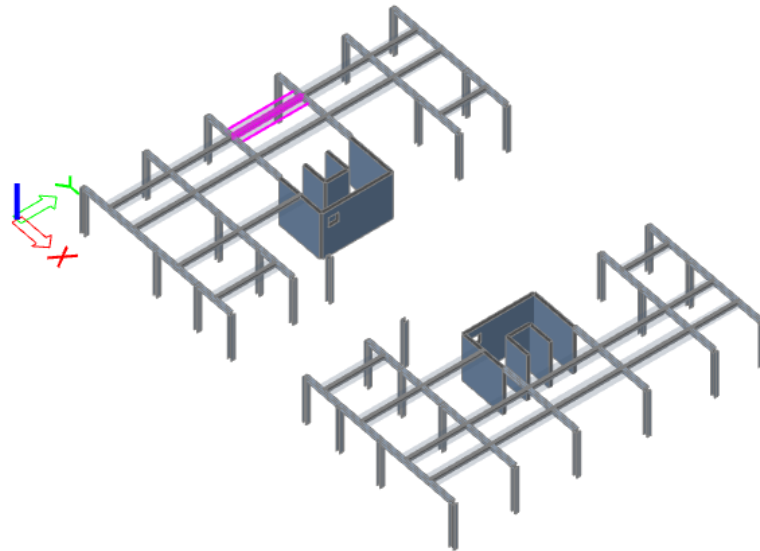
Εικόνα 5.7 Έλεγχος πλάκας υπογείου στη φάση κατασκευής



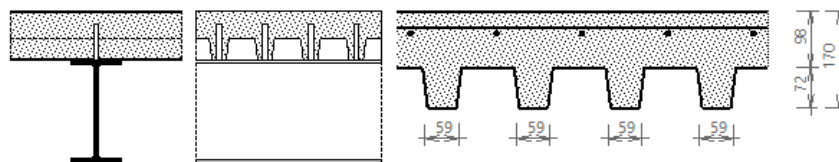
Εικόνα 5.8 Έλεγχος πλάκας υπογείου στη φάση λειτουργίας

## 6. Διαδοκίδες

Αφού σχεδιάστηκε η σύμμικτη πλάκα, αυτή εδράζεται και συνδέεται διατμητικά με τις διαδοκίδες ενώ το χαλυβδόφυλλο τρέχει κάθετα σε αυτές. Οι διαδοκίδες διατάσσονται παράλληλα στον άξονα  $y$ , το στατικό τους σύστημα είναι αμφιαρθρωτή δοκός και αναλύονται ως σύμμικτες δοκοί. Παρόλο που τα μήκη των διαδοκίδων αλλά και οι αποστάσεις μεταξύ τους δεν είναι σταθερά, με μικρές διαφορές, τοποθετείται παντού η ίδια διατομή κατά τη δυσμενέστερη περίπτωση. Αυτή η ομοιομορφία διευκολύνει και την κατασκευή και το σχεδιασμό αλλά και την τελική οικονομία στην κατασκευή. Παρακάτω αναλύεται η περίπτωση της διαδοκίδας B197 του 1<sup>ου</sup> ορόφου. Κρίσιμος έλεγχος στην επιλογή κοινής διατομής ήταν ο έλεγχος βελών.



Εικόνα 6.1: Θέση υπό εξέταση διαδοκίδας B197



### Απλά στηριζόμενη δοκός

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
L	5 m	Μήκος τρέχοντος ανοίγματος
L <sub>left</sub>	2.08 m	Απόσταση δοκού στα αριστερά
L <sub>right</sub>	2.08 m	Απόσταση δοκού στα δεξιά

Εικόνα 6.2: Γεωμετρία διαδοκίδας

Μερικοί συντελεστές ασφαλείας:	$\gamma_{M0}=1$
Χαλύβδινη διατομή	$\gamma_{M1}=1$
Σύνδεσμοι διάτμησης	$\gamma_v=1,25$
Σκυρόδεμα	$\gamma_c=1,5$
Οπλισμός	$\gamma_s=1,15$

## 6.1. Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση κατασκευής

### Έλεγχος τάσεων

Ο έλεγχος ΟΚΑ γίνεται αρχικά για τη φάση κατασκευής όπου τα ίδια βάρη της σιδηροδοκού, του χαλυβδόφυλλου και του νωπού σκυροδέματος επιβαρύνουν τη διαδοκίδα ως σιδηροδοκό και όχι ως σύμμικτη ακόμα διατομή και είναι απαραίτητος εφόσον στη φάση κατασκευής δεν υπάρχει υποστήριξη από προσωρινή υποστύλωση του ξυλοτύπου.

Πίνακας 6.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής διαδοκίδας

Διατομή: IPE270

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
$h_a$	270 mm	Ύψος
$b$	135 mm	Πλάτος
$t_w$	6.6 mm	Πάχος κορμού
$t_f$	10.2 mm	Πάχος πέλματος
$r$	15 mm	Ακτίνα
$A_a$	4590 mm <sup>2</sup>	Εμβαδόν
$I_y$	57.9·10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	Ροπή αδράνειας
$I_z$	30.2 mm	Ακτίνα περιστροφής
$W_{pl,y}$	484000 mm <sup>3</sup>	Πλαστική ροπή αντίστασης

Γίνεται λοιπόν ελαστική ανάλυση όπου ελέγχονται οι τάσεις της σιδηροδοκού υπό τον συνδυασμό φορτίων 1,35(G+FRESHC):

$$\sigma \leq f_{yd} = 275 \text{ MPa} \quad (6-1)$$

Όπου  $\sigma = \frac{M_{Ed}}{w}$  η τάση σε μία ίνα και  $w$  η αντίστοιχη ροπή αντίστασης της ίνας.

Πίνακας 6.2 Τάσεις διαδοκίδας στη φάση κατασκευής

ύψος διατομής $h$ (cm)	ίνα $x$ (cm)	ουδέτερος άξονας $z_0$ (cm)	$x-z_0$	ροπή $M_{Ed}$ (kNcm)	ροπή αδρανείας $I$ (cm <sup>4</sup> )	ροπή αντίστασης $w$ (cm <sup>3</sup> )	τάση ίνας $\sigma$ (kN/cm <sup>2</sup> )
27	0	13,5	-13,5	3095	5790	-428,889	-7,2163
27	27	13,5	13,5	3095	5790	428,889	7,2163

## 6.2. Έλεγχος ΟΚΛ στη φάση κατασκευής

### Έλεγχος βέλους

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος ορίζεται ως  $L/250$  όπου  $L$  το άνοιγμα της δοκού. Και τα βέλη των διαδοκίδων είναι εντός ορίων.

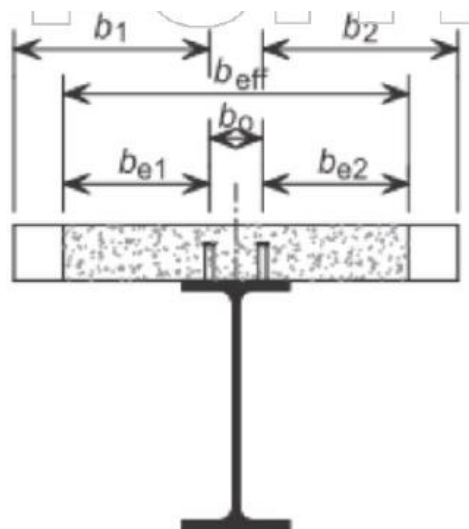
$$u \leq L/250 \quad (6-2)$$

$$5,07\text{mm} \leq \frac{5000\text{mm}}{250} = 20\text{mm}$$

## 6.3. Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση λειτουργίας

Στη φάση λειτουργίας η πλέον σύμμικτη διαδοκίδα αναλαμβάνει τα πρόσθετα μόνιμα και τα κινητά φορτία. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το συνδυασμό  $1,35 \cdot (G + DR + YC + G') + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W_x + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$ .

### Καθορισμός του $b_{eff}$



Εικόνα 6.3: Υπολογισμός  $b_{eff}$  σύμμικτης διαδοκίδας

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (6-3)$$

$$\text{όπου : } b_{e1} = \min[L_e/8; b_1] \text{ και } b_{e2} = \min[L_e/8; b_2] \quad (6-4)$$

### Πλαστική ροπή αντοχής

Θλιπτική δύναμη αν θλίβεται όλο το σκυρόδεμα:

$$N_{c,pl,Rd} = A_c \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \quad (6-5)$$

Εφελκυστική δύναμη αν εφελκύεται όλη η χαλύβδινη δοκός:

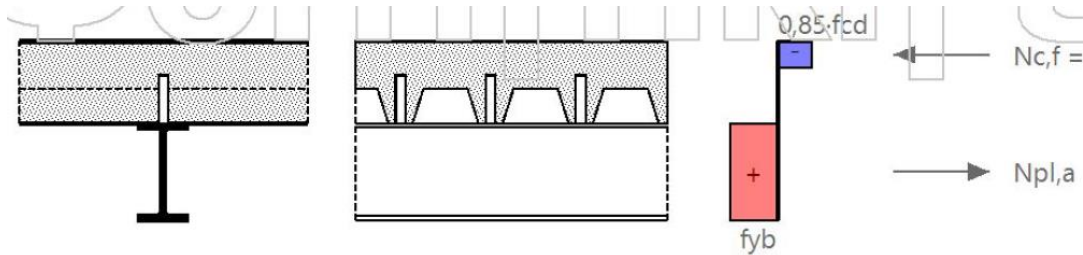
$$N_{a,pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} \quad (6-6)$$

Για τη διαδοκίδα προκύπτει  $N_{c,pl,Rd} = 2093,13 \text{ kN} > N_{a,pl,Rd} = 1262,25 \text{ kN}$  οπότε ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος και συγκεκριμένα:

$$N_{c,pl,Rd} = N_{a,pl,Rd} \Rightarrow x = \frac{N_a}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{cd}} \quad (6-7)$$

$$M_{pl,Rd} = N_{a,pl,Rd} \cdot \left( \frac{h_a}{2} + h_s - \frac{x}{2} \right) \quad (6-8)$$

Η δυσμενέστερη διαδοκίδα  $x = 59,4 \text{ mm}$  και  $M_{pl,Rd} = 347 \text{ kNm} > M_{ed} = 67,60 \text{ kNm}$



Εικόνα 6.4: Δυνάμεις σύμμικτης διαδοκίδας

### Έλεγχος τάσεων

Τέλος, ελέγχεται ότι κάθε υλικό της σύμμικτης διατομής δεν υπερβαίνει τις επιτρεπόμενες τάσεις του. Επιλέγεται η μέθοδος ισοδύναμης διατομής όπου:

$$\text{Λόγος μέτρων ελαστικότητας: } \eta = \frac{E_a}{E_c} \quad (6-9)$$

Όπου  $E_c = E_{cm}/2$  για μακροχρόνια φόρτιση λαμβάνεται απομειωμένο λόγω ερπυσμού.

Για αρηγμάτωτη διατομή, δηλαδή σκυρόδεμα υπό θλίψη, όπως συμβαίνει στην περίπτωση της αμφιέριστης διαδοκίδας, τα χαρακτηριστικά της ισοδύναμης διατομής υπολογίζονται ως εξής:

$$\text{Εμβαδόν διατομής: } A_e = A_a + A_c/\eta \quad (6-10)$$

$$\text{Κέντρο βάρους: } z_e = (A_a z_a + A_c z_c/\eta)/A_e \quad (6-11)$$

$$\text{Ροπή αδρανείας: } I_e = I_{a,0} + A_a (z_a - z_e)^2 + \frac{I_{c,0}}{\eta} + \frac{A_c}{\eta} (z_c - z_e)^2 \quad (6-12)$$

Τελικά ελέγχεται και ισχύει για όλες τις ίνες η σχέση:

Για ίνες μεταλλικής δοκού  $\sigma \leq f_{yd} = 275 \text{ MPa}$  στις οποίες προστίθενται οι τάσεις της φάσης κατασκευής και της φάσης λειτουργίας εφόσον η κατασκευή γίνεται χωρίς προσωρινή υποστήλωση.

Για ίνες πλάκας  $\sigma \geq f_{cd} = -17 \text{ MPa}$

Όπου  $\sigma = \frac{M_{ed}}{w}$  η τάση σε μία ίνα και  $w$  η αντίστοιχη ροπή αντίστασης της ίνας.



Πίνακας 6.3 Χαρακτηριστικά ισοδύναμης διατομής διαδοκίδας

Ea (GPa)	210,00	Aa (cm <sup>2</sup> )	45,90	za (cm)	30,50	Ia (cm <sup>4</sup> )	5790,00
Ec (GPa)	16,40	Ac (cm <sup>2</sup> )	1231,25	zc (cm)	4,93	Ic (cm <sup>4</sup> )	9954,91
η	12,80	Ae (cm <sup>2</sup> )	142,05	ze (cm)	13,19	Ie (cm <sup>4</sup> )	26889,08

Πίνακας 6.4 Τάσεις σύμμικτης διατομής διαδοκίδας

υλικό	ίνα	ουδέτερος άξονας	x-zo	ροπή	ροπή αδρανείας	ροπή αντίστασης
	x (cm)	zo (cm)		Med (kNcm)	I (cm <sup>4</sup> )	w (cm <sup>3</sup> )
πλάκα σκυροδέματος	0	13,19	-13,19	6760	344311,41	-26106,62
	9,85	13,19	-3,34	6760	344311,41	-103128,57
	17	13,19	3,81	6760	344311,41	90338,72
μεταλλική δοκός	17	13,19	3,81	6760	26889,08	7055,02
	44	13,19	30,81	6760	26889,08	872,70

υλικό	τάση ίνας σ (kN/cm <sup>2</sup> )	τάση ίνας από φάση κατασκευής (kN/cm <sup>2</sup> )	τελική τάση ίνας σ (kN/cm <sup>2</sup> )
πλάκα σκυροδέματος	-0,26		-0,26
	-0,07		-0,07
	0,07		0,07
μεταλλική δοκός	0,96	-7,2163	-6,26
	7,75	7,2163	14,96

### Κατάταξη διατομής

Γίνεται κατάταξη της διατομής ώστε να διαπιστωθεί ότι μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση. Η υπό εξέταση διαδοκίδα βρίσκεται σε εφελκυσμό οπότε είναι κατηγορίας 1 και άρα μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση.

### Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων

Αρχικά ελέγχεται ότι η διατομή δεν έχει λεπτότοιχο κορμό:

$$h_w / t_w < 72 * \epsilon / \eta \quad (6-13)$$

$$\text{Όπου το ύψος κορμού } h_w = h_a - 2 * t_f \quad (6-14)$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (6-15)$$

Η παραπάνω ανισότητα ισχύει άρα ο κορμός δεν υπόκειται σε κύρτωση και οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται από αυτόν.

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \frac{f_{yk} / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \quad (6-16)$$

$$A_v = \max\{A_a - 2 * b * t_f + (t_w + 2r) * t_f ; \eta * h_w * t_w\} \quad (6-17)$$

Θεωρώντας η=1,2 προκύπτει A<sub>v</sub>=1977 mm<sup>2</sup> και V<sub>pl,Rd</sub>=350,78 kN > V<sub>ed</sub>= 53,69 kN

### Αλληλεπίδραση ροπών κάμψης-τεμνουσών δυνάμεων

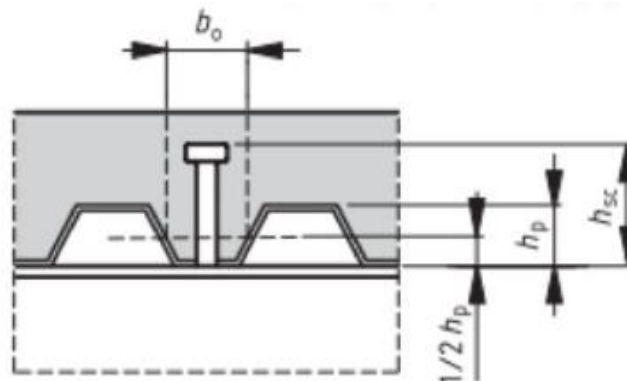
Εξαιτίας του στατικού συστήματος σύμφωνα με το οποίο η διαδοκίδα είναι αμφιέριστη, οι μέγιστες ροπές και οι μέγιστες τέμνουσες δρουν σε διαφορετική θέση και για αυτό δεν αλληλοεπηρεάζονται.

### Έλεγχος μέλους

Οι διατμητικοί σύνδεσμοι είναι συγκολλημένοι στη δοκό διαμέσου του χαλυβδόφυλλου, γεγονός που παρέχει συνεχή περιορισμό στο συνδεδεμένο πέλμα. Επομένως, η δοκός θεωρείται εντελώς περιορισμένη και μη υποκείμενη σε στρεπτοκαμπτικό λυγισμό.

### Διατμητική σύνδεση

Για την παραλαβή της διαμήκουσ διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια μεταξύ χάλυβα και σκυροδέματος, τοποθετούνται διατμητικοί ήλοι κεφαλής ώστε να επιτυγχάνεται μερική διατμητική σύνδεση καθώς δεν εξαντλείται πλήρως η αντοχή της σύμμικτης δοκού αφού η δρώσα ροπή είναι πολύ μικρότερη από την πλαστική ροπή.



Εικόνα 6.5: Τοποθέτηση ήλου

Επιλέγονται ήλοι  $d_s=19\text{mm}$ ,  $h_{sc}=125\text{mm}$  και  $f_u=430\text{MPa}$  με:

$$\text{αντοχή σε διάτμηση: } P_{Rd1} = 0,8 \cdot f_u \left( \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \right) / \gamma_v \quad (6-18)$$

$$\text{αντοχή σε «σύνθλιψη άντυγας»: } P_{Rd2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} / \gamma_v \quad (6-19)$$

$$\text{Τελική αντοχή: } P_{Rd} = \min\{P_{Rd1}; P_{Rd2}\} \quad (6-20)$$

Όπου  $\gamma_v=1,25$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{για } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d_s} \leq 4 \quad (6-21)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{για } 4 < \frac{h_{sc}}{d_s} \quad (6-22)$$

Προκύπτει  $\alpha=1$  και  $P_{Rd}=\min(78,03;83,03)=78,03$  kN όμως για χαλυβδόφυλλο με αυλακώσεις κάθετες στη δοκό, όπως συμβαίνει στη διαδοκίδα, η αντοχή του ήλου απομειώνεται με συντελεστή  $k_t$ .

$$k_t = \frac{0,7 b_{o,rib}}{\sqrt{n_r} h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (6-23)$$

$$P_{Rd} = k_t * P_{Rd} \quad (6-24)$$

Όπου  $n_r=2$  ο αριθμός διατμητικών ήλων σε κάθε αυλάκωση και προκύπτει  $k_t=0,432$  και  $P_{Rd}=33,7$  kN.

Η διαμήκης διάτμηση προκύπτει από τη συνθήκη ισορροπίας των οριζόντιων δυνάμεων εντός του κρίσιμου μήκους δοκού (απόσταση ανάμεσα σε χαρακτηριστικές διατομές, όπου συμβαίνει μηδενισμός τέμνουσας, επιβολή συγκεντρωμένου φορτίου, αλλαγή διατομής). Για την αμφιέριστη διαδοκίδα το κρίσιμο μήκος είναι:  $l_k=L_c/2$ .

Πρέπει δηλαδή να καλυφθεί για πλήρη διατμητική σύνδεση η διάτμηση :

$$V_l = \min(N_{c,pl,Rd}; N_{a,pl,Rd})$$

Ο αριθμός των ήλων καθορίζεται από τον αριθμό αυλακώσεων στο κρίσιμο μήκος. Υπάρχουν 15 αυλακώσεις με 2 ήλους/αυλάκωση άρα  $n=30$  ήλοι στο κρίσιμο μήκος και 60 συνολικά στη δοκό οι οποίοι προσφέρουν μερική διάτμηση βαθμού  $\eta=0,8$  σύμφωνα με τη σχέση:

$$\eta = \frac{n}{n_f} \geq 0,4 \quad (6-25)$$

όπου

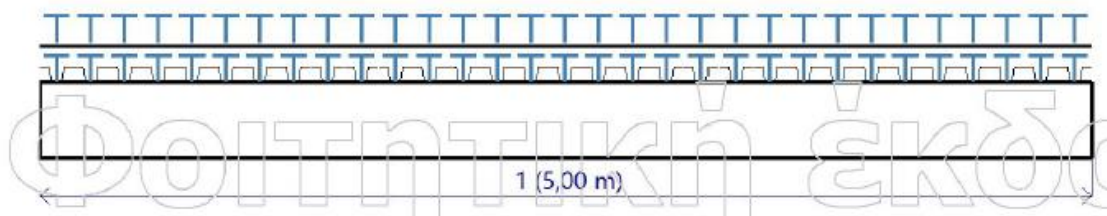
$$n_f = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Σημειώνεται ότι πληρούνται όλες οι προϋποθέσεις ώστε να επιλεγθεί μερική σύνδεση. Η οριακή ροπή της δοκού τελικά βρίσκεται  $M_{Rd}=304,62$  kNm σύμφωνα με τη σχέση:

$$M_{Rd} = M_{a,pl,Rd} + \eta * (M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}) \quad (6-26)$$

Ομοιόμορφοι ήλοι [62]

1 - 31 απαιτούμενες σειρές / 31 διαθέσιμες νευρώσεις



Εικόνα 6.6: Τελική τοποθέτηση ήλων κατά μήκος της διαδοκίδα

### Έλεγχος διαμήκους διάτμησης στην πλάκα σκυροδέματος

Η διατμητική ροή μεταφέρεται από την πλάκα σκυροδέματος στους διατμητικούς ήλους και στη συνέχεια στη σιδηροδοκό. Κατά τη μεταφορά από την πλάκα στους ήλους αναπτύσσεται διαμήκης διάτμηση στο προεξέχον τμήμα της πλάκας. Η ανάγκη αυτή καλύπτεται από την τοποθέτηση οπλισμού όπως περιγράφηκε στην ενότητα της σύμμικτης πλάκας.

### Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Διαμήκης απόσταση ήλων  $e_L=187,5\text{mm} \geq 5d_s$  και  $e_L \leq \min\{6(h_c+h_p);800\text{mm}\}$

Εγκάρσια απόσταση ήλων  $e_T=76\text{mm} \geq 4d_s$

Ύψος ήλου μείον χαλυβδόφυλλου  $h_{sc}-h_p \geq 2d_s$

Πίνακας 6.5: Έλεγχος λεπτομερειών σύμμικτης διαδοκίδας

Περιγραφή	Αναφορά	Έλεγχος μονάδος	Κατάσταση
Το ύψος της νευρώσης δεν υπερβαίνει το ύψος της πλάκας.	-	-	Εντάξει
Ο οπλισμός δεν τέμνει τις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου.	-	-	Εντάξει
Ελάχιστο πάχος μεταλλικού χαλυβδόφυλλου.	§3.5(2)	-	Εντάξει
Ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος των συνδέσμων.	§6.6.5.2(2)	-	Εντάξει
Το ύψος των διατμητικών ήλων δεν υπερβαίνει το ύψος της πλάκας.	§6.6.5.2(3)	-	Εντάξει
Μέγιστη απόσταση μεταξύ των ήλων στην διαμήκη διεύθυνση.	§6.6.5.5(3)	0,20	Εντάξει
Ελάχιστη απόσταση του ήλου με το άκρο του πέλματος της μεταλλικής δοκού.	§6.6.5.6(2)	0,34	Εντάξει
Ελάχιστο ύψος ήλων.	§6.6.5.7(1)	-	Εντάξει
Ελάχιστη απόσταση μεταξύ των ήλων στην διαμήκη διεύθυνση.	§6.6.5.7(4)	0,59	Εντάξει
Μέγιστη διάμετρος των ήλων σε σχέση με το πέλα της μεταλλικής δοκού.	§6.6.5.7(5)	-	Εντάξει
Επέκταση του ύψους του διατμητικού ήλου πάνω από το ύψος του χαλυβδόφυλλου.	§6.6.5.8(1)	-	Εντάξει
Ελάχιστο πλάτος νευρώσης του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου.	§6.6.5.8(2)	-	Εντάξει

## 6.4. Έλεγχος ΟΚΛ στη φάση λειτουργίας

### Έλεγχος βέλους σε συνολικά φορτία

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος ορίζεται ως  $L/250$  σύμφωνα με την (6-2)

$$6,76 \text{ mm} \leq \frac{5000\text{mm}}{250} = 20\text{mm}$$

Το οποίο προστίθεται στο αρχικό βέλος που έχει ήδη η μεταλλική δοκός από τη φάση κατασκευής και πάλι ικανοποιείται ο έλεγχος.

### Έλεγχος βέλους σε κινητά φορτία

Το μέγιστο επιτρεπόμενο βέλος λόγω μεταβλητών φορτίσεων ορίζεται ως  $L/300$  όπου  $L$  το άνοιγμα της δοκού. Και τα βέλη των διαδοκίδων είναι εντός ορίων.

$$u \leq L/300 \quad (6-27)$$

$$0,86 \text{ mm} \leq \frac{5000\text{mm}}{300\text{mm}} = 16,67\text{mm}$$

### **Ελάχιστος οπλισμός ρηγματώσης**

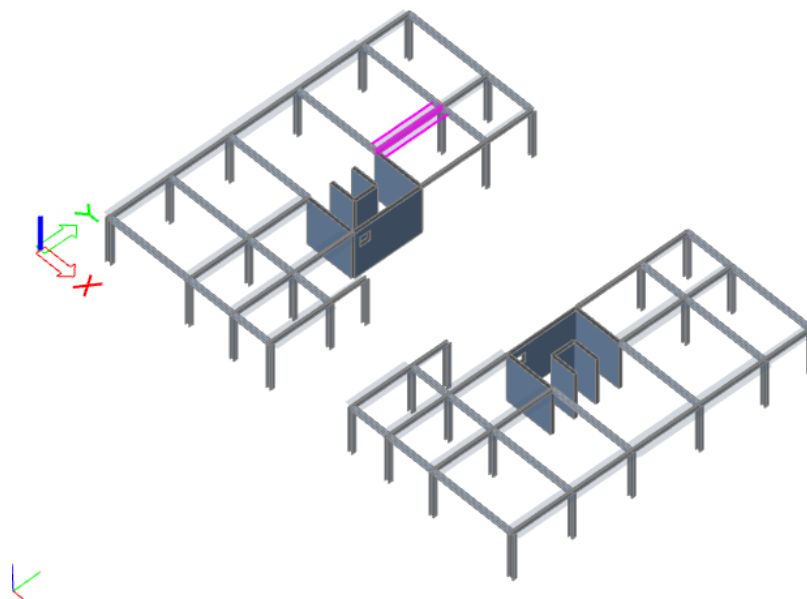
Ακόμα και για αμφιέριστες δοκούς, των οποίων το στατικό σύστημα δίνει μόνο θετικές ροπές, λόγω της συνέχειας τις πλάκας, υπάρχει κάποιος εφελκυσμός. Για αυτό προβλέπεται ελάχιστος οπλισμός 0,4% (επί του εμβαδού σκυροδέματος της πλάκας) για την περίπτωση που δεν υπάρχει στήριξη κατά τη φάση κατασκευής και τοποθετείται εντός του συνεργαζόμενου πλάτους σε ένα μήκος ίσο με το ¼ του ανοίγματος εκατέρωθεν των στηρίξεων. Ο παρεχόμενος οπλισμός που έχει ήδη τοποθετηθεί επαρκεί.



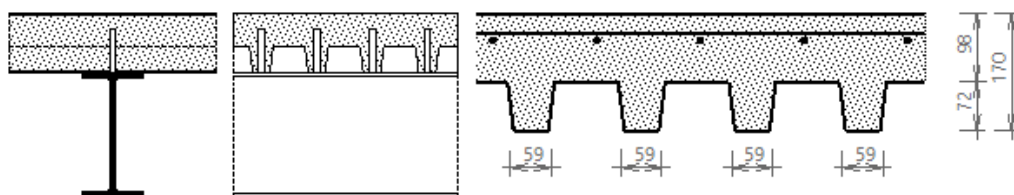
## 7. Δευτερεύουσες δοκοί

Οι δευτερεύουσες δοκοί διατάσσονται όπως οι διαδοκίδες, με το ίδιο στατικό σύστημα αλλά συνδέουν διαφορετικά μέλη. Συγκεκριμένα, ενώ οι διαδοκίδες στηρίζονται αρθρωτά στις κύριες δοκούς των πλαισίων, οι δευτερεύουσες δοκοί συνδέουν τα υποστυλώματα αυτών.

Υπόκεινται ακριβώς στους ίδιου ελέγχους σύμμικτων δοκών με τις διαδοκίδες και για αυτό το λόγο θα παρουσιαστούν συνοπτικά τα αποτελέσματα της δοκού B766 του 1<sup>ου</sup> ορόφου που ακολουθούν τις σχέσεις της προηγούμενης ενότητας.



Εικόνα 7.1: Θέση υπό εξέταση δευτερεύουσας δοκού B766



Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
L	4.8 m	Μήκος τρέχοντος ανοίγματος
L <sub>left</sub>	3.5 m	Απόσταση από το αριστερό άκρο της πλάκας
L <sub>right</sub>	2.08 m	Απόσταση δοκού στα δεξιά

Εικόνα 7.2: Γεωμετρία δευτερεύουσας δοκού

## 7.1. Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση κατασκευής

### Έλεγχος τάσεων

Πίνακας 7.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής δευτερεύουσας δοκού

Διατομή: IPE360

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
$h_a$	360 mm	Ύψος
$b$	170 mm	Πλάτος
$t_w$	8 mm	Πάχος κορμού
$t_f$	12.7 mm	Πάχος πέλματος
$r$	18 mm	Ακτίνα
$A_a$	7270 mm <sup>2</sup>	Εμβαδόν
$I_y$	163·10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	Ροπή αδράνειας
$i_z$	37.9 mm	Ακτίνα περιστροφής
$W_{ply}$	1.02·10 <sup>6</sup> mm <sup>3</sup>	Πλαστική ροπή αντίστασης

Γίνεται λοιπόν ελαστική ανάλυση όπου ελέγχονται οι τάσεις της σιδηροδοκού υπό τον συνδυασμό φορτίων 1,35(G+FRESHC) σύμφωνα με τη σχέση (6-1):

$$\sigma \leq f_{yd} = 275 \text{ MPa}$$

Πίνακας 7.2 Τάσεις δευτερεύουσας δοκού στη φάση κατασκευής

ύψος διατομής h (cm)	ίνα x (cm)	ουδέτερος άξονας z <sub>o</sub> (cm)	x-z <sub>o</sub>	ροπή M <sub>Ed</sub> (kNcm)	ροπή αδρανείας I (cm <sup>4</sup> )	ροπή αντίστασης w (cm <sup>3</sup> )	τάση ίνας σ (kN/cm <sup>2</sup> )
27	0	13,5	-13,5	3115	5790	-428,889	-7,2630
27	27	13,5	13,5	3115	5790	428,889	7,2630

## 7.2. Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση κατασκευής

### Έλεγχος βέλους

$$\text{Σύμφωνα με την (6-2)} \quad u = 4,59 \text{ mm} \leq \frac{4800 \text{ mm}}{250} = 19,20 \text{ mm}$$

## 7.3. Έλεγχος ΟΚΑ στη φάση λειτουργίας

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το συνδυασμό 1,35·(G+DRYC+G')+1,50·Q+1,50·0,60·W<sub>x</sub>+1,50·0,50·S.

### Έλεγχος τάσεων

Σύμφωνα με τις σχέσεις (6-23) έως (6-26):



Πίνακας 7.3 Τάσεις σύμμικτης διατομής δευτερεύουσας δοκού

Ea (GPa)	210,00	Aa (cm <sup>2</sup> )	45,90	za (cm)	30,50	Ia (cm <sup>4</sup> )	5790,00
Ec (GPa)	16,40	Ac (cm <sup>2</sup> )	1231,25	zc (cm)	4,93	Ic (cm <sup>4</sup> )	9954,91
η	12,80	Ae (cm <sup>2</sup> )	142,05	ze (cm)	13,19	Ie (cm <sup>4</sup> )	26889,08

υλικό	ίνα x (cm)	ουδέτερος άξονας zo (cm)	x-zo	ροπή Med (kNcm)	ροπή αδρανείας I (cm <sup>4</sup> )	ροπή αντίστασης w (cm <sup>3</sup> )
πλάκα σκυροδέματος	0	13,19	-13,19	6821	344311,41	-26106,62
	9,85	13,19	-3,34	6821	344311,41	-103128,57
	17	13,19	3,81	6821	344311,41	90338,72
μεταλλική δοκός	17	13,19	3,81	6821	26889,08	7055,02
	44	13,19	30,81	6821	26889,08	872,70

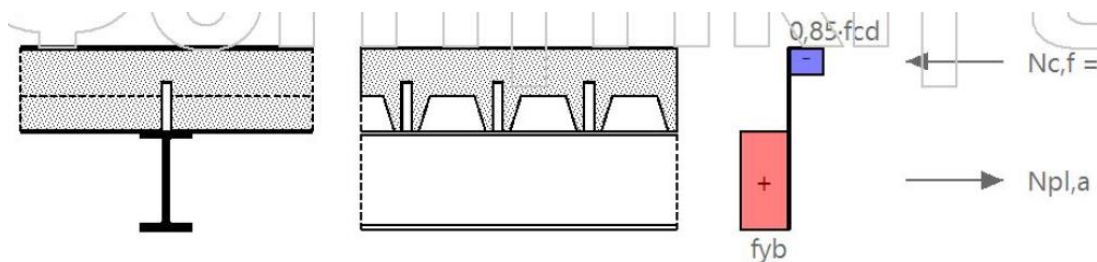
υλικό	τάση ίνας σ (kN/cm <sup>2</sup> )	τάση ίνας από φάση κατασκευής (kN/cm <sup>2</sup> )	τελική τάση ίνας σ (kN/cm <sup>2</sup> )
πλάκα σκυροδέματος	-0,26		-0,26
	-0,07		-0,07
	0,08		0,08
μεταλλική δοκός	0,97	-7,2630	-6,30
	7,82	7,2630	15,08

### Πλαστική ροπή αντοχής

Για τη διαδοκίδα προκύπτει  $N_{c,pl,Rd} = 2009,40 \text{ kN} > N_{a,pl,Rd} = 1262,25 \text{ kN}$  από τις εξισώσεις (6-5),(6-6) οπότε ο ουδέτερος άξονας βρίσκεται εντός της πλάκας σκυροδέματος και συγκεκριμένα:

Όπως προκύπτει από τις (6-7)  $x = 61,9 \text{ mm}$

και (6-8)  $M_{pl,Rd} = N_{a,pl,Rd} * \left(\frac{h_a}{2} * h_s - \frac{x}{2}\right)$  (6-8)  $M_{pl,Rd} = 346 \text{ kNm} > M_{ed} = 68,21 \text{ kNm}$ .



Εικόνα 7.3: Δυνάμεις σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού

### Κατάταξη διατομής

Η υπό εξέταση δευτερεύουσα δοκός βρίσκεται σε εφελκυσμό οπότε είναι κατηγορίας 1 και άρα μπορεί να γίνει πλαστική ανάλυση.

### Αντοχή έναντι τεμνουσών δυνάμεων

Αρχικά ελέγχεται ότι η διατομή δεν έχει λεπτότοιχο κορμό:  $h_w/t_w < 72 \cdot \epsilon/\eta$ . Η παραπάνω ανισότητα ισχύει άρα ο κορμός δεν υπόκειται σε κύρτωση και οι τέμνουσες δυνάμεις παραλαμβάνονται από αυτόν.

Θεωρώντας  $\eta=1,2$  προκύπτει (6-13)  $A_v=1977 \text{ mm}^2$  και (6-12)

$$V_{pl,Rd}=350,78 \text{ kN} > V_{ed}=62,13 \text{ kN}$$

### Διατμητική σύνδεση

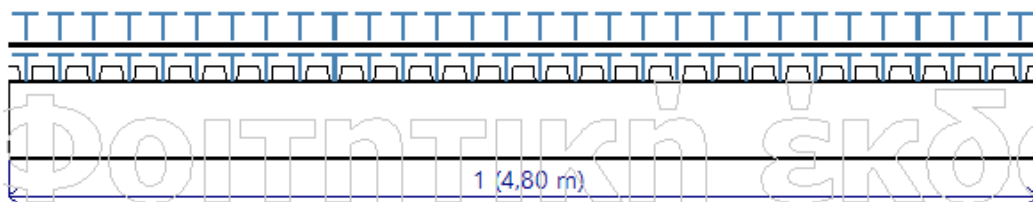
Επιλέγονται ήλοι  $d_s=19\text{mm}$ ,  $h_{sc}=125\text{mm}$  και  $f_u=430 \text{ MPa}$  με:

Προκύπτει  $\alpha=1$ ,  $k_t=0,432$  (6-19) και τελικό  $P_{Rd}=33,7 \text{ kN}$  (6-20).

Για την αμφιέριστη δευτερεύουσα δοκό το κρίσιμο μήκος είναι  $l_k=2,4\text{m}$  στο οποίο υπάρχουν 14 αυλακώσεις με 2 ήλους/αυλάκωση άρα  $n=14$  ήλοι στο κρίσιμο μήκος και 28 στο συνολικό οι οποίοι προσφέρουν μερική διάτμηση βαθμού  $\eta=0,75$  (6-21). Η οριακή ροπή της δοκού τελικά βρίσκεται σύμφωνα με την εξίσωση (6-22)  $M_{Rd}=292 \text{ kNm}$ .

Ομοιόμορφοι ήλοι [60]

1 - 30 απαιτούμενες σειρές / 30 διαθέσιμες νευρώσεις



Εικόνα 7.4: Τελική τοποθέτηση ήλων κατά μήκος της δευτερεύουσας δοκού

### Κατασκευαστικές λεπτομέρειες

Διαμήκης απόσταση ήλων  $e_L=187,5\text{mm} \geq 5d_s$  και  $e_L \leq \min\{6(h_c+h_p);800\text{mm}\}$

Εγκάρσια απόσταση ήλων  $e_T=76\text{mm} \geq 4d_s$

Ύψος ήλου μείον χαλυβδόφυλλου  $h_{sc}-h_p \geq 2d_s$

## 7.4. Έλεγχος ΟΚΛ στη φάση λειτουργίας

### Έλεγχος βέλους σε συνολικά φορτία

$$u = 6,15 \text{ mm} \leq \frac{4800\text{mm}}{250} = 19,20\text{mm}$$

Το οποίο υπολογίζεται από το όριο (6-2) και προστίθεται στο αρχικό βέλος που έχει ήδη η μεταλλική δοκός από τη φάση κατασκευής και πάλι ικανοποιείται ο έλεγχος.

### Έλεγχος βέλους σε κινητά φορτία

Για όριο που δίνεται από την (6-23)  $u=0,79\text{mm} \leq \frac{4800\text{mm}}{300} = 16\text{mm}$

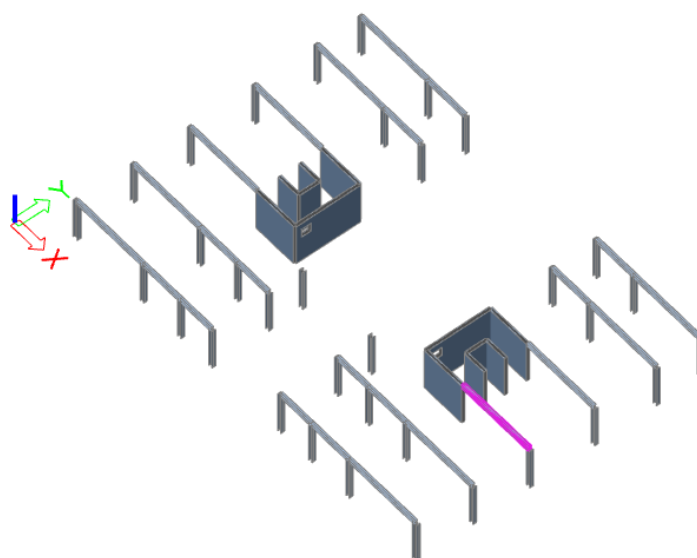
Πίνακας 7.4: Έλεγχος λεπτομερειών σύμμικτης δευτερεύουσας δοκού

Περιγραφή	Αναφορά	Έλεγχος μονάδος	Κατάσταση
Το ύψος της νεύρωσης δεν υπερβαίνει το ύψος της πλάκας.	-	-	Εντάξει
Ο σπλισμός δεν τέμνει τις νευρώσεις του χαλυβδόφυλλου.	-	-	Εντάξει
Ελάχιστο πάχος μεταλλικού χαλυβδόφυλλου.	§3.5(2)	-	Εντάξει
Ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος των συνδέσμων.	§6.6.5.2(2)	-	Εντάξει
Το ύψος των διατμητικών ήλων δεν υπερβαίνει το ύψος της πλάκας.	§6.6.5.2(3)	-	Εντάξει
Μέγιστη απόσταση μεταξύ των ήλων στην διαμήκη διεύθυνση.	§6.6.5.5(3)	0,20	Εντάξει
Ελάχιστη απόσταση του ήλου με το άκρο του πέλματος της μεταλλικής δοκού.	§6.6.5.6(2)	0,34	Εντάξει
Ελάχιστο ύψος ήλων.	§6.6.5.7(1)	-	Εντάξει
Ελάχιστη απόσταση μεταξύ των ήλων στην διαμήκη διεύθυνση.	§6.6.5.7(4)	0,59	Εντάξει
Μέγιστη διάμετρος των ήλων σε σχέση με το πέλμα της μεταλλικής δοκού.	§6.6.5.7(5)	-	Εντάξει
Επέκταση του ύψους του διατμητικού ήλου πάνω από το ύψος του χαλυβδόφυλλου.	§6.6.5.8(1)	-	Εντάξει
Ελάχιστο πλάτος νεύρωσης του μεταλλικού χαλυβδόφυλλου.	§6.6.5.8(2)	-	Εντάξει



## 8. Κύριες δοκοί πλαισίου

Οι κύριες δοκοί παραλαμβάνουν τα φορτία από τις διαδοκίδες και τα μεταβιβάζουν στα υποστυλώματα. Αποτελούν δοκούς πλαισίων ροπής κατά την διεύθυνση  $x$  όπου δεν υπάρχουν κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας να παραλάβουν οριζόντιες δυνάμεις. Λειτουργούν ως απλές μεταλλικές δοκοί χωρίς σύμμικτη λειτουργία, με αμφίπακτο σύστημα στήριξης. Η δυσμενέστερη περίπτωση παρουσιάζεται στη δοκό B571 με κρίσιμο τον έλεγχο στρεπτοκαμπτικού λυγισμού στο συνδυασμό φόρτισης  $1,35(G+DRYC+G') + 1,50 \cdot Q + 1,50 \cdot 0,60 \cdot W_x + 1,50 \cdot 0,50 \cdot S$ .



Εικόνα 8.1: Θέση υπό εξέταση κύριας δοκού B571

Πίνακας 8.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής κύριας δοκού

διατομή: HEA260

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
$h$	250 mm	ύψος
$b$	260 mm	πλάτος
$t_w$	7,5 mm	πάχος κορμού
$t_f$	12,5 mm	πάχος πέλματος
$r$	24 mm	ακτίνα
$A$	86,8 cm <sup>2</sup>	εμβαδόν
$I_y$	10450 cm <sup>4</sup>	ροπή αδρανείας
$I_z$	3670 cm <sup>4</sup>	ροπή αδρανείας
$i_y$	11 cm	ακτίνα περιστροφής
$i_z$	6,5 cm	ακτίνα περιστροφής
$W_{pl,y}$	920 cm <sup>3</sup>	πλαστική ροπή αντίστασης
$W_{pl,z}$	430 cm <sup>3</sup>	πλαστική ροπή αντίστασης

## 8.1. Έλεγχοι ΟΚΑ

### Κατάταξη διατομής

Κατάταξη κορμού που υπόκειται σε κάμψη:

Πίνακας 8.2: Κατάταξη εσωτερικών ελασμάτων

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

\*)  $\psi \leq -1$  εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση  $\sigma < f_y$  είτε η εφελκυστική παραμόρφωση  $\epsilon_y > f_y/E$

$$c/t = 23,6 \leq 72\epsilon = 66,24 \Rightarrow \text{Κορμός κατηγορίας 1}$$

Κατάταξη πέλματος που υπόκειται σε θλίψη:

Πίνακας 8.3: Κατάταξη προεξέχοντων ελασμάτων

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	$c/t \leq 9 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10 \cdot \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10 \cdot \epsilon}{\alpha \cdot \sqrt{\alpha}}$
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14 \cdot \epsilon$	$c/t \leq 21 \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}$ Για $k_{\sigma}$ βλέπε EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

$c/t=8,18 \leq 9\epsilon = 8,28 \Rightarrow$  Πέλιμα κατηγορίας 1

Η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1

### Έλεγχοι διατομής

Έλεγχος ροπής κάμψης  $M_y$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq M_{Ed} \quad (8-1)$$

Προκύπτει  $M_{pl,y,Rd} = 253,23 \text{ kNm} \geq M_{y,Ed} = 199,58 \text{ kNm}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας  $V_z$

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \geq V_{Ed} \quad (8-2)$$

$$A_v = \max\{A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f; \eta \cdot h_w \cdot t_w\} \quad (8-3)$$

Προκύπτει  $A_v = 2,8737 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ ,  $V_{pl,a,Rd} = 456,27 \text{ kN} \geq V_{z,Ed} = 177,28 \text{ kN}$

Ελέγχεται ότι η διατομή δεν έχει λεπτότοιχο κορμό και άρα δεν υπόκειται σε κύρτωση σύμφωνα με τη σχέση (6-9).

## Έλεγχος στρέψης

$$T_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \geq \tau_{Ed} \quad (8-4)$$

Ο έλεγχος στρέψης δείχνει πολύ μικρή στρέψη ( $\tau_{Ed} \approx 0$ ) σε σχέση με την αντίστοιχη αντοχή σε όλες της διατομές οπότε η στρέψη αμελείται στους συνδυασμένους ελέγχους.

## Έλεγχοι μέλους


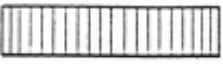


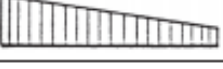


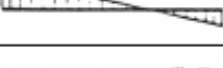
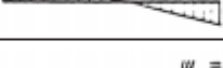
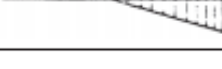
## Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \quad (8-5)$$

Πίνακας 8.4: Τιμές συντελεστών  $C_1, C_2, C_3$ 

Συνθήκες φόρτισης και στήριξης	Διάγραμμα ροπών κάμψης	Συντελεστής k	Συντελεστής		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		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



	$\psi = + 1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = + \frac{3}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = + \frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = + \frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = - \frac{1}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = - \frac{1}{2}$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = - \frac{3}{4}$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,009 3,093	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = - 1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

Οι συντελεστές C υπολογίζονται με ακρίβεια για το διάγραμμα ροπών κάμψης και τελικά προκύπτει  $M_{cr} = 488,92 \text{ kNm}$ .

$$\lambda_{LT} = \sqrt{W_{ply} * f_y / M_{cr}} \quad (8-6)$$

Πίνακας 8.5: Επιλογή καμπύλης λυγισμού

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

Πίνακας 8.6: Συντελεστής ατελειών  $\alpha_{LT}$ 

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

$h/b = 250/260 \leq 2 \Rightarrow$  καμπύλη λυγισμού a  $\Rightarrow \alpha_{LT}=0.21$

$$\Phi_{LT} = 0.5 * [1 + \alpha_{LT} * (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] \quad (8-7)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \quad (8-8)$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * f_y * W_y}{\gamma_{M1}} \quad (8-9)$$

Προκύπτουν:

$$\lambda_{LT} = 0,72 \Rightarrow \Phi_{LT} = 0,81 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,84 \Rightarrow M_{b,Rd} = 212,28 \text{ kNm} \geq M_{ed} = 199,58 \text{ kNm}$$

Αν  $\lambda_{LT} \leq 0,2$  ή  $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,4$ , δε χρειάζεται έλεγχο έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

## 8.2. Έλεγχοι ΟΚΛ

### Έλεγχος βέλους σε συνολικά φορτία

$$u = 13,3 \text{ mm} \leq \frac{6250 \text{ mm}}{250} = 25 \text{ mm} \text{ σύμφωνα με την (6-2)}$$

### Έλεγχος βέλους λόγω κινητών φορτίων

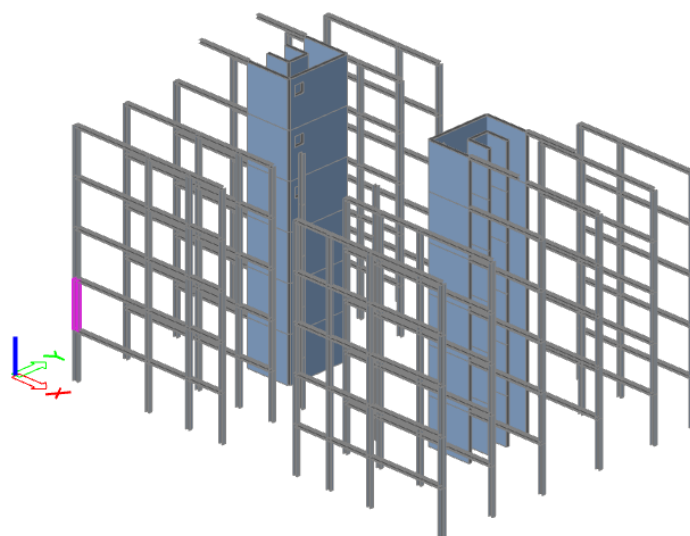
$$u = 3,7 \text{ mm} \leq \frac{6250 \text{ mm}}{300} = 20,8 \text{ mm} \text{ σύμφωνα με την (6-23)}$$

### Σημείωση:

Ακολουθώντας τους ίδιους ελέγχους, προκύπτει η δοκός του ενδιάμεσου δώματος με ίδια διατομή με την κύρια δοκό πλαισίου.

## 9. Υποστυλώματα

Τα υποστυλώματα αποτελούνται από μεταλλικές διατομές. Έχουν σύνδεση ροπής με τις δοκούς στον άξονα x και σύνδεση τέμνουσας με τις δοκούς στον άξονα y. Παρακάτω εξετάζεται η αντοχή και ευστάθειά τους σε στατικά φορτία ενώ η σεισμική ανάλυση θα γίνει σε επόμενο κεφάλαιο. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του γωνιακού υποστυλώματος του 2<sup>ου</sup> ορόφου B260 με κρίσιμο τον έλεγχο μέλους σε κάμψη και θλίψη για το συνδυασμό φορτίων  $1,35(G+DRYC+G')+1,50\cdot Q+1,50\cdot 0,60\cdot W_x+1,50\cdot 0,50\cdot S$ .



Εικόνα 9.1: Θέση υπό εξέταση υποστυλώματος B260

Πίνακας 9.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής υποστυλώματος

διατομή: HEB400

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
h	400 mm	ύψος
b	300 mm	πλάτος
t <sub>w</sub>	13,5 mm	πάχος κορμού
t <sub>f</sub>	24 mm	πάχος πέλματος
r	27 mm	ακτίνα
A	198 cm <sup>2</sup>	εμβαδόν
I <sub>y</sub>	57680 cm <sup>4</sup>	ροπή αδρανείας
I <sub>z</sub>	10820 cm <sup>4</sup>	ροπή αδρανείας
i <sub>y</sub>	17,1 cm	ακτίνα περιστροφής
i <sub>z</sub>	7,4 cm	ακτίνα περιστροφής
W <sub>pl,y</sub>	3232 cm <sup>3</sup>	πλαστική ροπή αντίστασης
W <sub>pl,z</sub>	1104 cm <sup>3</sup>	πλαστική ροπή αντίστασης

## Κατάταξη διατομής

Κατάταξη κορμού που υπόκειται σε θλίψη:

$$c/t=22,07 \leq 33\epsilon = 30,36 \Rightarrow \text{Κορμός κατηγορίας 1}$$

Κατάταξη πέλματος υπόκειται σε θλίψη:

$$c/t=4,84 \leq 9\epsilon = 8,28 \Rightarrow \text{Πέλιμα κατηγορίας 1}$$

Η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1

## 9.1. Έλεγχοι διατομής

### Έλεγχος σε θλίψη

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed} \quad (9-1)$$

$$\text{Προκύπτει } N_{pl,Rd}=5439,50 \text{ kN} \geq N_{ed}=1662,39 \text{ kN}$$

### Έλεγχος ροπής κάμψης $M_y$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq M_{y,Ed} \quad (9-2)$$

$$\text{Προκύπτει } M_{pl,y,Rd} = 888,80 \text{ kNm} \geq M_{y,ed} = 40,42 \text{ kNm}$$

### Έλεγχος ροπής κάμψης $M_z$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq M_{z,Ed} \quad (9-3)$$

$$\text{Προκύπτει } M_{pl,z,Rd} = 303,60 \text{ kNm} \geq M_{z,ed} = 150,62 \text{ kNm}$$

### Έλεγχος έναντι τέμνουσας $V_z$

$$V_{pl,z,Rd} = A_v \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \geq V_{z,Ed} \quad (9-4)$$

$$A_v = \max\{A_a - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f ; \eta \cdot h_w \cdot t_w\} \quad (9-5)$$

$$\text{Προκύπτει } V_{pl,z,Rd} = 1111,40 \text{ kN} \geq V_{z,ed} = 34,10 \text{ kN}$$

### Έλεγχος έναντι τέμνουσας $V_y$

$$V_{pl,a,Rd} = A_v \frac{f_{yk}/\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \geq V_{Ed} \quad (9-6)$$

$$A_v = A - \sum(h_w \cdot t_w) \quad (9-7)$$

$$\text{Προκύπτει } V_{pl,y,Rd} = 2373,12 \text{ kN} \geq V_{y,ed} = 86,89 \text{ kN}$$

### Έλεγχος στρέψης

Ο έλεγχος στρέψης δείχνει πολύ μικρή στρέψη σε σχέση με την αντίστοιχη αντοχή σε όλες της διατομές οπότε η στρέψη αμελείται στους συνδυασμένους ελέγχους.

**Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση**

$$V_{Ed} \leq 0,50 * V_{pl,Rd} \quad (9-8)$$

Ισχύει και για τις 2 διευθύνσεις άρα δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

**Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη**

Επειδή δεν ισχύει  $N_{Ed} \leq 0,25 * N_{pl,Rd}$  και  $N_{Ed} \leq \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}}$  χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής κατά τον ισχυρό άξονα.

$$\text{Με } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,31 \text{ και } a = \min\{(A - 2 * b * t_f) / A ; 0,5\} = 0,27$$

$$M_{N,y,Rd} = \min\left\{M_{pl,y,Rd} * \frac{(1-n)}{(1-0,5*a)}; M_{pl,y,Rd}\right\} = 714,31 \text{ kNm} \quad (9-9)$$

Επειδή δεν ισχύει  $N_{Ed} \leq \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}}$  χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής κατά τον ασθενή άξονα.

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} * \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right] = 302,95 \text{ kNm για } n > a \quad (9-10)$$

Τελικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^\beta \leq 1 \Rightarrow 0,35 \leq 1 \quad (9-11)$$

Όπου  $\alpha=2$  και  $\beta=\max\{5n; 1\}=1,52$  για διατομές I και H.

**9.2. Έλεγχοι μέλους****Έλεγχος καμπτικού λυγισμού**

$$h/b = 1,33 > 1,2 \text{ και } t_f = 24 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 * \varepsilon = 86,388 \quad (9-12)$$

Λυγισμός περί τον άξονα y – καμπύλη a – συντελεστής  $\alpha=0,21$

Για το μήκος συνεχών υποστυλωμάτων που ανήκουν σε πλαίσια ρυθμίζεται  $L_{cr,y}=3,50 \text{ m}$  ίσο με το ύψος ορόφου.

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i * \lambda_1} \quad (9-13)$$

$$\Phi_y = 0,5 * [1 + a * (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2] \quad (9-14)$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} \quad (9-15)$$

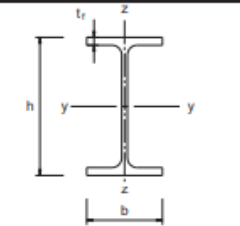
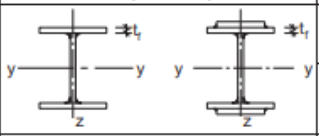

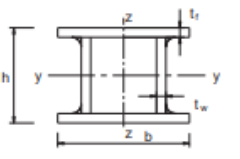
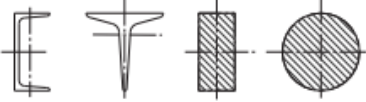

Λυγισμός περί τον άξονα z – καμπύλη b – συντελεστής  $\alpha=0,34$   
 Το πλαίσιο θεωρείται αμετάθετο λόγω της παρουσίας των συνδέσμων δυσκαμψίας και έτσι  $L_{cr,z}=3,50$  m.

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i \cdot \lambda_1} \tag{9-16}$$

$$\Phi_z = 0.5 * [1 + \alpha * (\lambda_z - 0.2) + \lambda_z^2] \tag{9-17}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} \tag{9-18}$$

Πίνακας 9.2: Επιλογή καμπύλης λυγισμού

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S235 S275 S355 S420	S460	
 Ελαστές διατομές	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
		$t_f > 40$ mm $t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
 Συγκολλητές I-διατομές	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
 Καίλες Διατομές	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a <sub>0</sub>	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
 Συγκολλητές κβηλοποιεΐες διατομές	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $a > 0,5 \cdot t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c	
 U-, T- και συμμετρικές διατομές		Κάθε	c	c	
 L-διατομές		Κάθε	b	b	

Εικόνα 9.2: Συντελεστής ατελειών  $\alpha$

Καμπύλη λυγισμού	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Τελικά  $\chi = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{0,99; 0,86\} = 0,86$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} \geq N_{Ed} \tag{9-19}$$

Και έτσι  $N_{b,Rd}=4697,98$  kN  $\geq N_{ed}=1662,39$  kN

**Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού**

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με τη σχέση (8-5)  $M_{cr}=10927,30 \text{ kNm} > 25 \cdot M_{ed}$  άρα η επίδραση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού αγνοείται.

$$\lambda_{LT}=0,29$$

**Έλεγχος μέλους σε θλίψη και κάμψη**

Οι συντελεστές αλληλεπίδρασης υπολογίζονται σύμφωνα με την πρώτη μέθοδο κατά EN1993-1-1 §6.3.3.

Πίνακας 9.3: Συντελεστές αλληλεπίδραση  $k_{ij}$

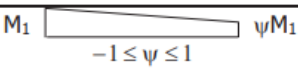
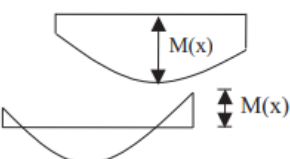


Συντελεστές αλληλεπίδρασης	Παραδοχές σχεδιασμού	
	ελαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 3, κατηγορία 4	πλαστικές ιδιότητες διατομής κατηγορία 1, κατηγορία 2
$k_{yy}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{yy}}$
$k_{yz}$	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{yz}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_z}{w_y}}$
$k_{zy}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} \cdot C_{mLT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{1}{C_{zy}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}}$
$k_{zz}$	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \cdot \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{1}{C_{zz}}$

Πίνακας 9.4: Βοηθητικοί συντελεστές

$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_y} \cdot C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \cdot n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}{1 - \chi_z \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{yz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 14 \cdot \frac{C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2}{w_z^5} \right) \cdot n_{pl} - c_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} \cdot \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \leq 1,5$	$\mu_e C_{LT} = 10 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0^2}{5 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}}$
$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \leq 1,5$	$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \cdot \left[ \left( 2 - 14 \cdot \frac{C_{my}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2}{w_y^5} \right) \cdot n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}$
$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk} / \gamma_{M1}}$	$\mu_e d_{LT} = 2 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz} \cdot M_{pl,z,Rd}}$
$C_{my}$ βλ. Πίνακ. Α.2	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \cdot \left[ \left( 2 - \frac{1,6}{w_z} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max} - \frac{1,6}{w_z} \cdot C_{mz}^2 \cdot \bar{\lambda}_{max}^2 \right) \cdot n_{pl} - e_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,z}}{W_{pl,z}}$
$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$\mu_e e_{LT} = 1,7 \cdot a_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{0,1 + \bar{\lambda}_z^4} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}}$

$\bar{\lambda}_{\max} = \max\{\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z\}$	
$\bar{\lambda}_0$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό λόγω σταθερής καμπτικής ροπής, δηλαδή: $\psi_y = 1,0$ στον Πίνακα A.2	
$\bar{\lambda}_{LT}$ = ανηγμένη λυγηρότητα για στρεπτοκαμπτικό λυγισμό	
Για $\bar{\lambda}_0 = 0$ :	$C_{my} = C_{my,0}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = 1,0$
Για $\bar{\lambda}_0 > 0$ :	$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \cdot \frac{\sqrt{\epsilon_y} \cdot a_{LT}}{1 + \sqrt{\epsilon_y} \cdot a_{LT}}$ $C_{mz} = C_{mz,0}$ $C_{mLT} = C_{my}^2 \cdot \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{crit,T}}\right)}}$
$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}}$	για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3
$\epsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \cdot \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$	για διατομές κατηγορίας 4
$N_{crit,y}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα γ-γ	
$N_{crit,z}$ = ελαστική δύναμη καμπτικού λυγισμού περί τον άξονα z-z	
$N_{crit,T}$ = ελαστική δύναμη στρεπτικού λυγισμού	
$I_T$ = σταθερά στρέψης St. Venant	
$I_y$ = ροπή αδρανείας ως προς τον άξονα γ-γ	

Πίνακας 9.5: Συντελεστές  $C_{mi,0}$  ισοδύναμης ομοιόμορφης ροπής

Διάγραμμα ροπής	$C_{mi,0}$
	$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21 \cdot \psi_i + 0,36 \cdot (\psi_i - 0,33) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_i \cdot  \delta_x }{L^2 \cdot  M_{i,Ed}(x) } - 1 \right) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$ $M_{i,Ed}(x)$ είναι η μέγιστη ροπή $M_{y,Ed}$ ή $M_{z,Ed}$ $ \delta_x $ είναι η μέγιστη μετατόπιση του μέλους κατά το μήκος του
	$C_{mi,0} = 1 - 0,18 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$
	$C_{mi,0} = 1 + 0,03 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$

$k_{yy}=1,04$

$k_{yz}=0,58$

$k_{zy}=0,57$

$k_{zz}=0,88$



Έλεγχος μονάδος

Με  $N_{Rk} = f_y \cdot A_i$ ,  $M_{i,Rk} = f_y \cdot W_i$  και  $\Delta M_{i,Ed} = 0$

$$\frac{|N_{Ed}|}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{|M_{y,Ed}| + |\Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{|M_{z,Ed}| + |\Delta M_{z,Ed}|}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (9-20)$$

$$\Rightarrow \frac{1662,39}{0,99 \cdot 5439,50} + 1,04 \frac{68,73 + 0}{1 \cdot \frac{888,80}{1}} + 0,58 \frac{175,20 + 0}{\frac{303,60}{1}} = 0,72 \leq 1$$

$$\frac{|N_{Ed}|}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{ZY} \frac{|M_{y,Ed}| + |\Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{ZZ} \frac{|M_{z,Ed}| + |\Delta M_{z,Ed}|}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (9-21)$$

$$\Rightarrow \frac{1662,39}{0,86 \cdot 5439,50} + 0,57 \frac{68,73 + 0}{1 \cdot \frac{888,80}{1}} + 0,88 \frac{175,20 + 0}{\frac{303,60}{1}} = 0,91 \leq 1$$

Σημείωση:

Ακολουθώντας τους ίδιους ελέγχους προκύπτει και το υποστυλώμα του δώματος του ανώτερου ορόφου με διατομή HEA240.



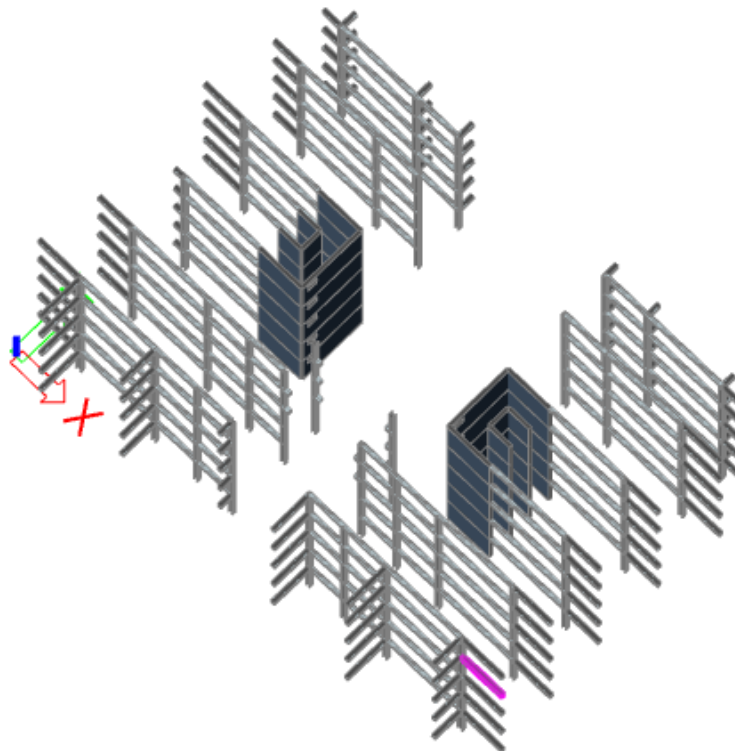
## 10. Μπαλκόνια κτιρίων

Το μπαλκόνι κάθε ορόφου όπως έχει ήδη αναφερθεί, αποτελείται από ένα σύστημα δοκών στις οποίες εδράζονται οι πλάκες, και οι δοκοί με τη σειρά τους περιορίζουν τη βύθισή τους χάρη στην παρουσία του περιμετρικού δικτύματος. Οι πλάκες ελαφροσκυροδέματος είναι πάχους 14 cm και αποτελούνται από το ίδιο χαλυβδόφυλλο με αυτό των πλακών ορόφων. Οι πλάκες γυαλιού έχουν πάχος 4 cm.

### 10.1. Δοκός

Οι δοκοί στις οποίες εδράζονται οι πλάκες των μπαλκονιών στηρίζονται με τη σειρά τους στα περιμετρικά υποστυλώματα, από τη μία, και σε ένα σύστημα δικτύματος, από την άλλη. Σημαντικό έλεγχο αποτέλεσε το βέλος λειτουργικότητας λόγω του σκοπού χρήσης (μπαλκόνια- πρόβολοι) αλλά και λόγω των εύθραυστων υλικών τα οποία στηρίζουν (υαλοπίνακες).

Παρακάτω παρουσιάζονται αποτελέσματα που αφορούν τη δυσμενέστερη δοκό B1828 με κρίσιμο τον έλεγχο μέλους σε θλίψη και κάμψη για το συνδυασμό  $1,35(G+DRYC+G')+1,50\cdot Q+1,50\cdot 0,60\cdot Wx+1,50\cdot 0,50\cdot S$ .



Εικόνα 10.1: Θέση υπό εξέταση δοκού B1828

Πίνακας 10.1: Ιδιότητες μεταλλικής διατομής προβόλου

διατομή: HEA360

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
h	350 mm	ύψος
b	300 mm	πλάτος
t <sub>w</sub>	10 mm	πάχος κορμού
t <sub>f</sub>	17,5 mm	πάχος πέλματος
r	27 mm	ακτίνα
A	143 cm <sup>2</sup>	εμβαδόν
I <sub>y</sub>	33090 cm <sup>4</sup>	ροπή αδρανείας
I <sub>z</sub>	7890 cm <sup>4</sup>	ροπή αδρανείας
i <sub>y</sub>	15,2 cm	ακτίνα περιστροφής
i <sub>z</sub>	7,43cm	ακτίνα περιστροφής
W <sub>pl,y</sub>	2088 cm <sup>3</sup>	πλαστική ροπή αντίστασης
W <sub>pl,z</sub>	802 cm <sup>3</sup>	πλαστική ροπή αντίστασης

**Έλεγχοι ΟΚΑ****Έλεγχοι διατομής**Κατάταξη κορμού που υπόκειται σε θλίψη:

$$c/t=26,10 \leq 33\epsilon = 30,36 \Rightarrow \text{Κορμός κατηγορίας 1}$$

Κατάταξη πέλματος υπόκειται σε θλίψη:

$$c/t=6,74 \leq 9\epsilon = 8,28 \Rightarrow \text{Πέσμα κατηγορίας 1}$$

Η διατομή κατατάσσεται στην κατηγορία 1

Έλεγχος σε θλίψη

$$\text{Προκύπτει } N_{pl,Rd}=3932,50 \text{ kN} \geq N_{ed}=960,12 \text{ kN (9-1)}$$

Έλεγχος ροπής κάμψης M<sub>y</sub>

$$\text{Προκύπτει } M_{pl,y,Rd} = 574,06 \text{ kNm} \geq M_{y,ed} = 170,93 \text{ kNm (9-2)}$$

Έλεγχος ροπής κάμψης M<sub>z</sub>

$$\text{Προκύπτει } M_{pl,z,Rd} = 221,15 \text{ kNm} \geq M_{z,ed} = 6,90 \text{ kNm (9-3)}$$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας V<sub>z</sub>

$$\text{Προκύπτει } V_{pl,z,Rd}=781,15 \text{ kN} \geq V_{z,ed} = 101,04 \text{ kN (9-4)}$$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας V<sub>y</sub>

$$\text{Προκύπτει } V_{pl,y,Rd} = 1725,84 \text{ kN} \geq V_{y,ed} = 15,79 \text{ kN (9-5)}$$

Έλεγχος σε κάμψη και διάτμηση

Ισχύει και για τις 2 διευθύνσεις άρα δεν απαιτείται απομείωση της καμπτικής αντοχής λόγω τέμνουσας.

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη

Επειδή δεν ισχύει  $N_{Ed} \leq 0,25 * N_{pl,Rd}$  και  $N_{Ed} \leq \frac{0,5 * h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}}$  χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής κατά τον ισχυρό άξονα.

Με  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,24$  και  $a = \min\{(A - 2 * b * t_f) / A ; 0,5\} = 0,27$

$$M_{N,y,Rd} = \min\left\{M_{pl,y,Rd} * \frac{(1-n)}{(1-0,5 * a)} ; M_{pl,y,Rd}\right\} = 500,39 \text{ kNm}$$

Επειδή δεν ισχύει  $N_{Ed} \leq \frac{h_w * t_w * f_y}{\gamma_{M0}}$  χρειάζεται απομείωση της ροπής αντοχής κατά τον ασθενή άξονα.

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 221,15 \text{ kNm για } n < a$$

Τελικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^\beta \leq 1 \Rightarrow 0,13 \leq 1$$

Όπου  $\alpha=2$  και  $\beta=\max\{5n; 1\}=1,22$  για διατομές I και H.

**Έλεγχοι μέλους**Έλεγχος καμπτικού λυγισμού

$h/b = 1,17 < 1,2$  και  $t_f = 17,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

$$\lambda_1 = 86,388$$

Για λυγισμό περί τον άξονα y – καμπύλη b – συντελεστής  $\alpha=0,34$  η δοκός θεωρούμε ότι λειτουργεί ως πρόβολος άρα το μήκος λυγισμού είναι διπλάσιο του μήκους της  $L_{cr,y}=6,987 \text{ m}$ .

Για λυγισμό περί τον άξονα z – καμπύλη c – συντελεστής  $\alpha=0,49$  στον ασθενή άξονα θεωρούμε  $L_{cr,z}=3,494 \text{ m}$ .

$$\text{Τελικά } \chi = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{0,87; 0,82\} = 0,82$$

Και έτσι  $N_{b,Rd}=3222,04 \text{ kN} \geq N_{ed}=960,12 \text{ kN}$  σύμφωνα με την εξίσωση (9-19)

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού

Από την (8-5)  $M_{cr}=5268,60 \text{ kNm} > 25 * M_{ed}$  άρα η επίδραση του στρεπτοκαμπτικού λυγισμού αγνοείται.

$$\lambda_{LT}=0,33$$

Έλεγχος μέλους σε θλίψη και κάμψη

Ο έλεγχος μέλους γίνεται σύμφωνα με τις (9-20), (9-21).

$$k_{yy}=1,58$$

$$k_{yz}=0,63$$

$$k_{zy}=0,85$$

$$k_{zz}=1,00$$

$$\frac{960,12}{0,87 * 3932,50} + 1,58 \frac{170,93 + 0}{1 * \frac{574,06}{1}} + 0,63 \frac{6,90 + 0}{\frac{221,15}{1}} = 0,77 \leq 1$$

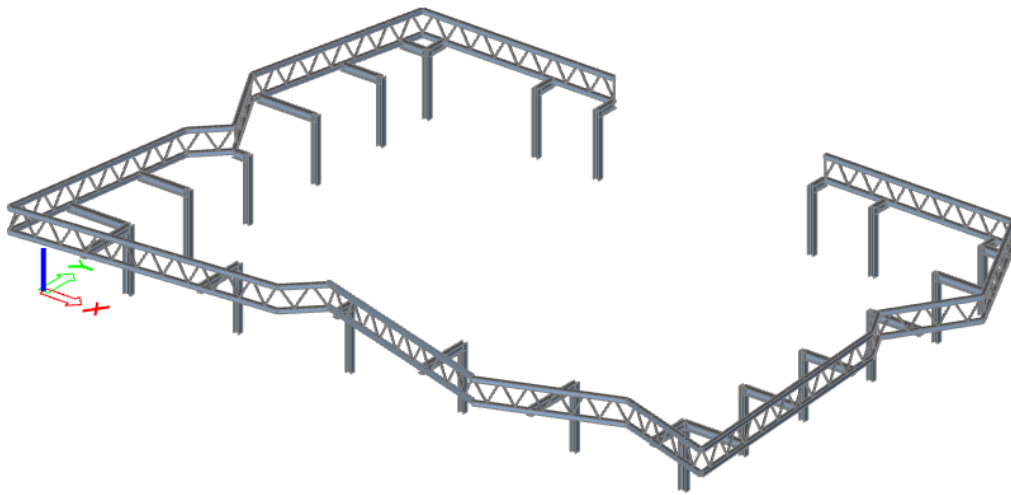
$$\frac{960,12}{0,82 * 3932,50} + 0,85 \frac{170,93 + 0}{1 * \frac{574,06}{1}} + 1,00 \frac{6,90 + 0}{\frac{221,15}{1}} = 0,58 \leq 1$$

### Έλεγχοι ΟΚΛ

Έλεγχος βέλους σε συνολικά φορτία  $u = 10,9mm \leq 2 * \frac{3494mm}{250} = 27,9mm$

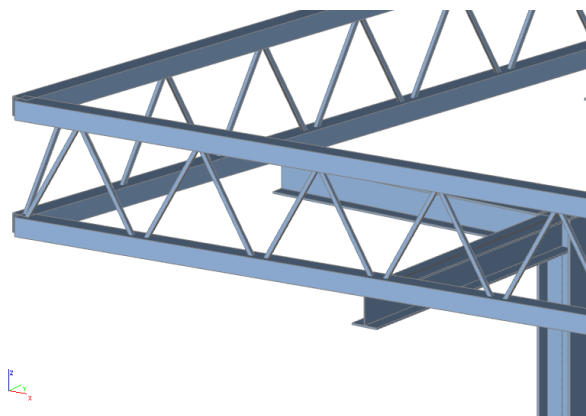
Έλεγχος βέλους λόγω κινητών φορτίων  $u = 7,1mm \leq 2 * \frac{3494mm}{400} = 17,47mm$

### 10.2. Δικτύωμα στηθαίου



Εικόνα 10.2: Διαμόρφωση συστήματος στήριξης μπαλκονιού

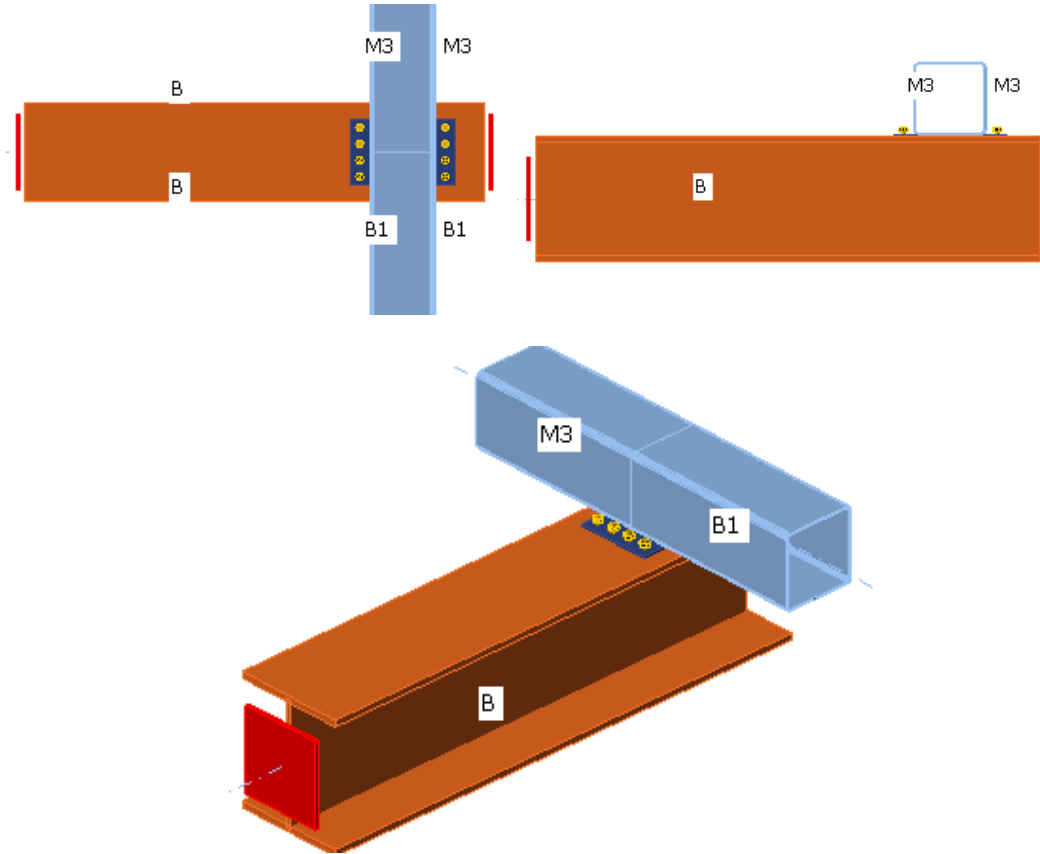
Για την βοήθεια παραλαβής των φορτίων των προβόλων και τον περιορισμό των βελών, τοποθετείται φέρον στηθαίο περιμετρικά ύψους 1,20 m με μέλη υπό γωνία 60°.



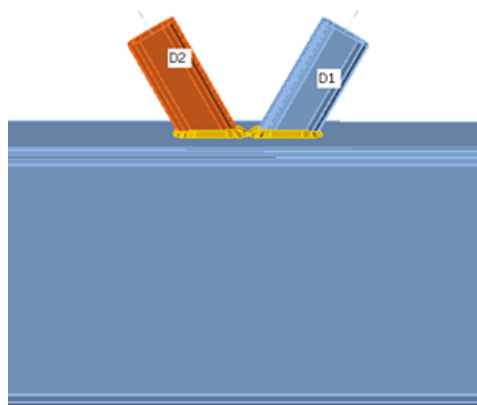
Εικόνα 10.3 Λεπτομέρεια δικτυώματος

Με τους ελέγχους που αναφέρονται στα προηγούμενα κεφάλαια, με κρίσιμες τις περιοχές μεγάλης συγκεντρωμένης θλίψης ή εφελκυσμού, για το άνω και κάτω πέλμα επιλέγεται η τετραγωνική διατομή SHS200x200x6.

Τα εσωτερικά μέλη αποτελούνται από μικρότερη διατομή SHS40x40x4 που επαρκεί στον εφελκυσμό και στη θλίψη.



Εικόνα 10.4 Σύνδεσης δοκού- κάτω πέλματος δικτυώματος



Εικόνα 10.5 Λεπτομέρεια μελών δικτυώματος



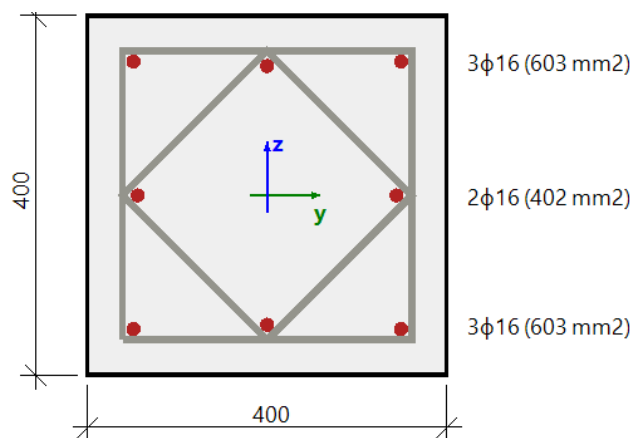


## 11. Στοιχεία από σκυρόδεμα

Στοιχεία από σκυρόδεμα βρίσκονται στο υπόγειο καθώς αυτό διαθέτει 40 υποστυλώματα ίδια διατομής 40cm x 40 cm και ύψους 2,5 m και περιβάλλεται από τοίχιο πάχους 30 cm και ύψους 2,5 m. Τέλος, καθ' ύψος των δύο κτιρίων κατασκευάζεται το κλιμακοστάσιο που φιλοξενεί τις σκάλες και τον ανελκυστήρα με πάχος τοιχίου επίσης 25 cm και ύψους 2,5 m στο υπόγειο και 3,5 m σε κάθε όροφο. Παρακάτω αναλύεται η όπλιση των στοιχείων αυτών. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι σκυρόδεμα C30/37 κατηγορίας έκθεσης XC2 και χάλυβας οπλισμού B500C.

### 11.1. Υποστυλώματα

Χάριν ομοιομορφίας τοποθετήθηκε σε όλα τα υποστυλώματα ο ίδιος διαμήκης και εγκάρσιος οπλισμός σύμφωνα με τις ανάγκες της δυσμενέστερης περίπτωσης. Παρουσιάζονται παρακάτω οι έλεγχοι όπλισης του υποστυλώματος B1 του υπογείου με τα δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν από τον συνδυασμό της ΟΚΑ  $1,35G+1,35D_{dry,c}+1,35G'+1,5Q+0,9W_x+0,75S$ .



Εικόνα 11.1 Διατομή υποστυλώματος από σκυρόδεμα B1

#### Τοποθετούμενος οπλισμός

Διαμήκης: 8Φ16 ( $A_s=1608 \text{ mm}^2$ )

$\rho_1 = 1,005\%$  (12,6kg/m)

Διατμητικός: Εκτός κρίσιμης περιοχής:

Φ10/240 mm (Αριθμός τμήσεων  $n_s=4$ ), ( $A_{sw}=314 \text{ mm}^2$ )

$\rho_w = 0,916\%$  (11,5 kg/m), ( $A_{swm}=1466 \text{ mm}^2/\text{m}$ )

Εντός κρίσιμης περιοχής

Φ10/130 mm (Αριθμός τμήσεων  $n_s=4$ ), ( $A_{sw}=314 \text{ mm}^2$ )

$\rho_w = 1,571\%$  (19,7 kg/m), ( $A_{swm}=2513 \text{ mm}^2/\text{m}$ )

Επικάλυψη σε κάθε πλευρά: 30 mm

### Έλεγχος Τάσεων-Παραμορφώσεων σε ΟΚΑ

Ο συγκεκριμένος έλεγχος γίνεται στη βάση του υποστυλώματος ( $dx=0$  m)

#### Εντατικά μεγέθη

$$N_{ed} = -2154,25 \text{ kN}$$

$$V_{edz} = 7,73 \text{ kN}$$

$$M_{edy} = 79,5 \text{ kNm}$$

$$V_{edy} = 24 \text{ kN}$$

$$M_{edz} = -69,8 \text{ kNm}$$

#### Αντοχές σχεδιασμού

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 20 \text{ MPa} \quad (11-1)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa} \quad (11-2)$$

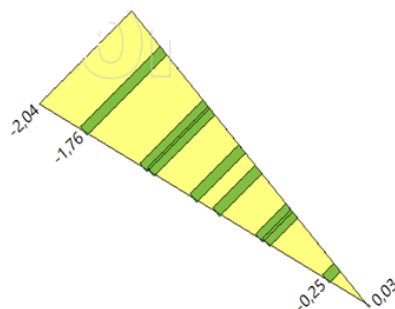
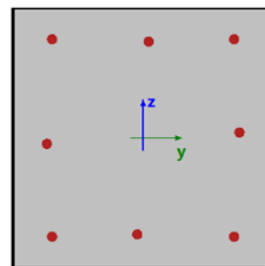
Όριο αξονικής για να θεωρηθεί το μέλος θλιβόμενο

$$N_{com} = -C_{coeffcom} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = -320 \text{ kN} \quad (11-3)$$

$N_{ed} < N_{com}$ , άρα το μέλος θεωρείται θλιβόμενο και οι πρώτης και δεύτερης τάξης εκκεντρότητες θα ληφθούν υπόψη.

Πίνακας 11.1 Μέγιστες τιμές τάσεων/παραμορφώσεων στο στοιχείο

Τύπος συστατικού	Ίνα / Ράβδος	$\epsilon$ [%o]	$\epsilon_{lim}$ [%o]	$\sigma$ [MPa]	$\sigma_{lim}$ [MPa]	UC [-]	Κατάσταση
Σκυρόδεμα - θλίψη	5	-1	-1.75	-20	-20	1,00	Εντάξει
Σκυρόδεμα - εφελκυσμός	1	0.0271	0	0	0	0,00	Εντάξει
Οπλισμός - θλίψη	4	-1.76	-67.5	-352	-493	0,71	Εντάξει
Οπλισμός - Εφελκυσμός	2	0	0	0	0	0,00	Εντάξει



Εικόνα 11.2 Διάγραμμα παραμορφώσεων ανά ίνα

### Έλεγχος διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης για διαξονική κάμψη και συνδυασμό θλίψης-κάμψης

Ο έλεγχος γίνεται στην κορυφή του υποστυλώματος ( $dx=2,5$  m).

#### Εντατικά μεγέθη

$$N_{ed} = -2141 \text{ kN}$$

$$M_{edy} = -79,3 \text{ kNm}$$

$$M_{edz} = 81,6 \text{ kNm}$$

Όριο αξονικής για να θεωρηθεί το μέλος θλιβόμενο

$$N_{com} = -\text{Coeffcom} \cdot (f_{cd} \cdot A_c) = -320 \text{ KN}$$

$N_{ed} < N_{com}$ , άρα το μέλος θεωρείται θλιβόμενο και οι πρώτης και δεύτερης τάξης εκκεντρότητες θα ληφθούν υπόψη.

#### Δεδομένα για τη δημιουργία των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης

Συνισταμένη καμπτική ροπή:  $M_{res} = 114 \text{ kNm}$

Γωνία συνισταμένης καμπτικής ροπής σε σχέση με τη διεύθυνση της  $M_y$  στο οριζόντιο επίπεδο  $M_y$ - $M_z$ :  $\alpha_{M_y M_z} = 45,8^\circ$

Γωνία συνισταμένης καμπτικής ροπής σε σχέση με την διεύθυνση του  $N$  στο κατακόρυφο επίπεδο  $N$ - $M_{res}$ :  $\alpha_{NM} = -87^\circ$

#### Αντοχή σε θετική διεύθυνση

$$N_{Rd} = 579 \text{ KN}$$

$$M_{Rdy} = 21 \text{ KNm}$$

$$M_{Rdz} = 99 \text{ KNm}$$

#### Αντοχή σε αρνητική διεύθυνση

$$N_{Rd} = -2591 \text{ KN}$$

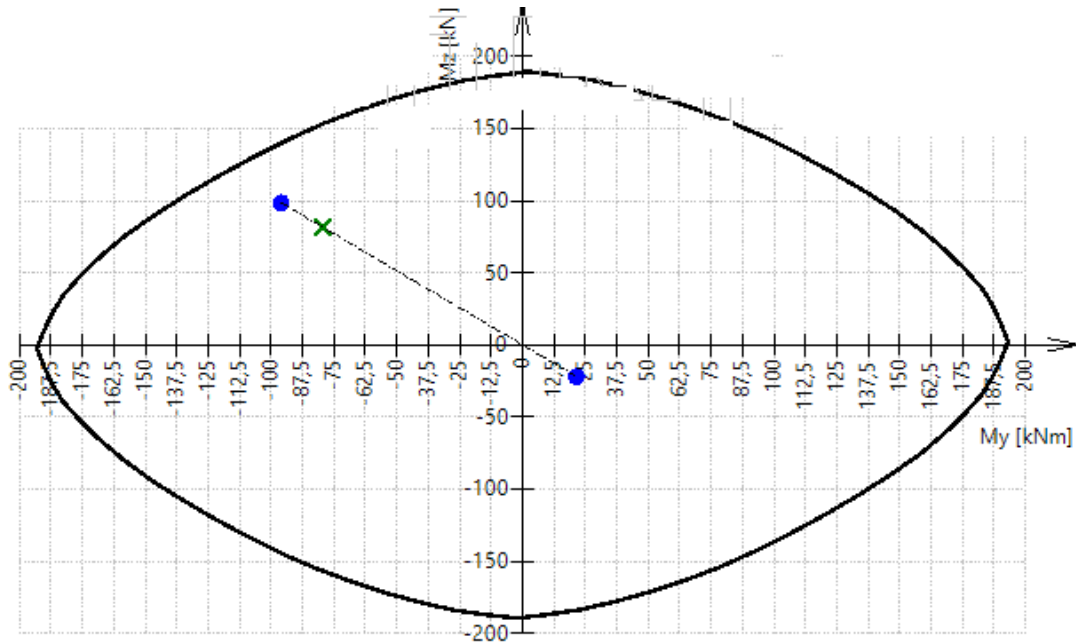
$$M_{Rdy} = -96 \text{ KNm}$$

$$M_{Rdz} = -22 \text{ KNm}$$

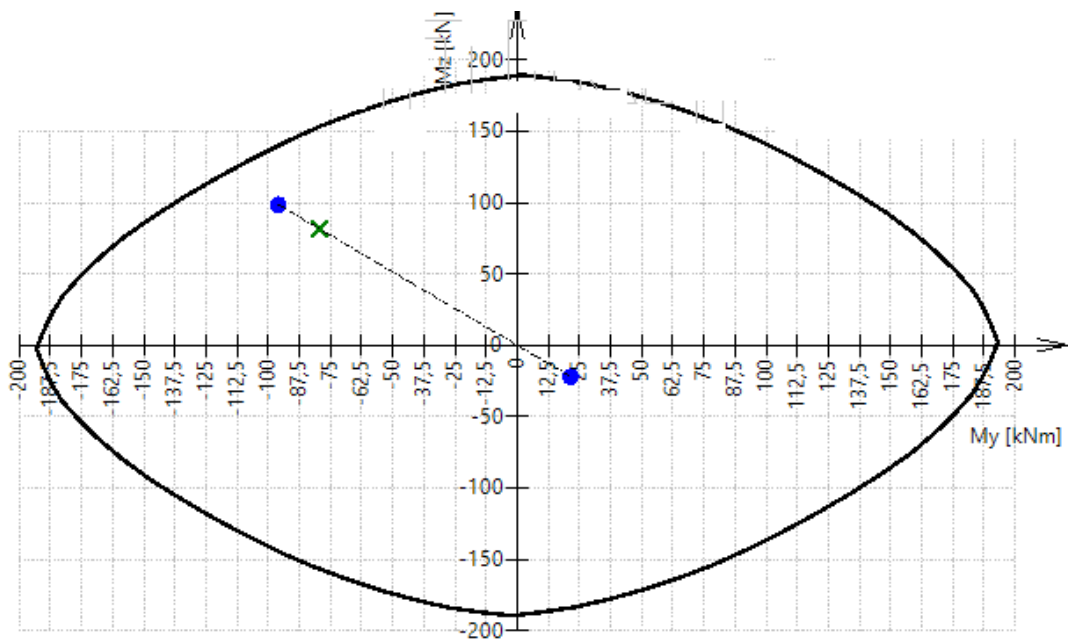
#### Τελικός έλεγχος διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης

$$UC = \frac{\sqrt{N_{Ed}^2 + M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2}}{\sqrt{N_{Rd}^2 + M_{Rdy}^2 + M_{Rdz}^2}} = \frac{\sqrt{-2141^2 + -79,3^2 + 81,6^2}}{\sqrt{-2591^2 + -96^2 + 98,7^2}} = 0,826 < 1 \text{ Εντάξει}$$

(11-4)



Εικόνα 11.2 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης N-M



Εικόνα 11.3 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης My-Mz

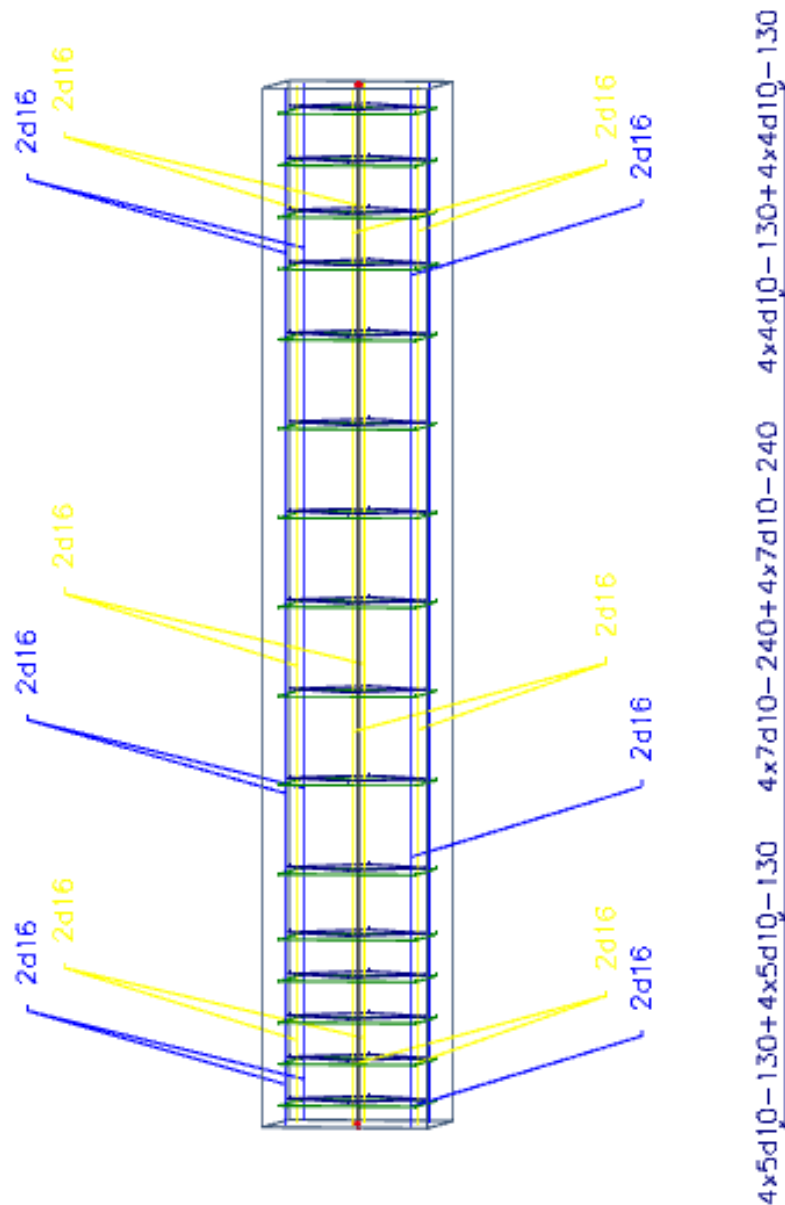
### Έλεγχος Διάτμησης

Ο έλεγχος γίνεται στη μέση του υποστυλώματος.

Μέ βάση τις διατάξεις του ευρωκώδικα οι ελάχιστες αποστάσεις ανάμεσα στους συνδετήρες είναι:

Εκτός κρίσιμης περιοχής:  $s_w = \min(20d_{bl}; hc; bc; 400\text{mm}) = 320\text{mm}$

Εντός κρίσιμης περιοχής:  $s_w = \min(8d_{bl}; b_0/2; 175\text{mm}) = 130\text{mm}$



Εικόνα 11.4 Τελική διαμόρφωση σπλισμού διάτμησης

Εντατικά μεγέθη τα οποία προκύπτουν στο μέσο του υποστυλώματος ( $dx=1,25\text{m}$ ) άρα εκτός της κρίσιμης περιοχής

$$V_{edy} = 24 \text{ kN}$$

$$V_{edz} = -7.73 \text{ kN}$$

Η στρέψη είναι αμελητέα οπότε και δεν ελέγχεται

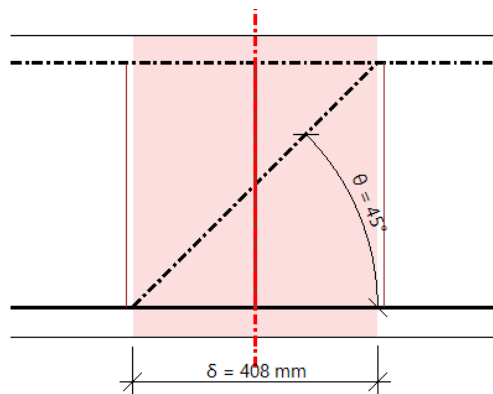
Συνισταμένη διατμητική δύναμη

$$V_{ed} = \sqrt{V_{edy}^2 + V_{edz}^2} = 25.2 \text{ kN} \quad (11-5)$$

Εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = 1.33 \text{ MPa} \quad (11-6)$$

γωνία θλιπτήρα σκυροδέματος  $\theta = 45^\circ$



Εικόνα 11.5 Γωνία θλιπτήρα σκυροδέματος

Παράμετροι οπλισμού διάτμησης

$$A_{sw} = n_s \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varphi_s}{2}\right)^2 = 314 \text{ mm}^2 \quad (11-7)$$

Μέγιστη διαμήκης απόσταση μεταξύ των διατμητικών συνδέσμων  $s = 214 \text{ mm}$

Εμβαδόν διατομής ανά μέτρο

$$A_{swm} = \frac{A_{sw}}{s} = 1466 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (11-8)$$

Διατμητική αντοχή σχεδιασμού

$$V_{swd} = \frac{\frac{V_{ed} \cdot s}{z}}{A_{sw} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} = 42,2 \text{ MPa} \quad (11-9)$$

$$\sigma_{swd} < 0,8 f_{yk}$$

Όριο διαρροής σχεδιασμού του διατμητικού οπλισμού  $f_{ywd} = 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$

Μείωση του ορίου διαρροής του διατμητικού οπλισμού σύμφωνα με το κεφάλαιο 6.2.3 του EN 1992-1-1 επειδή η τάση σχεδιασμού είναι κάτω από το 80% της χαρακτηριστικής τάσης διαρροής.

$$V_{rds} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta = 239 \text{ kN} \quad (11-10)$$

Μέγιστη διατμητική δύναμη που μπορεί να παραλειφθεί από το μέλος

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,528 \quad (11-11)$$

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{-N_{ed}}{A_c}; 0,2 \cdot f_{cd}\right) = 4 \text{ MPa} \quad (11-12)$$

$a_{cw} = 1$  για μη προεντεταμένο μέλος

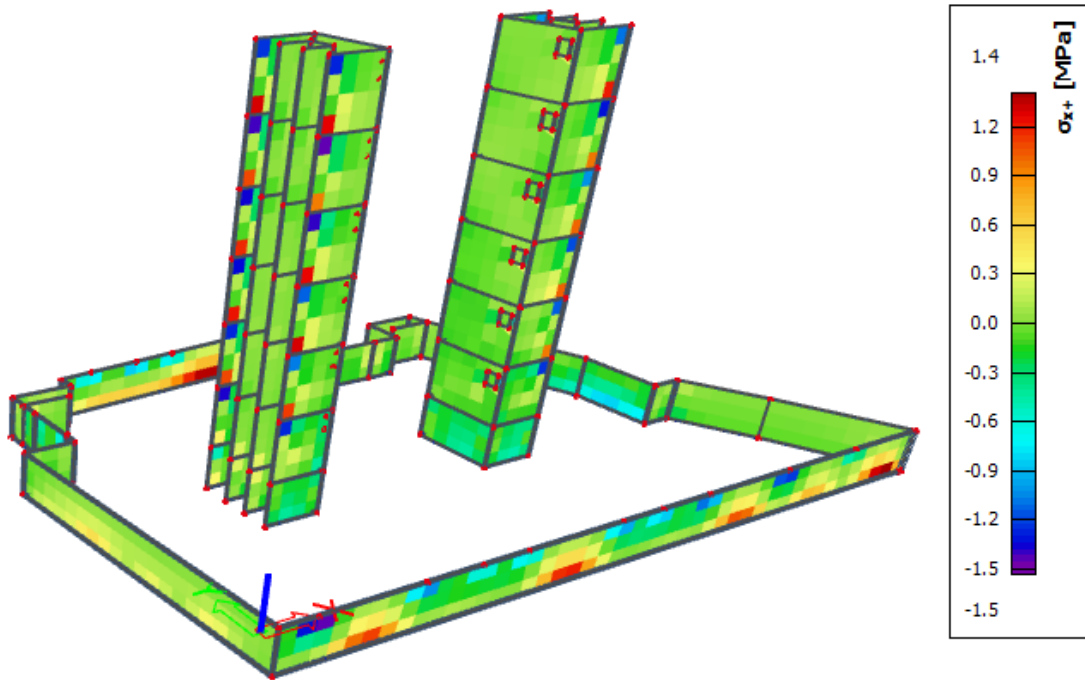
$$V_{rdmax} = \frac{a_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = 1028 \text{ kN} \quad (11-13)$$

**Τελικός έλεγχος διάτμησης**

$V_{ed} = 25,2 \text{ kN} < V_{rdc} = 239 \text{ kN}$ , άρα ο έλεγχος επάρκειας του εγκάρσιου οπλισμού ικανοποιείται.

## 11.2. Τοιχία

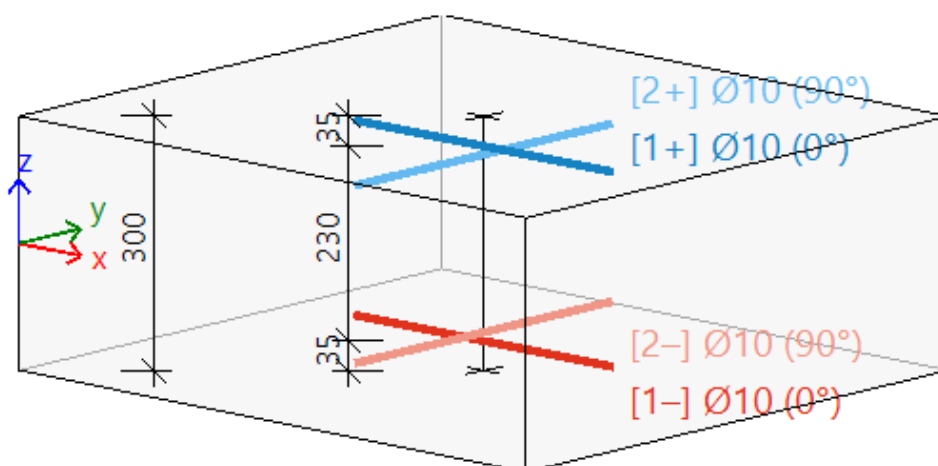
Και πάλι για ευκολία στην κατασκευή τοποθετείται σταθερός οπλισμός κατά μήκος όλου του περιμετρικού τοιχίου του υπογείου κατά τη δυσμενέστερη περίπτωση και το ίδιο συμβαίνει και καθ' ύψος όλου του κλιμακοστασίου. Παρουσιάζονται οι έλεγχοι για κάθε είδος τοιχίου ξεχωριστά.



Εικόνα 11.6 Ενδεικτική κατανομή τάσεων στα τοιχία

### Τοιχίο υπογείου

Τα τοιχία του υπογείου οπλίζονται με διπλή εσχάρα  $\Phi 10/150$



Εικόνα 11.7 Όπλιση τοιχίου υπογείου με εσχάρα

Πίνακας 11.2 Εσωτερικές δυνάμεις από τη στατική ανάλυση

$m_x$	$m_y$	$m_{xy}$	$n_x$	$n_y$	$n_{xy}$	$v_x$	$v_y$
[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
49,85	8,30	-7,08	-153,69	-30,95	44,07	-206,39	4,73

Υπολογισμός του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού

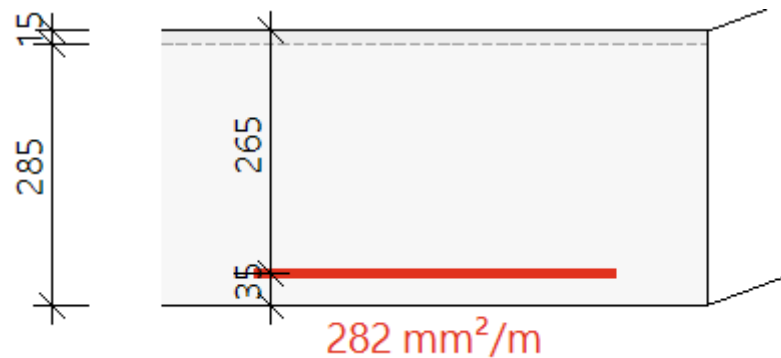
[1-] κατώτατη επιφάνεια

$m_{ed} = 45,9 \text{ KNm/m}$

$n_{ed} = -97,7 \text{ KN/m}$

$\Phi 10\text{mm} : d_1 = 35 \text{ mm} \quad A_{s,ult} = 282 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (εφελκυστική)}$

$\rho = 0,106\%$



Εικόνα 11.8 Οπλισμός τοιχίου υπογείου στην κατώτατη επιφάνεια 1-

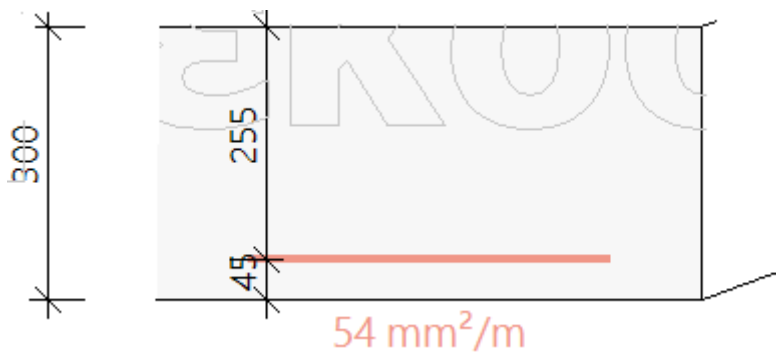
[2-] κατώτατη επιφάνεια

$m_{ed} = 2,31 \text{ KNm/m}$

$n_{ed} = 25,1 \text{ KN/m}$

$\Phi 10\text{mm} : d_1 = 45 \text{ mm} \quad A_{s,ult} = 54 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (εφελκυστική)}$

$\rho = 0,021\%$



Εικόνα 11.9 Οπλισμός τοιχίου υπογείου στην κατώτατη επιφάνεια 2-

Ελάχιστο εμβαδόν οπλισμού

Κατακόρυφος [2-] και [2+]

$A_{s, \min} = Coeff \cdot A_c = 600 \text{ mm}^2/\text{m}$

Σε κάθε επιφάνεια θα πρέπει να τοποθετηθεί το μισό εμβαδόν:  $300 \text{ mm}^2/\text{m}$



Ελάχιστο εμβαδόν κατακόρυφου σύμφωνα με τη μέγιστη απόσταση μεταξύ των ραβδών

$$S_{vmax} = \min(Coeff\_smax, v \cdot h; S_{max, v}) = 400 \text{ mm} \quad (11-14)$$

$$A_{s, vmin} = \frac{1}{S_{vmax}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi^v}{2}\right)^2 = 196 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (11-15)$$

Οριζόντιος [1+] και [1-]

$$A_{s, hmin} = \max(Coeff \cdot A_{s, v}; Coeff \cdot A_c) = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s, hmin} = \frac{1}{S_{hmax}} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 196 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (11-16)$$

Μέγιστο εμβαδόν οπλισμού

Κατακόρυφος [2-] και [2+]

Μέγιστο εμβαδόν σύμφωνα με την ελάχιστη καθαρή απόσταση μεταξύ των ραβδών οπλισμού

$$S_{min, lim} = \max(k1 \cdot \phi; dg + k2; Slb, min) = 37 \text{ mm} \quad (11-17)$$

$$A_{s, max} = \frac{b}{\phi + S_{min, lim}} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 1671 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (11-18)$$

Μέγιστο εμβαδόν κατακόρυφου σύμφωνα με το λόγο

$$A_{s, vmax} = Coeff \cdot A_c = 12000 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (11-19)$$

$$A_{s, vmax} = \frac{A_{s, vmax}}{2} = 6000 \text{ mm}^2 \quad (11-20)$$

Οριζόντιος [1+] και [1-]

Μέγιστο εμβαδόν σύμφωνα με την ελάχιστη καθαρή απόσταση μεταξύ των ραβδών οπλισμού

$$S_{min, lim} = \max(k1 \cdot \phi; dg + k2; Slb, min) = 37 \text{ mm} \quad (11-21)$$

$$A_{s, max} = \frac{b}{\phi + S_{min, lim}} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 1671 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (11-22)$$

Πίνακας 11.3 Έλεγχος επάρκειας οπλισμού τοιχίου υπογείου

	Βασικό	Πρόσθετος		A <sub>s,ult</sub> [mm <sup>2</sup> ]	ΔA <sub>s,ser</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,req</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,prov</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,max</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Status
		Χρήστης	Παρέχεται							
[1+]	φ10,0/150	χωρίς οπλ.	χωρίς οπλ.	0	---	300	300	524	1671	Εντάξε...
[2+]	φ10,0/150	χωρίς οπλ.	χωρίς οπλ.	0	---	300	300	524	1671	Εντάξε...
[1-]	φ10,0/150	χωρίς οπλ.	χωρίς οπλ.	282	---	300	300	524	1671	Εντάξε...
[2-]	φ10,0/150	χωρίς οπλ.	χωρίς οπλ.	54	---	300	300	524	1671	Εντάξε...

Σχεδιασμός διατμητικού οπλισμού

Διατμητική δύναμη σχεδιασμού

$$V_{ed} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 206,4 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad (11-23)$$

Αντοχή χωρίς διατμητικό οπλισμό

$$V_{rdcmin} = \max(10^6 \cdot (V_{min} + k1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d) = 140 \text{ KN/m} \quad (11-24)$$

Μέγιστη διατμητική αντοχή σκυροδέματος

$$V_{rdmax} = \frac{acw \cdot bw \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{(\cotg(\theta) + \epsilon_g(\theta))} = 1335 \frac{KN}{m} \quad (11-25)$$

$V_{ed} = 206 \text{ KN/m} > V_{rdmin} = 140 \text{ KN/m}$  άρα απαιτείται οπλισμός διάτμησης

$$A_{swreq} = \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta)} = 1877 \frac{mm^2}{m} \quad (11-26)$$

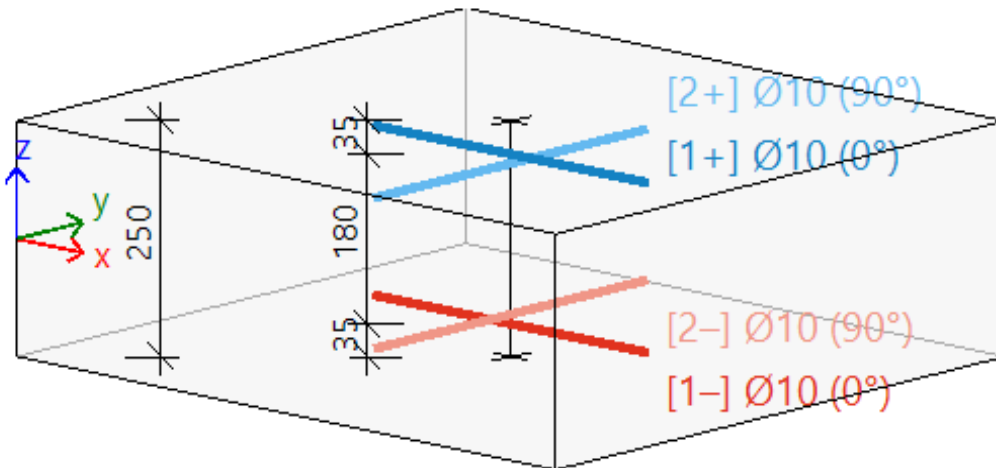
Απαιτούμενος οπλισμός διάτμησης : 38Φ8/m<sup>2</sup>

Πίνακας 11.4 Οπλισμός διάτμησης τοιχίου υπογείου

Περίπτωση	$\theta$ [°]	$v_{Ed}$ [kN/m]	$A_{sl,x}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{sl,y}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\rho_l$ [%]	$v_{Rd,c}$ [kN/m]	$v_{Rd,max}$ [kN/m]	$A_{sw,req}$ [mm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup> ]	Κατάστα...
[-] OKA "Q" με Wx/1	45,0	<b>206,4</b>	524	524	0,202	140,2	1335,3	<b>1877</b>	Εντάξει

### Τοιχίο κλιμακοστασίου

Τα τοιχία του κλιμακοστασίου οπλίζονται επίσης με διπλή εσχάρα Φ10/150



Εικόνα 11.11 Οπλισμος τοιχείου κλιμακοστασίου

Πίνακας 11.5 Εσωτερικές δυνάμεις από τη στατική ανάλυση

$m_x$ [kNm/m]	$m_y$ [kNm/m]	$m_{xy}$ [kNm/m]	$n_x$ [kN/m]	$n_y$ [kN/m]	$n_{xy}$ [kN/m]	$v_x$ [kN/m]	$v_y$ [kN/m]
-8,26	-4,15	-1,04	10,56	-270,27	-22,26	1,60	55,71

#### Υπολογισμός του απαιτούμενου διαμήκους οπλισμού

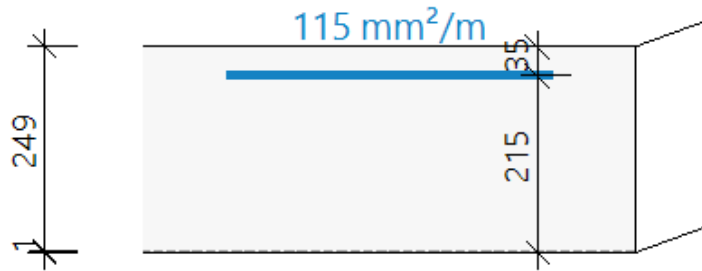
[1+] ανώτατη επιφάνεια

$$m_{ed} = -6,62 \text{ KNm/m}$$

$$n_{ed} = 32,8 \text{ KN/m}$$

$$\Phi 10 \text{ mm} : d_l = 35 \text{ mm} \quad A_{s,ult} = 115 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (εφελκυστική)}$$

$$\rho = 0,053\%$$



Εικόνα 11.12 Οπλισμός τοιχείου στην ανώτατη επιφάνεια 1+

Ελάχιστο εμβαδόν οπλισμού

Κατακόρυφος [2-] και [2+]

$$A_{s, v \min} = C_{\text{coeff}} \cdot A_c = 500 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (11-27)$$

Σε κάθε επιφάνεια θα πρέπει να τοποθετηθεί το μισό εμβαδόν: 250mm<sup>2</sup>/m

Ελάχιστο εμβαδόν κατακόρυφου σύμφωνα με τη μέγιστη απόσταση μεταξύ των ραβδών

$$S_{v \max} = \min(C_{\text{coeff\_smax}, v} h; S_{\text{max}, v}) = 400 \text{ mm} \quad (11-28)$$

$$A_{s, v \min} = \frac{1}{S_{v \max}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_v}{2}\right)^2 = 196 \text{ mm}^2/\text{m} \quad (11-29)$$

Οριζόντιος [1+] και [1-]

$$A_{s, h \min} = \max(C_{\text{coeff}} \cdot A_{s, v}; C_{\text{coeff}} \cdot A_c) = 250 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad (11-30)$$

$$A_{s, h \min} = \frac{1}{S_{h \max}} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 196 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (11-31)$$

Μέγιστο εμβαδόν οπλισμού

Κατακόρυφος [2-] και [2+]

Μέγιστο εμβαδόν σύμφωνα με την ελάχιστη καθαρή απόσταση μεταξύ των ραβδών οπλισμού

$$S_{\min, \text{lim}} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; S_{\text{lb}, \min}) = 37 \text{ mm} \quad (11-32)$$

$$A_{s, \max} = \frac{b}{\phi + S_{\min, \text{lim}}} \cdot \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} = 1671 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (11-33)$$

Μέγιστο εμβαδόν κατακόρυφου σύμφωνα με το λόγο

$$A_{s, v \max} = C_{\text{Oeff}} \cdot A_c = 10000 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \quad (11-34)$$

$$A_{s, v \max} = \frac{A_{s, v \max}}{2} = 5000 \text{ mm}^2 \quad (11-35)$$

Οριζόντιος [1+] και [1-]

Μέγιστο εμβαδόν σύμφωνα με την ελάχιστη καθαρή απόσταση μεταξύ των ραβδών οπλισμού

$$S_{\min, \text{lim}} = \max(k_1 \cdot \phi; d_g + k_2; S_{\text{lb}, \min}) = 37 \text{ mm} \quad (11-36)$$

$$A_{s, max} = \frac{b}{\varphi + S_{min, lim}} \cdot \pi \cdot \frac{\Phi^2}{4} = 1671 \frac{mm^2}{m} \quad (11-37)$$

Πίνακας 11.5 Έλεγχος επάρκειας οπλισμού τοιχίου κλιμακοστασίου

	Βασικό	Πρόσθετος		A <sub>s,ult</sub> [mm <sup>2</sup> ]	ΔA <sub>s, serv</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s, req</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s, prov</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>s, max</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Status
		Χρήστης	Παρέχεται							
[1+]	φ10,0/150	χωρίς οπλ.	χωρίς οπλ.	115	---	250	250	524	1671	Εντάξε...
[2+]	φ10,0/150	χωρίς οπλ.	χωρίς οπλ.	0	---	250	250	524	1671	Εντάξε...
[1-]	φ10,0/150	χωρίς οπλ.	χωρίς οπλ.	0	---	250	250	524	1671	Εντάξε...
[2-]	φ10,0/150	χωρίς οπλ.	χωρίς οπλ.	0	---	250	250	524	1671	Εντάξε...

Σχεδιασμός διατμητικού οπλισμού

Διατμητική δύναμη σχεδιασμού

$$V_{ed} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = 55,7 \frac{KN}{m} \quad (11-38)$$

Αντοχή χωρίς διατμητικό οπλισμό

$$V_{rdmin} = \max(10^6 \cdot (V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d) = 128KN/m \quad (11-39)$$

Μέγιστη διατμητική αντοχή σκυροδέματος

$$V_{rdmax} = \frac{acw \cdot bw \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} = 1091 \frac{KN}{m} \quad (11-40)$$

Προκύπτει  $V_{ed} = 55,7KN/m < V_{rdmin} = 128KN/m$  επομένως θα τοποθετηθεί ο ελάχιστος οπλισμός διάτμησης.

## 12. Έλεγχοι κτιρίων

Τα δύο κτίρια είναι πανομοιότυπα και αναλύονται χωριστά. Εξαιτίας των ελάχιστων αμελητέων διαφορών τους η τελική διαμόρφωσή τους πραγματοποιείται με χρήση των ίδιων διατομών. Για το λόγο αυτό παρουσιάζονται οι έλεγχοι από την ανάλυση του αριστερά (κατοψικά) κτιρίου οι οποίοι βεβαίως ικανοποιούνται και από το δεξιά κτίριο.

### 12.1. Έλεγχος επιρροής φαινομένων 2ας τάξης

Αρχικά, για τη σωστή σεισμική ανάλυση, προηγείται για κάθε κατεύθυνση σεισμού να εξεταστεί το ενδεχόμενο προσαύξησης των εντατικών μεγεθών λόγω των φαινομένων 2<sup>ης</sup> τάξης. Ανάλυση 1<sup>ης</sup> τάξης χρησιμοποιείται όταν ισχύει η παρακάτω σχέση οπότε και οποιαδήποτε αλλαγή στη συμπεριφορά του φορέα λόγω παραμορφώσεων μπορεί να αγνοηθεί.

$$\theta = \frac{V_{Ed} * \delta_{H,Ed}}{H_{Ed} * h} \leq 0,1 \quad (12-1)$$

όπου:  $H_{Ed}$  η τέμνουσα βάσης του ορόφου

$V_{Ed} = M * g$  το κατακόρυφο φορτίο στη βάση του ορόφου ως γινόμενο της μάζας ορόφου επί την επιτάχυνση της βαρύτητας

$\delta_{H,Ed} = (\delta_o - \delta_u) * q$  η σχετική οριζόντια μετατόπιση μεταξύ κορυφής και βάσης ορόφου

$h$  το ύψος του ορόφου

$\theta$  ο δείκτης ευαισθησίας σε πλευρικές παραμορφώσεις

Η μάζα του κάθε ορόφου λαμβάνεται από τα αποτελέσματα του προγράμματος, όπως οι τέμνουσες και οι μετακινήσεις, και η ονομασία των ορόφων ξεκινά από το FL2 καθώς εξαιρείται το υπόγειο.

Πίνακας 12.1 Μάζα ορόφων στο σεισμικό συνδυασμό

Όνομα	M [kg]	XG [m]	YG [m]	ZG [m]	Mxx [kg]	Myy [kg]	Mzz [kg]	Ixx [kgm <sup>2</sup> ]	Iyy [kgm <sup>2</sup> ]	Izz [kgm <sup>2</sup> ]
FL2	47310,1	9,341	12,618	0,327	47310,1	47310,1	0,0	39610,6	39610,6	1558072,1
FL3	217641,5	8,049	11,760	3,574	217641,5	217641,5	0,0	51907,9	51907,9	13795139,0
FL4	224894,0	8,027	12,031	7,071	224894,0	224894,0	0,0	51948,0	51948,0	14555120,7
FL5	224243,8	8,068	12,017	10,572	224243,8	224243,8	0,0	51945,8	51945,8	14378455,9
FL6	225305,9	8,034	12,025	14,071	225305,9	225305,9	0,0	51951,2	51951,2	14604817,6
FL7	214995,5	8,021	12,020	17,554	214995,5	214995,5	0,0	46002,4	46002,4	13202507,7
FL8	40263,3	8,888	12,683	20,724	40263,3	40263,3	0,0	8895,1	8895,1	418145,3

Πίνακας 12.2 Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  για σεισμό κατά x

L	Hed (kN)	Ved (kN)	$\delta o$ (mm)	$\delta u$ (mm)	$\delta_{H,Ed}$ (m)	h (m)	$\theta$
FL2	777,7	464,11	5	0	0,02	3,5	0,0034
FL3	778,2	2135,06	8	5	0,012	3,5	0,0094
FL4	731,47	2206,21	14	8	0,024	3,5	0,0207
FL5	635,17	2199,83	20	14	0,024	3,5	0,0237
FL6	489,59	2210,25	26	20	0,024	3,5	0,0310
FL7	304,1	2109,11	30	26	0,016	3,5	0,0317

Πίνακας 12.3 Υπολογισμός συντελεστή  $\theta$  για σεισμό κατά y

L	Hed (kN)	Ved (kN)	$\delta o$ (mm)	$\delta u$ (mm)	$\delta_{H,Ed}$ (m)	h (m)	$\theta$
FL2	637,68	464,418153	3	0	0,012	3,5	0,002497
FL3	596,56	2135,60855	4	3	0,004	3,5	0,004091
FL4	520,01	2206,5064	6	4	0,008	3,5	0,009699
FL5	421,87	2199,93468	8	6	0,008	3,5	0,011919
FL6	288,84	2109,15098	11	8	0,012	3,5	0,025036
FL7	70,83	394,982973	14	11	0,012	3,5	0,019119

Προκύπτει ότι τα φαινόμενα 2<sup>ας</sup> τάξεως μπορούν να αγνοηθούν και έτσι δεν πραγματοποιείται καμία προσαύξηση στα σεισμικά μεγέθη.

## 12.2. Έλεγχος περιορισμού βλαβών

Ο έλεγχος περιορισμού βλαβών είναι ιδιαίτερα σημαντικός στα μεταλλικά κτίρια λόγω της πλευρικής ευκαμψίας τους. Η απαίτηση περιορισμού βλαβών θεωρείται ότι ικανοποιείται εάν υπό τη σεισμική δράση με μεγαλύτερη πιθανότητα εμφάνισης από τη σεισμική δράση σχεδιασμού οι σχετικές παραμορφώσεις των ορόφων περιορίζονται σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma = \frac{\delta_{H,Ed}}{h \cdot 2} \leq \gamma_{max} \quad (12-2)$$

Όπου  $\gamma=0,75\%$  για κτίρια με πλάστιμα μη-φέροντα στοιχεία

Πίνακας 12.4 Υπολογισμός συντελεστή  $\gamma$  για σεισμό κατά x

L	$\delta_{H,Ed}$ (m)	h (m)	$\gamma$
FL2	0,02	3,5	0,002857
FL3	0,012	3,5	0,001714
FL4	0,024	3,5	0,003429
FL5	0,024	3,5	0,003429
FL6	0,024	3,5	0,003429
FL7	0,016	3,5	0,002286

Πίνακας 12.5 Υπολογισμός συντελεστή  $\gamma$  για σεισμό κατά y

L	$\delta_{H,Ed}$ (m)	h (m)	$\gamma$
FL2	0,012	3,5	0,001714
FL3	0,004	3,5	0,000571
FL4	0,008	3,5	0,001143
FL5	0,008	3,5	0,001143
FL6	0,012	3,5	0,001714
FL7	0,012	3,5	0,001714

Σε όλες τις περιπτώσεις ικανοποιείται η σχέση (12-2).

### 12.3. Ικανοτικός έλεγχος

#### Κατακόρυφοι σύνδεσμοι

Για να εξασφαλιστεί ότι οι διαγώνιοι θα συμπεριφερθούν κατά τον επιθυμητό τρόπο πρέπει η λυγηρότητά τους να είναι  $1,3 \leq \lambda \leq 2,0$ . Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι συνδέονται στο μέσο τους με συνδέσεις που επιτρέπουν τη στροφή στα άκρα τους. Ως αποτέλεσμα το μήκος λυγισμού τους να είναι ίσο με το 50% του πραγματικού μήκους εντός επιπέδου και ίσο με το όλο το πραγματικό τους μήκος εκτός επιπέδου.

Άρα εντός επιπέδου πρέπει:

$$L_{cr,z} = \frac{L}{2} = \frac{6,103m}{2} = 3,0516m$$

$$1,3 \leq \lambda = \frac{L_{cr,z}}{i_z * \lambda_1} \leq 2 \Rightarrow 0,0176 \leq i_z \leq 0,027$$

Άρα εντός επιπέδου πρέπει:

$$L_{cr,y} = L = 6,103m$$

$$1,3 \leq \lambda = \frac{L_{cr,y}}{i_y * \lambda_1} \leq 2 \Rightarrow 0,035 \leq i_y \leq 0,054$$

Για το εφελκόμενο τμήμα κάθε ορόφου ελέγχεται:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed} \quad (12-3)$$

$$\Omega = \frac{N_{pl,Rd}}{N_{Ed}} \quad (12-4)$$

Όπου  $N_{ed}$  η αξονική για το σεισμικό συνδυασμό κατά  $y$ . Για να εξασφαλιστεί ομοιόμορφη πλαστιμότητα καθ' ύψος του πλαισίου πρέπει η μέγιστη τιμή της υπεραντοχής να μην ξεπερνάει την ελάχιστη τιμή της υπεραντοχής κατά περισσότερο από 25%

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} \leq 25\% \quad (12-5)$$

Για να εξασφαλισθεί αυτό τοποθετούνται διαφορετικές διατομές ανά όροφο ως εξής:

Πίνακας 12.6: Διαμόρφωση υπεραντοχής κατακόρυφων χιαστί

όροφος	διατομή	$N_{ed}$ (kN)	$N_{Rd}$ (kN)	$\Omega$
5	RHS 100/50/4	91,32	308	3,373
4	RHS 100/50/4	98,46	308	3,128
3	RHS 100/50/4	100,19	308	3,074
2	RHS 100/60/3.6	106,49	299,75	2,815
1	RHS 100/60/3.6	109,7	299,75	2,732

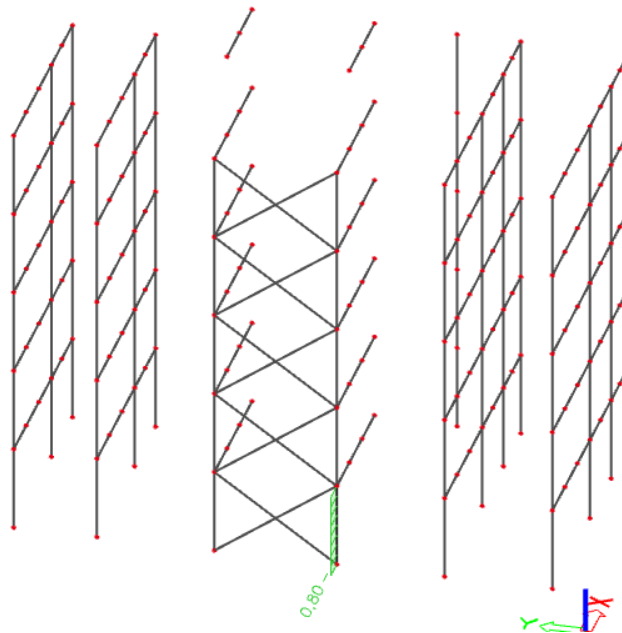
Και ισχύει :

$$\frac{\Omega_{max} - \Omega_{min}}{\Omega_{min}} = 0,234 \leq 0,25$$

Οι δοκοί δεν επιβαρύνονται από τους σεισμικούς συνδυασμούς, λόγω της διαφραγματικής λειτουργίας. Ελέγχεται το δυσμενέστερο υποστυλώμα στο συνδυασμό (12-6) σύμφωνα με τις εξισώσεις του κεφαλαίου 9.

$$\begin{aligned}
 N_{Ed} &= N_{Ed,G+0.3Q} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * N_{Ed,Ey} + 0,3 * N_{Ed,Ex} \\
 M_{Ed} &= M_{Ed,G+0.3Q} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * M_{Ed,Ey} + 0,3 * M_{Ed,Ex} \\
 V_{Ed} &= V_{Ed,G+0.3Q} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * V_{Ed,Ey} + 0,3 * V_{Ed,Ex}
 \end{aligned}
 \tag{12-6}$$

Για  $\Omega_{min}$  όπως υπολογίστηκε στους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας με  $1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} = 3,75$ .



Εικόνα 12.1 Θέση υπό εξέταση υποστυλώματος B54

Πίνακας 12.7 Ιδιότητες μεταλλικής διατομής υποστυλώματος

διατομή: HEB300

Σύμβολο	Τιμή	Περιγραφή
h	300 mm	ύψος
b	300 mm	πλάτος
t <sub>w</sub>	11 mm	πάχος κορμού
t <sub>f</sub>	19 mm	πάχος πέλματος
r	27 mm	ακτίνα
A	149 cm <sup>2</sup>	εμβαδόν
I <sub>y</sub>	25170 cm <sup>4</sup>	ροπή αδρανείας
I <sub>z</sub>	8560 cm <sup>4</sup>	ροπή αδρανείας
i <sub>y</sub>	13 cm	ακτίνα περιστροφής
i <sub>z</sub>	7,58cm	ακτίνα περιστροφής
W <sub>pl,y</sub>	1869 cm <sup>3</sup>	πλαστική ροπή αντίστασης
W <sub>pl,z</sub>	870 cm <sup>3</sup>	πλαστική ροπή αντίστασης



Πίνακας 12.8 Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος σε ικανοτικό y

Εντατικά μεγέθη		Υπολογισμένο	Μονάδα
Ορθή δύναμη	$N_{Ed}$	-1892,42	kN
Διατμητική δύναμη	$V_{y,Ed}$	-17,41	kN
Διατμητική δύναμη	$V_{z,Ed}$	-13,83	kN
Στρέψη	$T_{Ed}$	-0,07	kNm
Καμπτική ροπή	$M_{y,Ed}$	-17,31	kNm
Καμπτική ροπή	$M_{z,Ed}$	-56,37	kNm

Η διατομή είναι κατηγορίας 1.

#### Έλεγχοι διατομής

Έλεγχος σε θλίψη  $N_{pl,Rd}=4100,25 \text{ kN} \geq N_{Ed}$

Έλεγχος ροπής κάμψης  $M_y M_{pl,y,Rd} = 513,98 \text{ kNm} \geq M_{y,ed}$

Έλεγχος ροπής κάμψης  $M_z M_{pl,z,Rd} = 239,28 \text{ kNm} \geq M_{z,ed}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας  $V_z V_{pl,z,Rd} = 753,37 \text{ kN} \geq V_{z,ed}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας  $V_y V_{pl,y,Rd} = 1876,36 \geq V_{y,ed}$

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη  $M_{N,y,Rd} = 313,68 \text{ kNm}$

$$M_{N,z,Rd} = 218,35 \text{ kNm}$$

Τελικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη  $\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \Rightarrow 0,05 \leq 1$

#### Έλεγχοι μέλους

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού  $N_{b,Rd}=3382,43 \text{ kN} \geq N_{Ed}$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού  $M_{cr}=3491,53 \text{ kNm} > 25 * M_{Ed}$

$$\lambda_{LT}=0,39$$

Έλεγχος μέλους σε θλίψη και κάμψη

$$k_{yy}=1,08$$

$$k_{yz}=0,54$$

$$k_{zy}=0,58$$

$$k_{zz}=0,84$$

$$\frac{|N_{Ed}|}{\chi_y * N_{Rk}} + k_{yy} \frac{|M_{y,Ed}| + |\Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{|M_{z,Ed}| + |\Delta M_{z,Ed}|}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,68 \leq 1$$

$$\frac{|N_{Ed}|}{\chi_z * N_{Rk}} + k_{zy} \frac{|M_{y,Ed}| + |\Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{|M_{z,Ed}| + |\Delta M_{z,Ed}|}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,80 \leq 1$$

#### Πλαίσια

Κάθε όροφος ελέγχεται για διάγραμμα ροπής για το σεισμικό συνδυασμό κατά x. Ύστερα υπολογίζεται το  $\Omega=M_{pl,Rd}/M_{Ed}$  όπου το  $M_{Ed}$  είναι η ροπή στο άκρο υπό το σεισμικό σχεδιασμό.

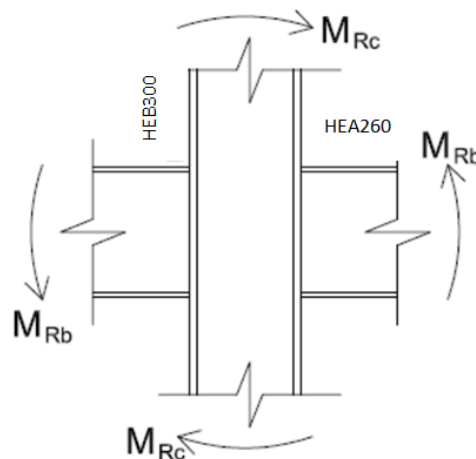
Πίνακας 12.9: Διαμόρφωση υπεραντοχής δοκών πλαισίων

πλαίσιο ανοίγματος (m)	διατομή	$M_{ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	$\Omega$
2,9	HEA 260	52,28	253,23	4,84
3,5	HEA 260	64,35	253,23	3,94
6,25	HEA 260	171,67	253,23	1,48

Για να εξασφαλισθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών και όχι στα υποστυλώματα, οι κόμβοι ελέγχονται έτσι ώστε:

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 * \Sigma M_{Rb}$$

Όπου  $\Sigma M_{Rc}$  είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των υποστυλωμάτων που συμβάλουν στον κόμβο αφού ληφθεί υπόψη η απομείωσή τους λόγω αλληλεπίδρασης με αξονικές δυνάμεις και  $\Sigma M_{Rb}$  είναι το άθροισμα των τιμών σχεδιασμού των ροπών αντοχής των δοκών που συμβάλουν στον κόμβο. Η απαίτηση αυτή δεν ισχύει στην βάση του πλαισίου, στους τελευταίους ορόφους πολυώροφων κτηρίων και σε μονώροφα κτήρια. Οπότε και δεν θα πραγματοποιηθεί ο έλεγχος αυτός στο δώμα του κτιρίου μας.



Εικόνα 12.2: Έλεγχος γενικής περίπτωσης κόμβου

Όπως υπολογίστηκε προηγουμένως,  $M_{Rb} = M_{pl,y,Rd} = 253,23$  kNm για την κύρια δοκό HEA260 και  $M_{Rc} = M_{N,y,Rd} = 313,68$  kNm για το υποστύλωμα HEB 300 στη δυσμενέστερη περίπτωση (δηλαδή το υπό εξέταση υποστύλωμα με την μέγιστη αξονική). Άρα ισχύει:

$$2 * 313,68 \geq 1,3 * 1 * 253,23$$

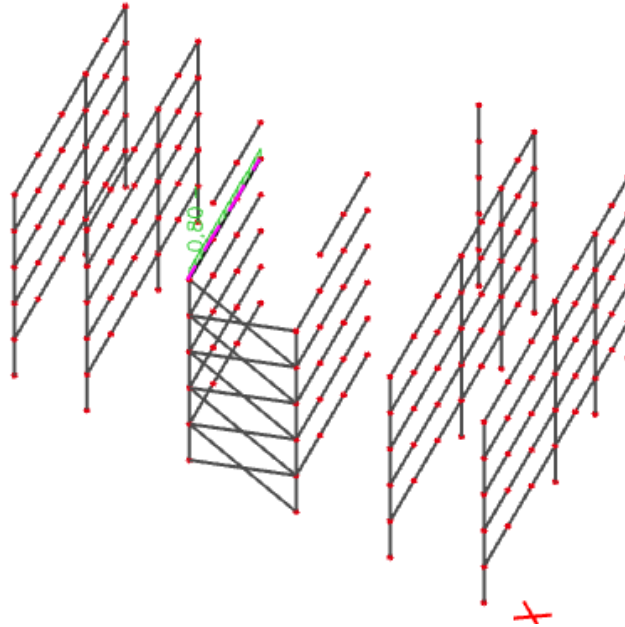
Όλα τα εσωτερικά υποστυλώματα αποτελούν ευμενέστερες περιπτώσεις αλλά τοποθετείται παντού το ίδιο μεγάλη διατομή καθώς κρίσιμοι είναι οι έλεγχοι σε ΟΚΑ.

Για τις πλαστικές αρθρώσεις στις δοκούς θα πρέπει να ελέγχεται ότι η πλήρης πλαστική ροπή αντοχής και η ικανότητα στροφής δεν μειώνονται από δυνάμεις θλίψης και τέμνουσας. Για το λόγο αυτό πρέπει στην θέση στην οποία αναμένεται ο σχηματισμός αρθρώσεων:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,00 \quad (12-7)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (12-8)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,50 \quad (12-9)$$



Εικόνα 12.3 Θέση υπό εξέταση δοκού B612

Η ροπή σχεδιασμού για φορτιστική κατάσταση  $G+0,3Q$  και σεισμό  $x$  είναι

$$M_{Ed} = M_{G+0,3Q} + M_E = 94,23 + 31,83 = 126,06 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 253,23 \text{ kNm}$$

Η αξονική σχεδιασμού  $N_{Ed} = 0$  καθώς έχουμε διαφραγματική λειτουργία άρα ισχύει η σχέση (12-8).

Η τέμνουσα σχεδιασμού για φορτιστική κατάσταση  $G+0,3Q$  είναι  $V_{G+0,3Q} = 77 \text{ kN}$  ενώ  $V_M$  είναι η τιμή σχεδιασμού της τέμνουσας η οποία οφείλεται στην εφαρμογή των πλαστικών ροπών  $M_{pl,Rd,A}$  και  $M_{pl,Rd,B}$  με αντίθετα πρόσημα στις διατομές των άκρων A και B της δοκού.

$$V_M = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L} = \frac{2 * 253,23}{6,25} = 81,04 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{G+0,3Q} + V_M = 158,04 \text{ kN} \leq 456,27 * 0,5 \text{ kN}$$

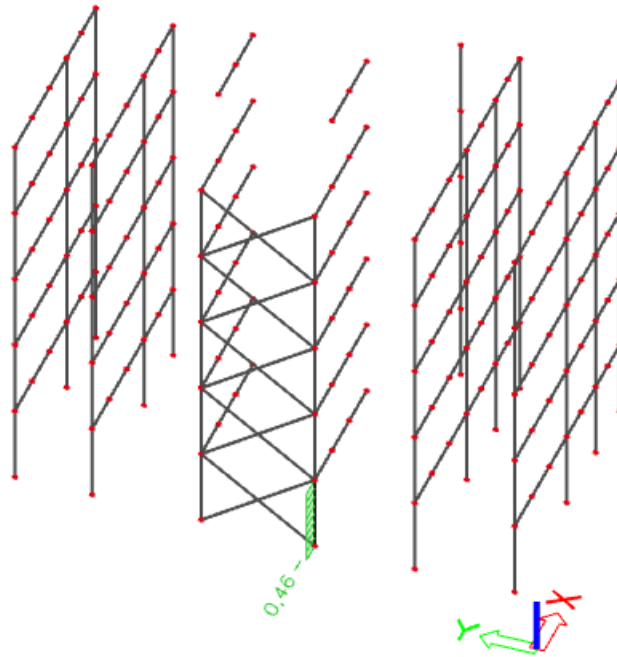
Τα υποστυλώματα ελέγχονται για το συνδυασμό:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G+0,3Q} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * N_{Ed,Ex} + 0,3 * N_{Ed,Ey}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G+0,3Q} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * M_{Ed,Ex} + 0,3 * M_{Ed,Ey} \quad (12-10)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G+0,3Q} + 1,1 * \gamma_{ov} * \Omega_{min} * V_{Ed,Ex} + 0,3 * V_{Ed,Ey}$$

Για  $\Omega_{min} = 1,48$  όπως υπολογίστηκε στις κύριες δοκούς πλαισίων.



Εικόνα 12.4 Θέση υπό εξέταση υποστυλώματος B54

Πίνακας 12.10 Εντατικά μεγέθη υποστυλώματος σε ικανοτικό x

Εντατικά μεγέθη		Υπολογισμένο	Μονάδα
Ορθή δύναμη	$N_{Ed}$	-1198,86	kN
Διατμητική δύναμη	$V_{y,Ed}$	-1,86	kN
Διατμητική δύναμη	$V_{z,Ed}$	-14,26	kN
Στρέψη	$T_{Ed}$	-0,02	kNm
Καμπτική ροπή	$M_{y,Ed}$	-19,26	kNm
Καμπτική ροπή	$M_{z,Ed}$	-19,37	kNm

Η διατομή είναι κατηγορίας 1.

#### Έλεγχοι διατομής

Έλεγχος σε θλίψη  $N_{pl,Rd} = 4100,25 \text{ kN} \geq N_{Ed}$

Έλεγχος ροπής κάμψης  $M_y M_{pl,y,Rd} = 513,98 \text{ kNm} \geq M_{y,Ed}$

Έλεγχος ροπής κάμψης  $M_z M_{pl,z,Rd} = 239,28 \text{ kNm} \geq M_{z,Ed}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας  $V_z V_{pl,z,Rd} = 753,37 \text{ kN} \geq V_{z,Ed}$

Έλεγχος έναντι τέμνουσας  $V_y V_{pl,y,Rd} = 1876,36 \geq V_{y,Ed}$

Έλεγχος σε κάμψη και αξονική δύναμη  $M_{N,y,Rd} = 412,22 \text{ kNm}$

$$M_{N,z,Rd} = 237,95 \text{ kNm}$$

Τελικός έλεγχος σε διαξονική κάμψη  $\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \Rightarrow 0,03 \leq 1$

#### Έλεγχοι μέλους

Έλεγχος καμπτικού λυγισμού  $N_{b,Rd} = 3382,43 \text{ kN} \geq N_{Ed}$

Έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού  $M_{cr} = 3839,86 \text{ kNm} > 25 * M_{Ed}$

$$\lambda_{LT} = 0,39$$

Έλεγχος μέλους σε θλίψη και κάμψη

$$k_{yy}=1,05$$

$$k_{yz}=0,59$$

$$k_{zy}=0,56$$

$$k_{zz}=0,89$$

$$\frac{\frac{|N_{Ed}|}{\chi_y * N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{|M_{y,Ed}| + |\Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{|M_{z,Ed}| + |\Delta M_{z,Ed}|}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,42 \leq 1$$

$$\frac{\frac{|N_{Ed}|}{\chi_z * N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{|M_{y,Ed}| + |\Delta M_{y,Ed}|}{\chi_{LT} * \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{|M_{z,Ed}| + |\Delta M_{z,Ed}|}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0,46 \leq 1$$



## 13. Συνδέσεις μελών

Πολύ σημαντικό κομμάτι μια μεταλλικής κατασκευής και ιδιαίτερα απαιτητικό στη μελέτη του, είναι οι συνδέσεις. Τα μέλη θα πρέπει να συνδέονται με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να επιτυγχάνεται στο έπακρο η εκμετάλλευση της αντοχής και της πλαστιμότητάς τους.

Χρησιμοποιούνται πολλά ήδη συνδέσεων όπως περιγράφεται παρακάτω. Συγκεκριμένα τα συγκολλητά κομμάτια έρχονται έτοιμα πάνω στα μέλη τους από το εργοστάσιο και στο εργοτάξιο πραγματοποιούνται μόνο οι κοχλιώσεις.

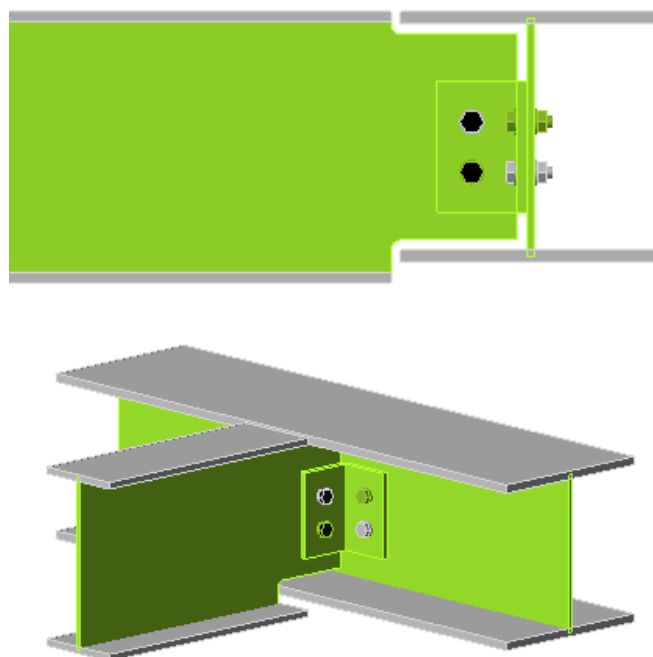
Στη παρούσα διπλωματική εργασία θα δειχθεί ενδεικτικά ένα παράδειγμα από κάθε βασικό είδος σύνδεσης. Οι συνδέσεις αρχικά ελέγχθηκαν στο πρόγραμμα που σχεδιάστηκε ο φορέας, το Scia Engineer αλλά για καλύτερα αποτελέσματα, τελικά σχεδιάστηκαν στο Idea Statica.

### 13.1. Διαδοκίδα-κύρια δοκός

Πρόκειται για σύνδεση τέμνουσας και ελέγχεται για την δυσμενέστερη τέμνουσα που έχει προκύψει από την στατική επίλυση:

$$V_{Ed} = 54 \text{ KN}$$

Πραγματοποιείται με κοχλιωτή σύνδεση των κορμών των δυο διατομών με γωνιακά ελάσματα L80x8 χρησιμοποιώντας κοχλίες M12 ποιότητας 10.9.



Εικόνα 13.1 Σύνδεση διαδοκίδας στην κύρια δοκό

**Έλεγχος αποστάσεων**

$$1,2d_o = 1,2e_1 \leq e_1 \leq 4t + 40$$

$$1,2d_o = 1,2e_2 \leq e_2 \leq 4t + 40$$

$$2,2d_o = 2,2p_1 \leq p_1 \leq \min\{14t; 200\}$$

$$2,4d_o = 2,4p_2 \leq p_2 \leq \min\{14t; 200\}$$

**Έλεγχος κοιλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυνας**

Αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυνας

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 \alpha_b f_u d^* t}{\gamma_{M2}} \geq V_{Ed} \quad (13-1)$$

$$\text{Όπου} \quad \alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} \quad (13-2)$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 * \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 1,4 * \frac{p_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} \quad (13-3)$$

**Έλεγχος κοιλίωσης έναντι τέμνουσας**

Αντοχή κοιλίωσης έναντι τέμνουσας

$$F_{v,Rd} = m * n * \frac{\alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} \geq V_{Ed} \quad (13-4)$$

Όπου  $\alpha_v = 0,6$

**Έλεγχος κομβοελάσματος σε εφελκυσμό**

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοιλιών

Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} f_y}{\gamma_{M0}} \geq V_{Ed} \quad (13-5)$$

**Αποτελέσματα**

Διατομές συνδεδεμένων μελών

Κύρια δοκός : HEA 260

Διαδοκίδα: IPE 270

Γεωμετρικά στοιχεία γωνιακών

Διατομή : L80x8

Ύψος διατομής: 13cm

Δεδομένα κοιλιών

Διάμετρος : 12mm (M12)

Αριθμός γραμμών: 2

Αριθμός στηλών: 1

Απόσταση από άκρο (e1) : 40mm

Απόσταση από άκρο (e2): 30mm



Κάθετη απόσταση μεταξύ κοχλιών (p1): 50 mm

Οριζόντια απόσταση μεταξύ κοχλιών (p2): -

Έλεγχος αποστάσεων

$15,6 \leq e_1=40 \leq 72$  ικανοποιείται

$15,6 \leq e_2=30 \leq 72$  ικανοποιείται

$28,6 \leq p_1=50 \leq 112$  ικανοποιείται

Έλεγχος κοιλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυνας

Αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυνας  $F_{b,Rd} = 136,22 \text{ kN} > V_{Ed}$  επαρκεί

Όπου  $\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_o}; \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = 1$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 * \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 1,4 * \frac{p_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,50$$

Έλεγχος κοιλίωσης έναντι τέμνουσας

Αντοχή κοιλίωσης έναντι τέμνουσας  $F_{v,Rd} = 216,96 \text{ kN} \geq V_{Ed}$  επαρκεί

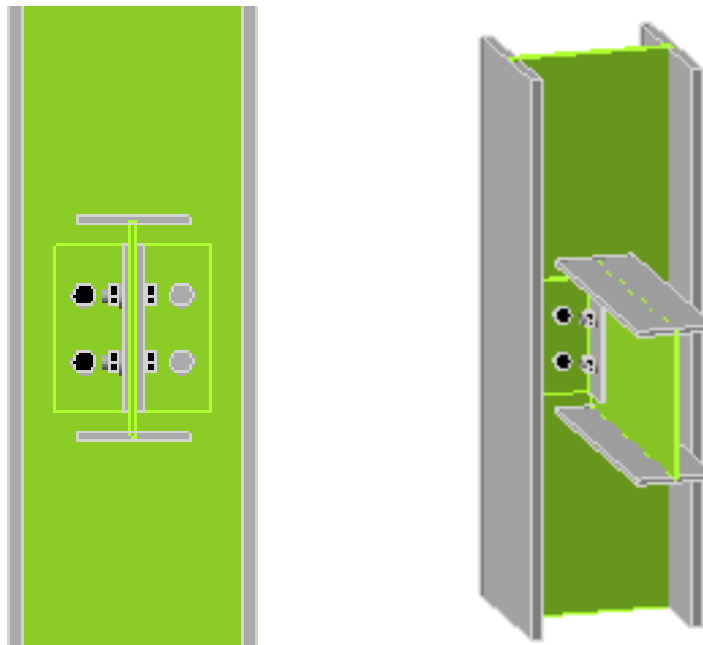
Όπου  $\alpha_v=0,6$  και  $f_{ub}=1000 \text{ N/mm}^2$

### 13.2. Δευτερεύουσα δοκός-υποστύλωμα

Ακολουθώντας τους ίδιους ελέγχους με τη διαδοκίδα, σχεδιάζεται η σύνδεση τέμνουσας της δευτερεύουσας δοκού στον ασθενή άξονα του υποστύλωματος υπό την μέγιστη ένταση:

$$V_{Ed} = 62 \text{ KN}$$

Πραγματοποιείται με κοχλιωτή σύνδεση των κορμών των δυο διατομών με γωνιακά ελάσματα L90x9 χρησιμοποιώντας κοχλίες M12 ποιότητας 10.9.



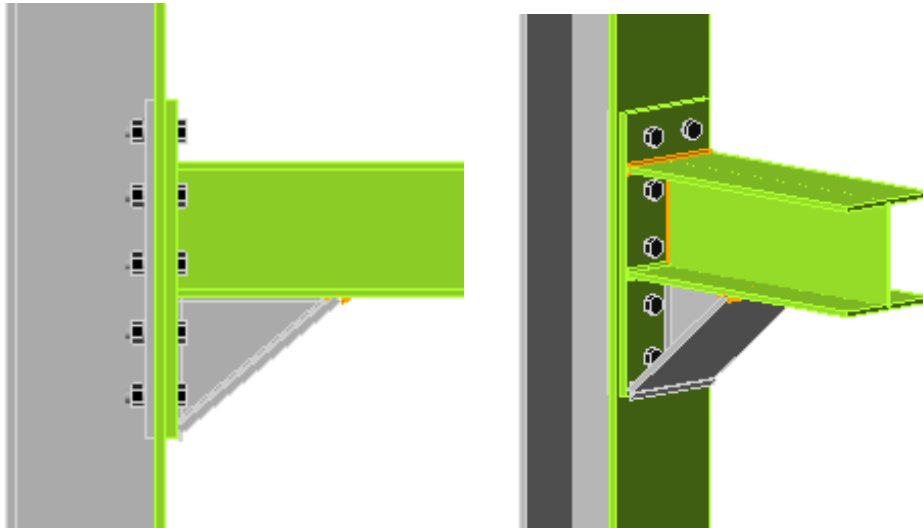
Εικόνα 13.2 Σύνδεση δευτερεύουσας δοκού- υποστύλωματος

### 13.3. Κύρια δοκός-υποστυλώμα

Πρόκειται για μια σύνδεση ροπής καθώς τα μέλη σχηματίζουν τα πλαίσια του κτιρίου. Οι κόμβοι αυτοί σχεδιάζονται με την ικανοτική αντοχή των δοκών η οποία υπολογίζεται ως εξής:

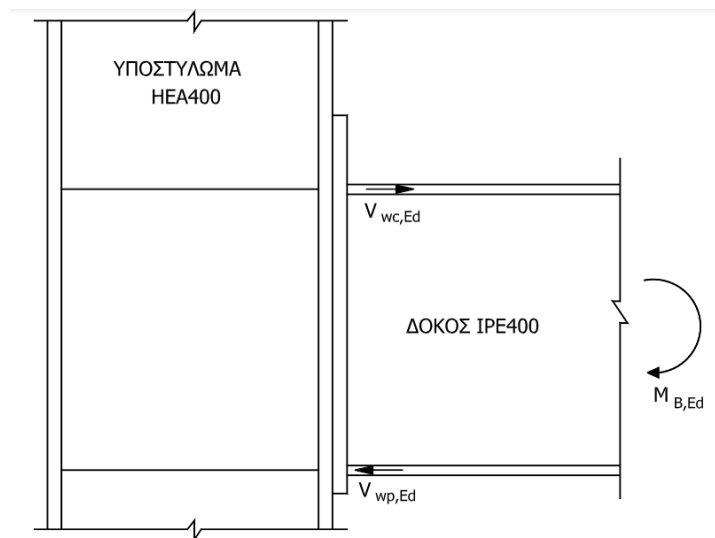
$$M_{Ed} = 1,1 * \gamma_{ov} * M_{pl,Rd} = 1,1 * 1,25 * 253,23 = 348,19$$

Πραγματοποιείται με κοχλιωτή σύνδεση χρησιμοποιώντας κοχλίες M12 ποιότητας 10.9.



Εικόνα 13.3 Σύνδεση κύρια δοκού-υποστυλώματος

#### Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση



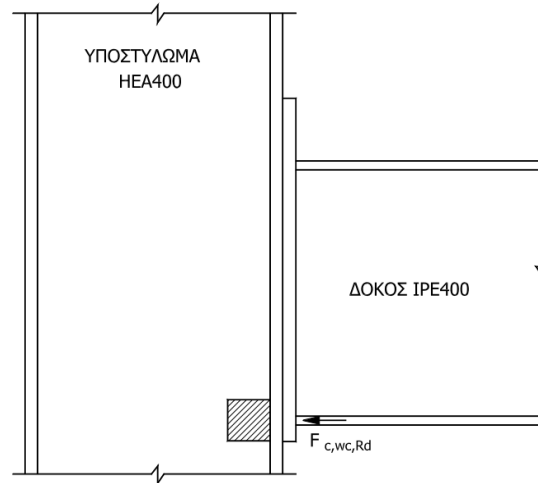
Εικόνα 13.4 Διάτμηση κορμού υποστυλώματος

Σε ένα μονόπλευρο κόμβο η αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9 * A_{vc} * f_{y,wc}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} \quad (13-6)$$

Όπου  $A_{vc}$  η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος από τους πίνακες πρότυπων διατομών  
 $f_{y,wc}$  όριο διαρροής του υποστυλώματος

### Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη



Εικόνα 13.5 Εγκάρσια θλίψη κορμού υποστυλώματος

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσια θλίψη του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega * k_{wc} * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{\omega * k_{wc} * \rho * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (13-7)$$

Όπου  $\omega$  μειωτικός συντελεστής για την αλληλεπίδραση με διάτμηση που εξαρτάται από την παράμετρο μετασχηματισμού  $\beta$

$k_{wc}$  μειωτικός συντελεστής

$\rho$  μειωτικός συντελεστής για το λυγισμό του ελάσματος που εξαρτάται από τη λυγηρότητα του ελάσματος

Ενεργό πλάτος του κορμού του υποστυλώματος υπό θλίψη:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}\alpha_b + 5(t_{fc} + s) + s_p \quad (13-8)$$

Όπου  $t_p$  το πάχος της μετωπικής πλάκας

$t_{fb}$  το πάχος του πέλματος της δοκού

$a_b$  το πάχος της συγκόλλησης

$t_{fc}$  το πάχος του πέλματος του υποστυλώματος

$s_p$  είναι το μήκος που προκύπτει από προβολή  $45^\circ$  μέσω της μετωπικής πλάκας (τουλάχιστον  $t_p$  και μέχρι  $2t_p$ )

$s=r_c$  η ακτίνα καμπυλότητας για υποστυλώμα ελατής διατομής

### Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή $k_{wc}$

Όταν η μέγιστη διαμήκης θλιπτική τάση  $\sigma_{com,Ed}$  λόγω αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής στο υποστυλώμα υπερβαίνει το  $0,7 f_{y,wc}$  στον κορμό (δίπλα στην

ακτίνα συναρμογής για ελατή διατομή ή στη ρίζα της ραφής για συγκολλητή), η επιρροή της στην αντοχή σχεδιασμού του κορμού του υποστυλώματος σε θλίψη πρέπει να λαμβάνεται υπόψη πολλαπλασιάζοντας την τιμή της  $F_{c,wc,Rd}$  με ένα μειωτικό συντελεστή  $k_{wc}$ , ο οποίος ορίζεται ως εξής:

$$\text{όταν } \sigma_{com,Ed} \leq 0,7 f_{y,wc} : k_{wc} = 1$$

$$\text{όταν } \sigma_{com,Ed} > 0,7 f_{y,wc} : k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc}$$

#### Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή $\rho$

Ο μειωτικός συντελεστής  $\rho$  για την κύρτωση του κορμού του υποστυλώματος μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$\text{για } \lambda_p \leq 0,72 \Rightarrow \rho = 1,0$$

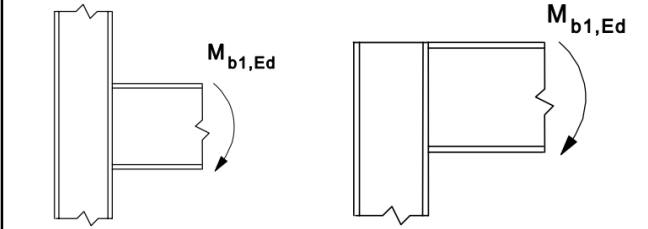
$$\text{για } \lambda_p > 0,72 \Rightarrow \rho = (\lambda_p - 0,2) / \lambda_p^2$$

όπου  $\lambda_p$  είναι η λυγηρότητα του κορμού του υποστυλώματος:

$$\lambda_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} d_{wc} f_{y,wc}}{E t_{wc}^2}} \quad (13-9)$$

#### Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή $\omega$

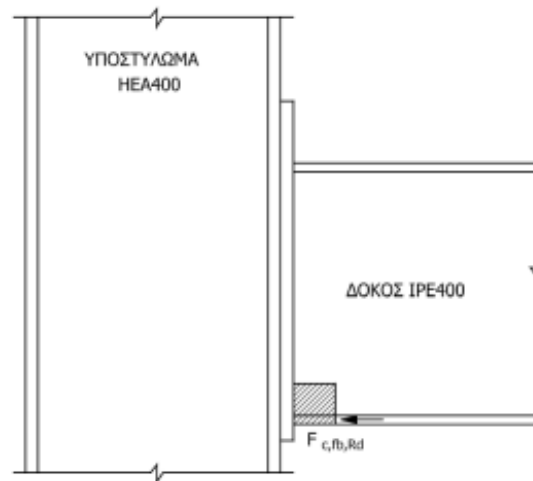
Πίνακας 13.1 Προσεγγιστικές τιμές της παραμέτρου μετασχηματισμού  $\beta$

Τύπος διαμόρφωσης κόμβου	Δράση	Τιμή του $\beta$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$

Πίνακας 13.2 Μειωτικός συντελεστής  $\omega$  για την αλληλεπίδραση με διάτμηση

Παράμετρος μετασχηματισμού $\beta$	Μειωτικός συντελεστής $\omega$
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
$A_{vc}$ : η επιφάνεια διάτμησης του υποστυλώματος, $\beta$ : η παράμετρος μετασχηματισμού	

### Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη



Εικόνα 13.6 Θλίψη κορμού και πέλματος δοκού

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος δοκού και της παρακείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού της δίνεται από το τύπο

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} \quad (13-10)$$

Όπου  $h$  το ύψος της συνδεόμενης δοκού.

$M_{c,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε ροπή της διατομής της δοκού.

$t_{fb}$  το πάχος πέλματος της συνδεόμενης δοκού

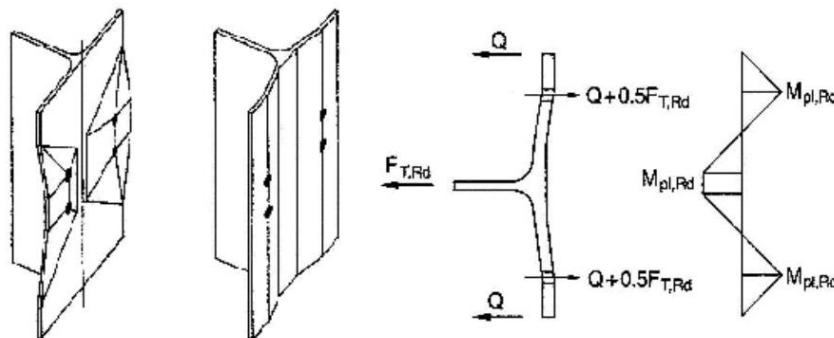
### Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

Έλεγχος βραχέως ταυ του πέλματος του υποστυλώματος

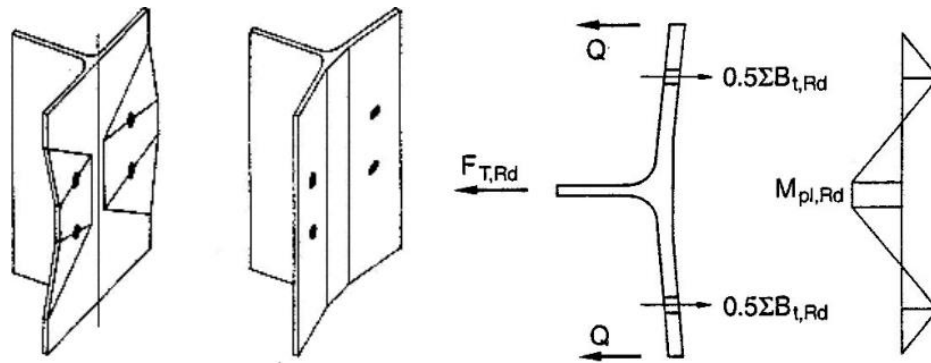
-για κάθε μεμονωμένη σειρά κοχλιών που απαιτείται να παραλάβει εφελκυσμό Π1

-για κάθε ομάδα σειρών κοχλιών που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό Π2

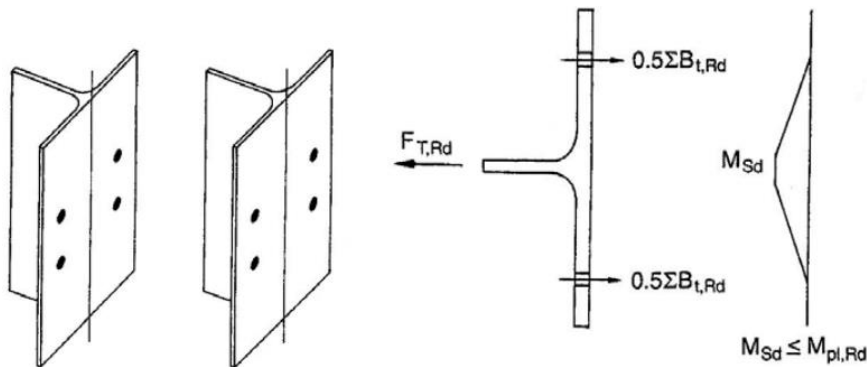
Εξετάζονται τρεις μηχανισμοί αστοχίας. Για κάθε μία από τις περιπτώσεις Π1 και Π2 υπολογίζεται η αντοχή για κάθε μηχανισμό αστοχίας χωριστά και έπειτα η τελική αντοχή του βραχέος ταυ.



Εικόνα 13.7 Μηχανισμός 1: πλήρης διαρροή του πέλματος



Εικόνα 13.8 Μηχανισμός 2: αστοχία κοχλία με διαρροή πέλματος



Εικόνα 13.9 Μηχανισμός 3: αστοχία κοχλία

Πίνακας 13.3 Αντοχή σχεδιασμού ενός πέλματος βραχέος ταυ

<b>Μηχανισμός 1</b> (Πλήρης διαρροή του πέλματος)	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$
<b>Μηχανισμός 2</b> (Αστοχία κοχλία με διαρροή του πέλματος)	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{t,Rd}}{m + n}$
<b>Μηχανισμός 3</b> (Αστοχία κοχλία)	$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$

Όπου

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,1} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} \quad (13-11)$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 * \Sigma l_{eff,2} * t_f^2 * f_y / \gamma_{M0} \quad (13-12)$$

$n = e_{min}$  αλλά  $n \leq 1,25m$

$F_{t,Rd}$  η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κοχλία

$\Sigma F_{t,Rd}$  η συνολική τιμή του  $F_{t,Rd}$  για όλους τους κοχλίες στο βραχύ ταυ

$l_{eff}$  τα ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστυλώματος

Πίνακας 13.4 Ενεργά μήκη μη ενισχυμένου πέλματος υποστρώματος

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Εσωτερική σειρά κοχλιών	$2pm$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Ακραία σειρά κοχλιών	Το μικρότερο από: $2pm$ $pm + 2e_1$	Το μικρότερο από: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Το μικρότερο από: $pm + p$ $2e_1 + p$	Το μικρότερο από: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

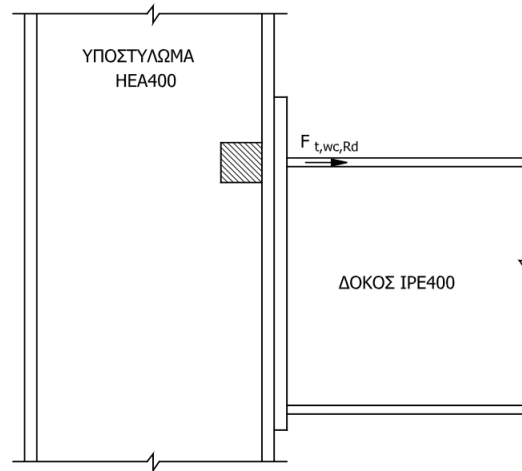
**Μετωπική πλάκα σε κάμψη**

Το προεξέχον τμήμα της μετωπικής πλάκας και το τμήμα μεταξύ των πελμάτων της δοκού προσομοιώνονται ως δύο ξεχωριστά ισοδύναμα βραχέα ταυ.

Πίνακας 13.5 Ενεργά μήκη μετωπικής πλάκας

Θέση σειράς κοχλιών	Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μεμονωμένη		Σειρά κοχλιών θεωρούμενη ως μέλος ομάδας σειρών κοχλιών	
	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$	Κυκλικές μορφές $l_{eff,cp}$	Μη κυκλικές μορφές $l_{eff,nc}$
Σειρά κοχλιών εκτός εφελκυσμένου πέλματος δοκού	Το μικρότερο από: $2pm_x$ $pm_x + w$ $pm_x + 2e$	Το μικρότερο από: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Πρώτη σειρά κοχλιών κάτω από το εφελκυσμένο πέγμα της δοκού	$2pm$	$am$	$pm + p$	$0,5p + am - (2m + 0,625e)$
Άλλη εσωτερική σειρά κοχλιών	$2pm$	$4m + 1,25e$	$2p$	$p$
Άλλη ακραία σειρά κοχλιών	$2pm$	$4m + 1,25e$	$pm + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Μηχανισμός 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ αλλά $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc}$ αλλά $\Sigma l_{eff,1} \leq \Sigma l_{eff,cp}$	
Μηχανισμός 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\Sigma l_{eff,2} = \Sigma l_{eff,nc}$	

**Κορμός υποστρώματος σε εφελκυσμό**



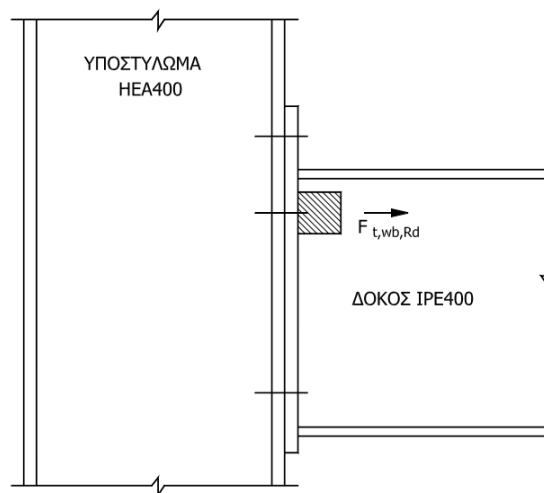
Εικόνα 13.10 Εγκάρσιος εφελκυσμός κορμού υποστυλώματος

Η αντοχή σχεδιασμού σε εγκάρσιο εφελκυσμό του μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος προσδιορίζεται από τη σχέση

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (13-13)$$

Για μία κοχλιωτή σύνδεση το ενεργό πλάτος  $b_{eff,t,wc}$  του κορμού του υποστυλώματος σε εφελκυσμό πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το ενεργό μήκος ενός ισοδύναμου βραχέος ταυ που αντιστοιχεί στο πέλαμα του υποστυλώματος.

### Κορμός δοκού σε εφελκυσμό



Εικόνα 13.11 Εφελκυσμός κορμού δοκού

Σε μία κοχλιωτή σύνδεση με μετωπική πλάκα, η αντοχή σχεδιασμού σε εφελκυσμό του κορμού της δοκού πρέπει να υπολογίζεται από τη σχέση

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (13-14)$$



**Αποτελέσματα**Συνδεόμενα Μέλη

Υποστύλωμα : HEB 300

Κύρια δοκός : HEA 260

Γεωμετρικά δεδομένα ελασμάτων

Μετωπικό έλασμα: 490\*270\*20 mm

Επιφάνεια ενίσχυσης: 200\*140mm

Πάχος κορμού ενισχύσεων: 14mm

Πάχος πελμάτων ενισχύσεων: 16mm

Διάταξη κοχλιών

Απόσταση πρώτης σειράς κοχλιών από άνω ίνα ελάσματος: 60 mm

Απόσταση 1<sup>η</sup> με 2<sup>η</sup> σειρά : 120 mmΑπόσταση 2<sup>η</sup> με 3<sup>η</sup> σειρά: 130mm

Οριζόντια απόσταση κοχλιών από ίνα ελάσματος : 70 mm

Οριζόντια απόσταση μεταξύ κοχλιών: 120 mm

Κορμός υποστυλώματος σε διάτμηση

$$V_{wp,Rd} = 676,6 \text{ kN}$$

Κορμός υποστυλώματος σε εγκάρσια θλίψη

$$F_{c,wc,Rd} = 962,92 \text{ kN}$$

$$b_{eff,c,wc} = 34,6 \text{ cm}$$

Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή  $k_{wc}$ όταν  $\sigma_{com,Ed} \leq 0,7 f_{y,wc}$ :  $k_{wc} = 1$ όταν  $\sigma_{com,Ed} > 0,7 f_{y,wc}$ :  $k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc}$ Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή  $\rho$ 

$$\lambda_p = 0.822 > 0.72$$

Άρα  $\rho = 0,92$ Υπολογισμός μειωτικού συντελεστή  $\omega$ 

Η σύνδεση που εξετάζεται ανήκει σε κόμβο στον οποίο συντρέχουν δύο δοκοί ίδιας διατομής ( $M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$ ). Συνεπώς, προκύπτει  $\beta=0$  (πίνακας 6.4) και από το πίνακα 6.5,  $\omega=1$ .

Πέλμα και κορμός δοκού σε θλίψη

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = 51.397,5 \text{ kNm}$$

$$F_{c,fb,Rd} = 2164,1 \text{ kN}$$

Πέλμα υποστυλώματος σε κάμψη

$$1^{\text{η}} \text{ Σειρά κοχλιών} \quad M_{pl,1,Rd} = 519.52 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

Μηχανισμός 1:  $F_{t1,Rd} = 392,83 \text{ kN}$ Μηχανισμός 2:  $F_{t2,Rd} = 332,83 \text{ kN}$

$$\text{Μηχανισμός 3: } F_{t3,Rd} = 508,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min\{F_{t1,Rd}; F_{t2,Rd}; F_{t3,Rd}\} = 332,83 \text{ kN}$$

2<sup>η</sup> Σειρά κοχλιών

$$M_{pl,1,Rd} = 451,95 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$\text{Μηχανισμός 1: } F_{t1,Rd} = 549,48 \text{ kN}$$

$$\text{Μηχανισμός 2: } F_{t2,Rd} = 430,87 \text{ kN}$$

$$\text{Μηχανισμός 3: } F_{t3,Rd} = 508,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min\{F_{t1,Rd}; F_{t2,Rd}; F_{t3,Rd}\} = 430,87 \text{ kN}$$

1<sup>η</sup> & 2<sup>η</sup> Σειρά κοχλιών

$$M_{pl,1,Rd} = 608,06 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$\text{Μηχανισμός 1: } F_{t1,Rd} = 739,28 \text{ kN}$$

$$\text{Μηχανισμός 2: } F_{t2,Rd} = 729,07 \text{ kN}$$

$$\text{Μηχανισμός 3: } F_{t3,Rd} = 1016,8 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min\{F_{t1,Rd}; F_{t2,Rd}; F_{t3,Rd}\} = 729,07 \text{ kN}$$

Μετωπική πλάκα σε κάμψη

1<sup>η</sup> Σειρά κοχλιών

$$M_{pl,1,Rd} = 440,00 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$\text{Μηχανισμός 1: } F_{t1,Rd} = 391,1 \text{ kN}$$

$$\text{Μηχανισμός 2: } F_{t2,Rd} = 351,98 \text{ kN}$$

$$\text{Μηχανισμός 3: } F_{t3,Rd} = 508,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min\{F_{t1,Rd}; F_{t2,Rd}; F_{t3,Rd}\} = 351,98 \text{ kN}$$

2<sup>η</sup> Σειρά κοχλιών

$$M_{pl,1,Rd} = 903,65 \text{ kNcm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd}$$

$$\text{Μηχανισμός 1: } F_{t1,Rd} = 691,12 \text{ kN}$$

$$\text{Μηχανισμός 2: } F_{t2,Rd} = 438,76 \text{ kN}$$

$$\text{Μηχανισμός 3: } F_{t3,Rd} = 508,4 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \min\{F_{t1,Rd}; F_{t2,Rd}; F_{t3,Rd}\} = 438,76 \text{ kN}$$

Η 1<sup>η</sup> και η 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών δεν μπορούν να λειτουργήσουν σαν ομάδα κοχλιών για τη μετωπική πλάκα

Κορμός υποστυλώματος σε εφελκυσμό

$$1^{\text{η}} \text{ Σειρά κοχλιών } F_{t,wc,Rd} = 632,22 \text{ kN}$$

$$2^{\text{η}} \text{ Σειρά κοχλιών } F_{t,wc,Rd} = 685,77 \text{ kN}$$

$$1^{\text{η}} \& 2^{\text{η}} \text{ Σειρά κοχλιών } F_{t,wc,Rd} = 702,77 \text{ kN}$$

Κορμός δοκού σε εφελκυσμό

$$F_{t,wb,Rd} = 729,88 \text{ kN}$$

Ροπή Αντοχής του κόμβου

$$M_{j,Rd} = F_{1,Rd} \cdot z_1 + F_{2,Rd} \cdot z_2 = 352,3 \text{ kNm} > M_{ed} = 340,2 \text{ kNm}$$

Έλεγχος επάρκειας συγκόλλησης

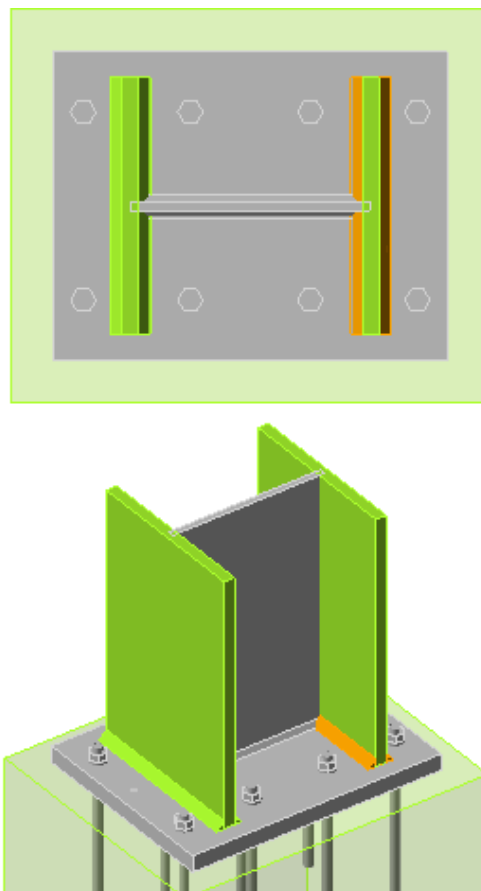
$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} \text{ επαρκεί}$$

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 378,8 \text{ MPa}$$

$$\text{και } 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 172,9 \text{ MPa}$$

**13.4. Έδραση υποστυλώματος**

Η σύνδεση του μεταλλικού υποστυλώματος υλοποιείται με μία μετωπική πλάκα, η οποία συγκολλάται στην πλάκα του υπογείου και αγκυρώνεται με αγκύρια τα οποία επεκτείνονται μέσα στη διατομή του υποστυλώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η φόρτιση που λαμβάνεται υπόψιν είναι διαξονική με καμπτικές ροπές και τέμνουσες και στις δύο διευθύνσεις, υπό θλιπτική αξονική δύναμη. Χρησιμοποιούνται ενισχυτικά ελάσματα, τόσο περί τον ασθηνή, όσο και ισχυρό άξονα του υποστυλώματος, ώστε να αυξηθεί η φέρουσα ικανότητα της σύνδεσης.



Εικόνα 13.12 Έδραση υποστυλώματος

Στοιχεία σύνδεσης

Υποστύλωμα: HEB 300

Μετωπική πλάκα : 500\*460\*20

Ενισχυτικά ελάσματα: 120\*80\*18

Δεδομένα αγκυρίων

Διάμετρος : M24

Ποιότητα: 10.9

Κατακόρυφη απόσταση από ίνα ελάσματος (e1): 70 mm

Οριζόνια απόσταση από ίνα ελάσματος (e2) : 80mm

Απόσταση 1<sup>η</sup> με 2<sup>η</sup> σειρά κοχλιών: 90mmΑπόσταση 2<sup>η</sup> με 3<sup>η</sup> σειρά κοχλιών: 180mm

Οριζόντια απόσταση μεταξύ κοχλιών : 200 mm

**Αντοχή σκυροδέματος σε θλίψη**

Σύμφωνα με τον EN 1993-1-8 παράγραφος 6.2.5

$$F_{jd} = \frac{a_{cc} \cdot \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 35,9 \text{ MPa} > \sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 23,4 \text{ MPa} \quad (13-15)$$

**Αντοχή αγκυρίων σε εφελκυσμό**

$$F_{t,Rd} = m \cdot \frac{k_2 \cdot f_u \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 2033,61 \text{ kN} > N_{ed} = 1892,1 \text{ kN} \quad (13-16)$$

**Αντοχή της πλάκας έδρασης σε κάμψη**

Η αντοχή σχεδιασμού και ο μηχανισμός αστοχίας μετωπικής πλάκας σε κάμψη, σε συνδυασμό με τους κοχλίες σε εφελκυσμό, υπολογίζεται με βάση ένα ισοδύναμο βραχύ ταυ για κάθε μεμονωμένη σειρά αγκυρίων καθώς και για κάθε ομάδα αγκυρίων που απαιτείται να παραλάβουν εφελκυσμό.

**Αντοχή συγκολλήσεων**

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} \text{ επαρκεί} \quad (13-17)$$

$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 426,9 \text{ MPa} \quad (13-18)$$

$$0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 176,4 \text{ MPa} \quad (13-19)$$

**Αντοχή πέλματος και κορμού υποστυλώματος σε θλίψη**

Η αντοχή σχεδιασμού σε θλίψη ενός πέλματος στύλου και της παρεκείμενης θλιβόμενης ζώνης του κορμού του δίνεται από τον τύπο:

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} \quad (13-20)$$

### Αντοχή κορμού υποστυλώματος σε εφελκυσμό

Η αντοχή σχεδιασμού ενός μη ενισχυμένου κορμού υποστυλώματος σε εγκάρσιο εφελκυσμό προσδιορίζεται από τη σχέση:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega * b_{eff,t,wc} * t_{wc} * f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (13-21)$$

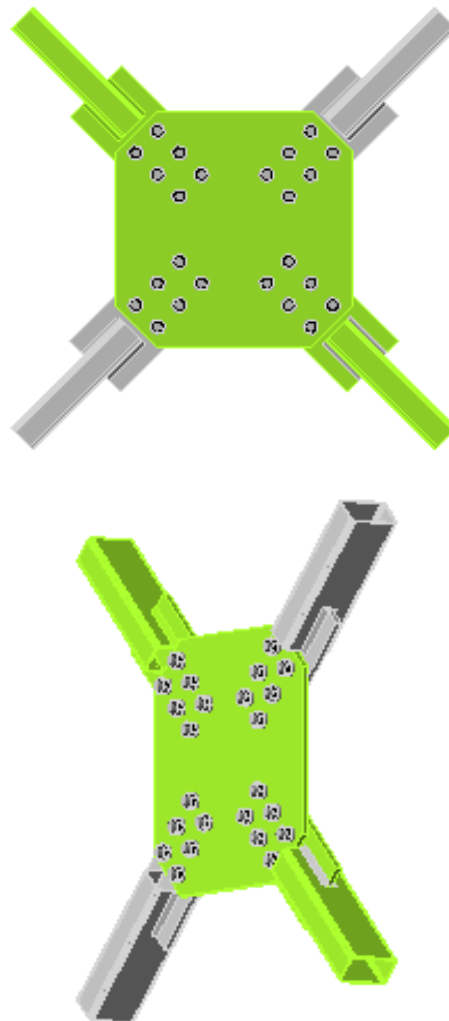
Η διαδικασία υπολογισμού των δυο παραπάνω μεγεθών έχει αναλυθεί στη σύνδεση κύριας δοκού-υποστυλώματος.

### 13.5. Διασύνδεσμος χιαστί συνδέσεων δυσκαμψίας

Οι κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας ενώνονται στο μέσο τους σε ένα κοινό έλασμα. Κάθε διαγώνιος ελέγχεται για :

$$N_{Ed} = N_{pl,Rd} = 300 \text{ kN}$$

Οι συνδέσεις πραγματοποιούνται με προεντεταμένους κοχλίες διαμέτρου M16 ποιότητας 10.9 και είναι τύπου C, δηλαδή ανθεκτικές έναντι ολίσθησης στην Ο.Κ.Α.



Εικόνα 13.13 Διασύνδεσμος χιαστί συνδέσεων δυσκαμψίας

**Έλεγχος αποστάσεων**

$$1,2d_o = 1,2e_1 \leq e_1 \leq 4t + 40$$

$$1,2d_o = 1,2e_2 \leq e_2 \leq 4t + 40$$

$$2,2d_o = 2,2p_1 \leq p_1 \leq \min\{14t; 200\}$$

$$2,4d_o = 2,4p_2 \leq p_2 \leq \min\{14t; 200\}$$

**Έλεγχος κοιλίωσης έναντι ολίσθησης**

Δύναμη προέκτασης

$$F_{p,C} = 0,7 * f_{ub} * A_s \quad (13-22)$$

Αντοχή έναντι ολίσθησης

$$F_{s,Rd} = m \frac{k_s * n * \mu}{\gamma_{M3}} F_{p,C} \geq N_{Ed} \quad (13-23)$$

όπου m ο αριθμός των κοιλιών

$k_s = 1,0$  για κανονικές οπές

n οι επιφάνειες τριβής

$\mu = 0,5$  ο συντελεστής τριβής για μεταλλικές επιφάνειες προετοιμασμένες αμμοβολή (Κατ. Α)

**Έλεγχος κοιλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυνας**

Αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυνας

$$F_{b,Rd} = m \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} \geq N_{Ed} \quad (13-24)$$

Όπου

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 * d_o}; \frac{p_1}{3 * d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} \quad (13-25)$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 * \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 1,4 * \frac{p_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} \quad (13-26)$$

**Έλεγχος κοιλίωσης έναντι τέμνουσας**

Εφόσον η σύνδεση είναι τύπου C δεν απαιτείται ο έλεγχος της κοιλίωσης έναντι τέμνουσας. Παρόλα αυτά, επειδή η σύνδεση βρίσκεται σε ζώνη απορρόφησης ενέργειας απαιτείται ο ικανοτικός σχεδιασμός της έτσι ώστε η αντοχή έναντι τέμνουσας να ξεπερνά την αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυνας κατά τουλάχιστον 20%. Λαμβάνονται κοιλίες των οποίων το σπείρωμα διέρχεται από τις επιφάνειες διάτμησης.

Αντοχή κοιλίωσης έναντι τέμνουσας

$$F_{v,Rd} = m * n * \frac{\alpha_v * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} \geq F_{b,Rd} \quad (13-27)$$

Όπου  $\alpha_v = 0,5$

**Έλεγχος κομβοελάσματος σε εφελκυσμό**

Ελέγχεται η επιφάνεια αστοχίας η οποία διέρχεται από τις οπές των κοχλιών  
Αντοχή ελάσματος σε εφελκυσμό

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \geq N_{Ed} \quad (13-28)$$

**Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης**

Αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση

$$f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (13-29)$$

Όπου  $\beta_w = 0,85$  για χάλυβες S275

Αντοχή εξωραφής

$$F_{w,Rd} = n \cdot l \cdot a \cdot f_{vw,d} > N_{Ed} \quad (13-30)$$

Όπου  $n$  ο αριθμός συγκολλήσεων

$l$  το ενεργό μήκος συγκόλλησης

$a$  το πάχος συγκόλλησης

**Αποτελέσματα**

Διατομές συνδεδεμένων μελών

Χιαστί σύνδεσμος : RHS 100/60/3.6

Γεωμετρικά στοιχεία ελασμάτων

Έλασμα κεντρικό: 2 όμοια 230x230x12

Ελάσματα κατακόρυφων συνδέσμων : 140\*240\*12 (συνδέονται συγκολλητά με εξωραφές  $\pm 6$  1 σε κάθε διατομή στα 100mm)

Δεδομένα κοχλιών

Διάμετρος : 20mm (M20)

Αριθμός γραμμών: 2

Αριθμός στηλών: 2

Απόσταση από άκρο ( $e_1$ ) : 40mm

Απόσταση από άκρο ( $e_2$ ): 40mm

Κάθετη απόσταση μεταξύ κοχλιών ( $p_1$ ): 60mm

Οριζόντια απόσταση μεταξύ κοχλιών ( $p_2$ ): 60mm

Έλεγχος αποστάσεων

$21,6 \leq e_1 = 40 \leq 88$  ικανοποιείται

$21,6 \leq e_2 = 40 \leq 88$  ικανοποιείται

$39,6 \leq p_1 = 60 \leq 168$  ικανοποιείται

$43,2 \leq p_2 = 60 \leq 168$  ικανοποιείται

Έλεγχος κοχλίωσης έναντι ολίσθησης

Δύναμη προέντασης  $F_{p,C} = 109,9$  kN

Αντοχή έναντι ολίσθησης  $F_{s,Rd} = 527,52 \text{ kN} > N_{Ed}$  επαρκεί

Έλεγχος κοιλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυνας

Αντοχή έναντι σύνθλιψης άντυνας  $F_{b,Rd} = 414,27 \text{ kN} > N_{Ed}$  επαρκεί

$$\text{Όπου } \alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_o}; \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = 0,74$$

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} = 1,41$$

Έλεγχος κοιλίωσης έναντι τέμνουσας

Αντοχή κοιλίωσης έναντι τέμνουσας  $F_{v,Rd} = 753,6 \text{ kN} > 1,2 \cdot F_{b,Rd}$

Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης

Αντοχή σχεδιασμού σε διάτμηση  $f_{vw,d} = 233657 \text{ kPa}$

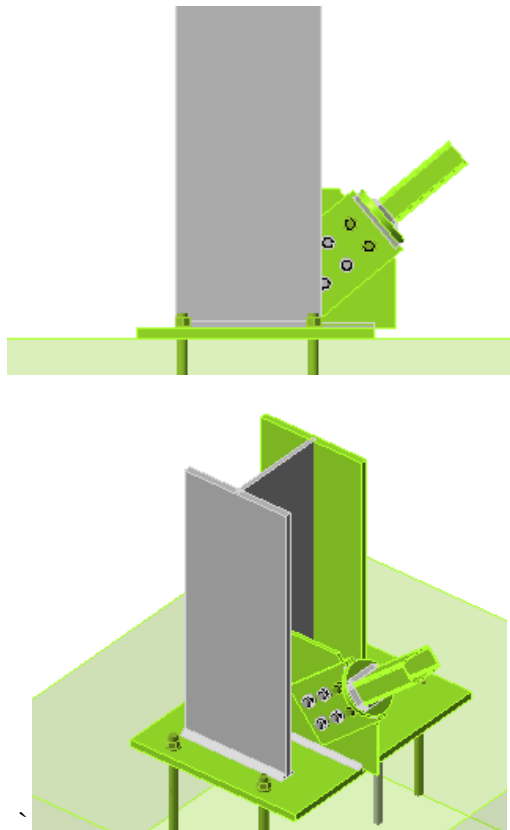
Αντοχή εξωραφής  $F_{w,Rd} = 560,77 \text{ kN} > N_{Ed}$

### 13.6. Χιαστί σύνδεσμος-υποστύλωμα

Η σύνδεση του χιαστί πρέπει να ελεγχθεί με την ικανοτική αντοχή της διαγωνίου, η οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot N_{pl} = 1,1 \cdot 1,25 \cdot 299,75 = 412,16 \text{ kN}$$

Οι συνδέσεις πραγματοποιούνται με προεντεταμένους κοιλίες διαμέτρου M16 ποιότητας 10.9 και είναι τύπου C, δηλαδή ανθεκτικές έναντι ολίσθησης στην Ο.Κ.Α.



Εικόνα 13.14 Σύνδεση χιαστί συνδέσμου-υποστυλώματος

Επιλύεται με τις εξισώσεις της σύνδεσης του διασύνδεσμου.



**Αποτελέσματα**Διατομές συνδεδεμένων μελών

Υποστύλωμα : HEB 300

Χιαστί σύνδεσμος : RHS 100/60/3.6

Γεωμετρικά στοιχεία ελασμάτων

Έλασμα υποστυλώματος: 290x300x10 (συνδέεται συγκολλητά στο κορμό του υποστυλώματος και στο αντίστοιχο έλασμα έδρασης του)

Ελάσματα κατακόρυφου συνδέσμου : 220\*160\*10 (συνδέονται με κοχλίες εκατέρωθεν των δυο πλευρών του εσωτερικού ελάσματος)

Δεδομένα κοχλιών

Διάμετρος : 16mm (M16)

Αριθμός γραμμών: 3

Αριθμός στηλών: 2

Απόσταση από άκρο (e1) : 50mm

Απόσταση από άκρο (e2): 50mm

Κάθετη απόσταση μεταξύ κοχλιών (p1): 60mm

Οριζόντια απόσταση μεταξύ κοχλιών (p2): 60mm

Έλεγχος αποστάσεων

21.6 ≤ e1=50 ≤ 80 ικανοποιείται

21.6 ≤ e2=50 ≤ 80 ικανοποιείται

39.6 ≤ p1=60 ≤ 140 ικανοποιείται

43.2 ≤ p2=60 ≤ 140 ικανοποιείται

Έλεγχος κοιλίωσης έναντι ολίσθησηςΔύναμη προέντασης  $F_{p,C} = 109,9 \text{ kN}$ Αντοχή έναντι ολίσθησης  $F_{s,Rd} = 527,52 \text{ kN} > N_{Ed}$  επαρκείΈλεγχος κοιλίωσης έναντι σύνθλιψης άντυγαςΑντοχή έναντι σύνθλιψης άντυγας  $F_{b,Rd} = 622,46 \text{ kN} > N_{Ed}$  επαρκείΌπου  $\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_o}; \frac{p_1}{3 \cdot d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = 0,86$ 

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 * \frac{e_2}{d_o} - 1,7; 1,4 * \frac{p_2}{d_o} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,18$$

Έλεγχος κοιλίωσης έναντι τέμνουσαςΑντοχή κοιλίωσης έναντι τέμνουσας  $F_{v,Rd} = 753,6 \text{ kN} > 1,2 * F_{b,Rd}$ Έλεγχος κομβοελάσματος σε εφέλκυσμόΑντοχή ελάσματος σε εφέλκυσμό  $N_{net,Rd} = 682 \text{ kN}$  επαρκεί

Για διπλό κομβοέλασμα

Έλεγχος αντοχής συγκόλλησης

$$\frac{f_u}{\beta_w \gamma_M} = 404,7 \text{ MPa}$$

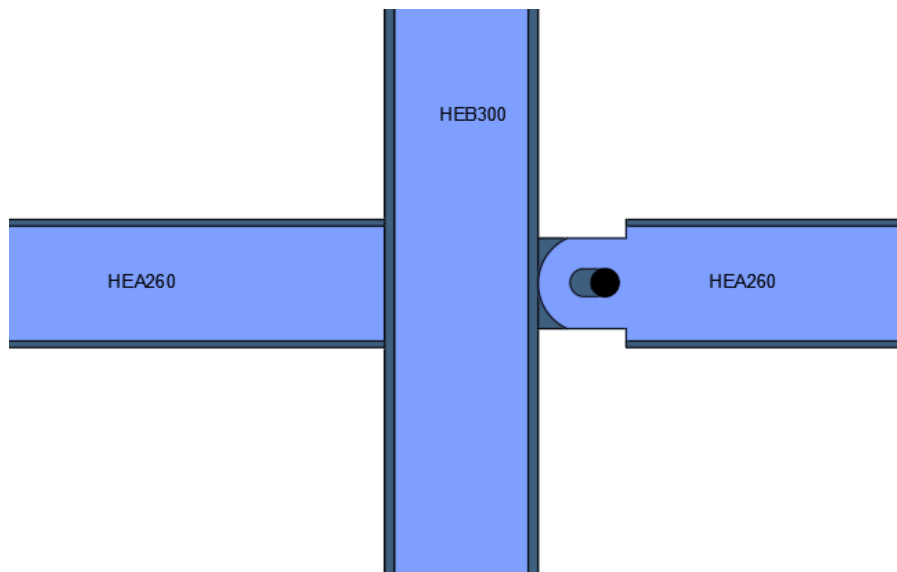
$$\sigma_{w,Ed} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} = 262 \text{ MPa}$$

$$f_{vw,d} \geq \sigma_{w,Ed} \text{ επαρκεί}$$

$$\text{και } 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 210,6 \text{ MPa}$$

### 13.7. Λεπτομέρεια σύνδεσης δοκού γεφύρωσης των δυο κτιρίων

Για την υλοποίηση της κύλισης κατά x και κατά y στο υποστύλωμα του αριστερού κτιρίου συγκολλάται έλασμα στο οποίο περνά πείρος. Σε αυτόν κρεμάται η δοκός του δώματος γεφύρωσης η οποία λόγω της επιμήκους οπής, επιτρέπει στα κτίρια να απομακρυνθούν ή να έρθουν κοντά στο σεισμό. Επιπλέον το ελεύθερο μήκος του πείρου επιτρέπει και την ανεξάρτητη κίνηση το κτιρίων κατά y.



Εικόνα 13.15 Σχηματική απεικόνιση της κύλισης

## Συμπεράσματα

Μέσω της εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας, δημιουργήθηκαν ανησυχίες και προκλήσεις που θα μπορούσε να αντιμετωπίσει ένας επαγγελματίας πολιτικός μηχανικός στο σχεδιασμό ενός πραγματικού έργου. Έτσι δόθηκε η ευκαιρία τόσο για εμβάθυνση στα ήδη διδαχθέντα μαθήματα στις σχολές, όσο και για περαιτέρω αναζήτηση λύσεων σε υλικά και σε μεθόδους με τα οποία ένας φοιτητής δεν είναι εξοικειωμένος. Συγκεκριμένα:

- Οι αρχιτεκτονικές απαιτήσεις και η αισθητική αποτελούν ένα μεγάλο περιορισμό στο σχεδιασμό, αναγκάζοντας το μηχανικό να μη εφαρμόσει την προφανή και ενδεχομένως εύκολη πρώτη λύση, αλλά να μελετήσει άλλα πιθανές δυνατότητες για τη βελτιστοποίηση του αποτελέσματος.

- Τα δομικά στοιχεία διαστασιολογούνται με βάση τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίων ο οποίος διαφοροποιείται ανάλογα με την λειτουργία του κάθε δομικού στοιχείου του κτιρίου. Άλλοτε είναι κρίσιμοι οι συνδυασμοί στη λειτουργικότητα και άλλοτε στην αστοχία.

- Πολλές φορές η επιλογή διατομών στα μεταλλικά γίνεται επαναληπτικά καθώς υπάρχει επιρροή μεταξύ των μελών ακόμα και στη φάση που το κτίριο έχει ολοκληρωθεί και σχεδιάζονται οι συνδέσεις. Οπότε η ανάλυση μετατρέπεται σε μία κυκλική διαδικασία βελτιστοποίησης.

- Όσον αφορά τις σύμμικτες κατασκευές, είναι πιο ευέλικτες σε θέματα παραμορφώσεων από τις αντίστοιχες από οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά η τοποθέτηση συνδέσμων δυσκαμψίας και η συνεργασία ενός πυρήνα σκυροδέματος είναι καθοριστικής σημασίας για τη δυσκαμψία του κτιρίου.

- Για την οικονομικότητα και την ταχύτητα της κατασκευής ο μηχανικός πρέπει να εκμεταλλευτεί το πλεονέκτημα των σύμμικτων κατασκευών να μην απαιτούν ξυλότυπο, και μέσω κατάλληλων και όχι πολύ μεγάλων ανοιγμάτων να μην απαιτείται ούτε προσωρινή υποστήλωση.

- Οι ιδιότητες του γυαλιού ως δομικό υλικό χρήζουν περισσότερης έρευνας.

- Το ελαφροσκυρόδεμα είναι ένα υλικό εξαιρετικής συμπεριφοράς που θα μπορούσε να χρησιμοποιείται στην Ελλάδα λόγω της παραγωγής ελαφροαδρανών και για το λόγο αυτό θα έπρεπε να ενθαρρύνεται η μελέτη του και η ένταξή του με περισσότερες λεπτομέρειες στους κανονισμούς. Προτείνεται ότι ένα ενδιαφέρον θέμα εργασίας θα ήταν η μελέτη κτιρίων με σύμμικτες πλάκες από ελαφροσκυρόδεμα μιας και η συμπεριφορά του υλικού αυτού δεν έχει μελετηθεί σε σύμμικτη λειτουργία.

- Τα προγράμματα για πολιτικούς μηχανικούς όπως το Scia Engineer, είναι απαραίτητα πλέον για την ταχύτητα και την ευκολία που παρέχουν ωστόσο ποτέ δεν παρέχουν αξιόπιστα αποτελέσματα χωρίς την κρίση και τη γνώση του μηχανικού.



## Βιβλιογραφία

- [1] Νίκος Μαλακάτας, Κώστας Τρέζος, «Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων», Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος, Αθήνα 2011
- [2] Ψυχάρης Ι., «Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας», Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα 2016
- [3] Μιχάλης Φαρδής, Βασίλης Κόλιας, Τηλέμαχος Παναγιωτάκος, Ειρήνη Κανιτάκη, Σημειώσεις Ευρωπαϊκό Πρότυπο EN 1998-1:2004- Ευρωκώδικας 8 «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια»
- [4] Ψυχάρης Ι., «Βασικές διατάξεις Ευρωκώδικα 8», Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα 2014
- [5] Νικόλαος Δ. Κάκαβος, Αγγελική Π. Δεληγά, Ευάγγελος Αθ. Λιακατής, «Γυαλί ως δομικό υλικό»
- [6] Αλέξανδρος Τόλης, «Το γυαλί ως δομικό υλικό»,
- [7] ΤΟΤΕΕ υαλοπινάκων ασφαλείας
- [8] Σοφία Κορλού, «Βασικές αρχές μηχανικής συμπεριφοράς και παραδείγματα εφαρμογής δομικών στοιχείων από γυαλί και αλουμίνιο», Αθήνα, Οκτώβριος 2017
- [9] Ιωάννης Κ. Βάγιας, «Σύμμικτες κατασκευές από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- [10] Ιωάννης Κ. Βάγιας, «Σιδηρές κατασκευές- Ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- [11] Ι. Βάγιας, Χ. Γαντές, Ι. Ερμόπουλος, Γ. Ιωαννίδης, «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος
- [12] EN-1991-1-1, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-1: Γενικές δράσεις-Πυκνότητες, ίδιον βάρος, επιβαλλόμενα φορτία σε κτίρια, CEN, Απρίλιος 2002
- [13] EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-3:Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού , CEN, Ιούλιος 2003
- [14] EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, «Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές», Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005
- [15] EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Μάιος 2005
- [16] EN-1993-1-8, Ευρωκώδικας 3, «Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα», Μέρος 1-8: Σχεδιασμός κόμβων, CEN,
- [17] EN-1998-1, Ευρωκώδικας 8, «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών», Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια, CEN,
- [18] Στρογγύλης Ιωάννης, Τουρλούκης Απόστολος, «Επίδραση του ποσοστού κισσηρης στα μηχανικά χαρακτηριστικά του δομικού κισσηροδεματος»



## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α**





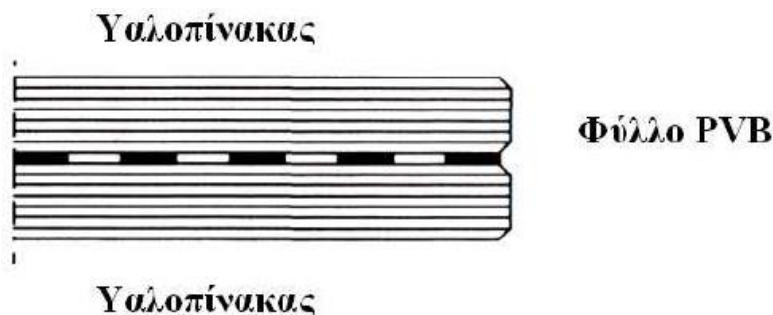
## Υαλοπίνακας Triplex

Το κοινό γυαλί που χρησιμοποιείται στις κατασκευές μπορεί είναι ανοπτημένο (annealed glass). Το ανοπτημένο γυαλί υπόκειται σε μία διαδικασία αποβολής των εσωτερικών τάσεων που αναπτύσσονται μέσα στη κρυσταλλική δομή του γυαλιού πριν την κοπή και την λοιπή επεξεργασία του. Η αντοχή του σε μόνιμη τάση υποβαθμίζεται με τον χρόνο λόγω της χημικής διάβρωσης στις μικρορωγμές του και είναι ευαίσθητο σε θερμικό σοκ.

Για το γυαλί με επαναφορά (tempered glass), αφού έχει ολοκληρωθεί η προβλεπόμενη επεξεργασία (κοπή, γυάλισμα, διάνοιξη οπών κτλ), στο ανοπτημένο γυαλί, γίνεται επαναφορά με επαναθέρμανση του στους 650°C και ταχεία ψύξη της επιφάνειας του με προσεκτικά ελεγχόμενο τρόπο. Αυτή η διαδικασία προεντείνει την εξωτερική επιφάνεια αυξάνοντας με τον τρόπο αυτό την αντοχή του γυαλιού σε εφελκυσμό. Παράγονται έτσι οι ποιότητες του σκληρυμένου γυαλιού (Toughened glass) και του θερμικώς ενισχυμένου γυαλιού (Heat strengthened glass).

Το θερμικώς ενισχυμένο γυαλί ψύχεται πιο αργά από το σκληρυμένο και έτσι οι τιμές της παραμένουσας παραμόρφωσης έχουν μικρότερη τιμή και επομένως έχει μικρότερη καμπτική αντοχή (παραμένουσα επιφανειακή τάση ανάμεσα στα 40-50MPa). Για τον ίδιο λόγο, το θερμικώς ενισχυμένο γυαλί σπάει σε μεγαλύτερα κομμάτια ενώ το σκληρυμένο σπάει σε πολύ μικρά ώστε να αποφεύγονται τραυματισμοί. Έτσι όταν χρησιμοποιείται στην οικοδομή, θα πρέπει να στηρίζεται περιμετρικά ώστε σε περίπτωση θραύσης να μην ξεκολλάνε κομμάτια γυαλιού με κίνδυνο για τον χρήστη. Τα παραγόμενα πάχη είναι 3, 4, 6, 8, 10 και 12mm.

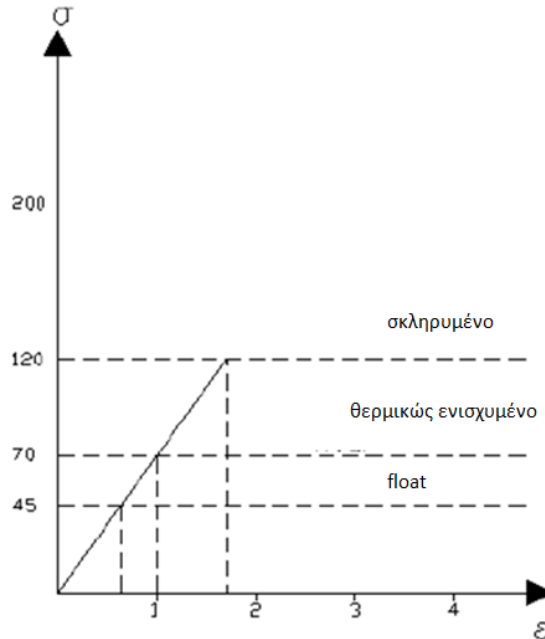
Δύο ή περισσότεροι υαλοπίνακες θερμικώς ενισχυμένου γυαλιού συνδέονται μεταξύ τους και δημιουργούν το σύνθετο γυαλί (Laminated glass). Το συγκολλητικό υλικό μπορεί να είναι πολυβινυλοβουτιλένιο (PVB), ή πολουρεθάνη ή ρευστές κατά την έγχυση ρητίνες και βοηθά στη συγκράτηση των φύλλων γυαλιού, των θραυσμάτων αλλά και στη ανάπτυξη διατημητικής συνεργασίας. Στην παρούσα κατασκευή χρησιμοποιείται γυαλί Triplex το οποίο αποτελείται από δύο εξωτερικούς υαλοπίνακες 2 cm και ενδιάμεση πλαστική μεμβράνη PVB.



Εικόνα Α1: Δομή σύνθετου γυαλιού-laminated glass

## Μηχανικές ιδιότητες γυαλιού

Το γυαλί είναι ένα τελείως ελαστικό αλλά εύθραυστο υλικό. Δεν παρουσιάζει μόνιμη παραμόρφωση, μέχρι να σπάσει χωρίς προειδοποίηση. Έχει βαθμό ελαστικότητας 70.000 N/mm<sup>2</sup> και βαθμό δυσκαμψίας 29.166 N/mm.



Εικόνα Α2: Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων σκληρωμένου, θερμικώς ενισχυμένου και float γυαλιού

Ο προσδιορισμός αντοχής σχεδιασμού λόγω στατικών εφελκυστικών τάσεων:

$$f_{g,d} = \frac{(f_{b,k} - f_{g,k}) * k_v}{\gamma_{M,v}} + k_{mod} * \frac{k_{sp} f_{g,k}}{\gamma_{M,A}}$$

Όπου:

$k_{mod} = 0,89$  για βραχυχρόνια φόρτιση από κινητά και  $0,29$  για μακροχρόνια φόρτιση από μόνιμα, συντελεστής διάρκειας φορτίου

$k_{sp} = 1$ , συντελεστής προφίλ επιφάνειας γυαλιού

$f_{g,k} = 45$  MPa, χαρακτηριστική εφελκυστική αντοχή θερμικώς ενισχυμένου γυαλιού

$\gamma_{M,A} = 1,8$  για ανοπτημένο γυαλί

$k_v = 1$ , συντελεστής ενίσχυσης προεντεταμένου γυαλιού

$f_{b,k} = 70$  MPa χαρακτηριστική αντοχή προεντεταμένου γυαλιού

$\gamma_{M,v} = 1,2$  για κατεργασμένο γυαλί

Δηλαδή η επιτρεπόμενη τάση υπολογίζεται στα 43 MPa για κινητά και 28 MPa για μόνιμα φορτία.

Στην περίπτωση του γυαλιού θα πρέπει να ελέγχεται ο κίνδυνος θερμικού σοκ, ο οποίος οδηγεί σε αυτόθραυση και εξαρτάται από τη διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ της θερμότερης και της ψυχρότερης περιοχής του υαλοπίνακα. Το θερμικώς ενισχυμένο γυαλί αντιστέκεται σε διαφορά θερμοκρασίας που ανέρχεται στους 100°C

και εφόσον δεν αναμένονται τόσο μεγάλες διακυμάνσεις στην επιφάνεια του υαλοπίνακα, η θεώρηση θερμικών δράσεων κρίνεται μη αναγκαία.

Κατά την τοποθέτηση θα πρέπει να αποφεύγεται η άμεση επαφή με τα σκληρά υλικά π.χ. χάλυβας με γυαλί ή επίσης γυαλί με γυαλί. Αυτό εξασφαλίζεται με τη τοποθέτηση μαλακών και εύκαμπτων ενδιάμεσων υλικών. Στη μελέτη των κτιρίων προβλέπονται γωνιακές υποδοχές στα άκρα των πλακών από ελαφροσκυρόδεμα στις οποίες εδράζονται οι υαλοπίνακες και τα κενά καλύπτονται με δομική κόλλα.



## **ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β**



## Ελαφροσκυρόδεμα

### Γενικά στοιχεία και μηχανική συμπεριφορά

Το μεγαλύτερο πλεονέκτημα του ελαφροσκυροδέματος (lightweight concrete) είναι η μείωση του ίδιου βάρους, χωρίς να υπάρχει μεγάλη μείωση της αντοχής του. Για το λόγο αυτό αποτελεί ιδανική λύση για περιπτώσεις όπως τα μπαλκόνια της παρούσας εργασίας, με μεγάλες διαστάσεις που δε θα μπορούσαν να φέρουν πολύ μεγάλα φορτία.

Σε μεσοσκοπική κλίμακα (μεγέθη χιλιοστού, μέχρι μερικών εκατοστών) το σκυρόδεμα προσομοιώνεται ως ένα υλικό δύο φάσεων - υλικών, και συγκεκριμένα: τους κόκκους του αδρανούς και τον σκληρυμένο τσιμεντοπολτό. Ο ετερογενής χαρακτήρας του σκληρυμένου σκυροδέματος τείνει να μειώνεται, όσο μειώνονται οι διαφορές στην αντοχή και στο μέτρο ελαστικότητας μεταξύ των διαφορετικών υλικών-φάσεων. Στο ελαφροσκυρόδεμα οι διαφορές αυτές είναι σχεδόν αμελητέες και επομένως η αντοχή και η ακαμψία της σκληρυμένης πάστας με τα ελαφροαδρανή είναι σχεδόν ίσες.

Επίσης η διεπιφάνεια μεταξύ του αδρανούς και της πάστας είναι καλύτερης ποιότητας σε σχέση με τα κανονικά σκυροδέματα με αποτέλεσμα να μην αποτελεί πλέον σε πολλά ελαφροσκυροδέματα το πιο “αδύναμο” σημείο κατά την αστοχία. Όταν η αντοχή και η δυσκαμψία του αδρανούς είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες του τσιμεντοπολτού, η συμπεριφορά που παρατηρείται στην μεσοσκοπική αλλά και στην μακροσκοπική κλίμακα είναι εντελώς διαφορετική. Πλέον οι ρωγμές στον τσιμεντοπολτό έχουν την τάση να διέρχονται εντός των κόκκων του ΕΑ και όχι μέσα από την επιφανειακή ζώνη. Άρα η ρηγμάτωση συνήθως χαρακτηρίζεται από λίγες και κυρίαρχες διακριτές ρωγμές, αφού δεν αναπτύσσεται πλήθος αμελητέων μικρορηγματώσεων στην επιφανειακή ζώνη.



Εικόνα Β1: Αδρανή κίσηρης

### **Κίσηρη (ελαφρόπετρα)**

Η κίσηρη είναι το παλαιότερο γνωστό ελαφροαδρανές και χρησιμοποιούταν από τους ρωμαϊκούς χρόνους. Είναι ελαφρύ και αρκετά ισχυρό για να χρησιμοποιείται στη φυσική του κατάσταση, αλλά έχει διαφορετικές ιδιότητες ανάλογα με την προέλευσή του. Η μοριακή δομή της κίσηρης, εξ' ου και η χαμηλή πυκνότητά της, οφείλεται στον σχηματισμό φυσαλίδων ή κενών, όταν τα αέρια που περιέχονταν στη λιωμένη λάβα παγιδεύτηκαν στο εσωτερικό της κατά την ψύξη της. Οι κυψέλες είναι επιμήκης και παράλληλες μεταξύ τους και μερικές φορές συνδέονται εσωτερικά. Είναι χημικά αδρανής και συνήθως περιέχει πυρίτιο σε ποσοστό 70% κατά προσέγγιση.

### **Ινοπλισμένο ελαφροσκυρόδεμα**

Η μεγαλύτερη ευθραυστότητα και οι χαμηλότερες μηχανικές ιδιότητες του ελαφροσκυροδέματος, σε σχέση με το σκυρόδεμα κανονικού βάρους ίδιας θλιπτικής αντοχής αντιμετωπίζονται με τη χρήση ινών στο μείγμα του ελαφροσκυροδέματος κατά την ανάμιξη.

Έχει αποδειχθεί πως με τη χρήση χαλύβδινων ινών, μειώνεται τόσο το πλήθος των ρωγμών που σχηματίζονται καθώς και το άνοιγμα τους. Επομένως, το ινοπλισμένο ελαφροσκυρόδεμα είναι πιο ανθεκτικό στις κατασκευές σε σχέση με το συμβατικό ελαφροσκυρόδεμα, διότι οι ίνες δρουν ανασταλτικά στην εξάπλωση των ρωγμών μέσα στο σκυρόδεμα

Η χρήση ινών μπορεί να οδηγήσει σε διπλάσια αντοχή σε εφελκυσμό, σε υπερδιπλάσια αντοχή σε κάμψη, ενώ υπάρχει μικρή επίδραση στην θλιπτική αντοχή.

Τα μέρη από ινοπλισμένο ελαφροσκυρόδεμα σχεδιάζονται με βάση τις τιμές του ευρωκώδικα για το μη ινοπλισμένο, καθώς η λειτουργία των ινών ενεργοποιείται στη ρηγμάτωση και στη διάτμηση.



Εικόνα Β2: Μεταλλικές ίνες Dramix 4D 65/60 BG

### **Σύγκριση με σκυρόδεμα κανονικού βάρους**

Η θλιπτική αντοχή του ελαφροσκυροδέματος εξαρτάται κυρίως από το περιεχόμενο τσιμέντο, με την αύξηση του περιεχόμενου τσιμέντου αναμένεται να υπάρξει αύξηση της αντοχής του υλικού. Η προσθήκη ινών δεν φαίνεται να έχει κάποια σημαντική επιρροή στην αντοχή του.



Όσον αφορά την εφελκυστική αντοχή του, το ελαφροσκυρόδεμα παρουσιάζει να έχει κάπως μειωμένη αντοχή σε διάρρηξη και κάμψη πράγμα που αντιμετωπίζεται σε μεγάλο βαθμό με την ενίσχυση του υλικού με ίνες

Το μεγαλύτερο μειονέκτημα του ΕΣ είναι το χαμηλότερο μέτρο ελαστικότητας, το οποίο οδηγεί σε αρκετά μεγαλύτερες παραμορφώσεις, τόσο στιγμιαίες, όσο και αυτές που εξελίσσονται με τον χρόνο (ερπυσμός και συστολή ξήρανσης) καθώς τα ελαφροαδρανή που καταλαμβάνουν μεγάλο μέρος του όγκου τους έχουν χαμηλό μέτρο ελαστικότητας.

Κατηγορία Πυκνότητας	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Πυκνότητα (kg/m <sup>3</sup> )	801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000

Κατηγορίες αντοχών ελαφροσκυρόδεματος													Αναλυτική σχέση / επεξήγηση	
$f_{ict}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{ick,cube}$	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
$f_{icm}$ (MPa)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Για $f_{icm} \geq 20$ MPa $f_{icm} = f_{ick} + 8$ (MPa)
$f_{icm}$ (MPa)	$f_{icm} = f_{icm} \cdot \eta_1$												$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho/2200$	
$f_{ick,0,05}$ (MPa)	$f_{ick,0,05} = f_{ick,0,05} \cdot \eta_1$												κάτω όριο 5%	
$f_{ick,0,95}$ (MPa)	$f_{ick,0,95} = f_{ick,0,95} \cdot \eta_1$												άνω όριο 95%	
$E_{icm}$ (GPa)	$E_{icm} = E_{cm} \cdot \eta_E$												$\eta_E = (\rho/2200)^2$	
$\epsilon_{ic1}$ (‰)	$k f_{icm} / (E_{ic1} \cdot \eta_E)$ $k = 1,1$ για ελαφροσκυρόδεμα με άμμο												βλέπε Σχήμα 3.2	
$\epsilon_{icu1}$ (‰)	$\epsilon_{ic1}$												βλέπε Σχήμα 3.2	
$\epsilon_{ic2}$ (‰)	2,0				2,2	2,3	2,4	2,5						βλέπε Σχήμα 3.3
$\epsilon_{icu2}$ (‰)	$3,5 \eta_1$				$3,1 \eta_1$	$2,9 \eta_1$	$2,7 \eta_1$	$2,6 \eta_1$						βλέπε Σχήμα 3.3 $ \epsilon_{cu2}  >  \epsilon_{cu1} $
$n$	2,0				1,75	1,6	1,45	1,4						
$\epsilon_{ic3}$ (‰)	1,75				1,8	1,9	2,0	2,2						βλέπε Σχήμα 3.4
$\epsilon_{icu3}$ (‰)	$3,5 \eta_1$				$3,1 \eta_1$	$2,9 \eta_1$	$2,7 \eta_1$	$2,6 \eta_1$						βλέπε Σχήμα 3.4 $ \epsilon_{cu3}  >  \epsilon_{cu1} $

Εικόνα Β3: Πίνακας ευρωκώδικα για ελαφροσκυρόδεμα

