



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΠΑΤΡΩΝ
UNIVERSITY OF PATRAS

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΠΟΛΥΩΡΟΦΟΥ ΜΕΤΑΛΛΙΚΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ ΜΕ ΣΥΜΜΙΚΤΕΣ ΠΛΑΚΕΣ

ΧΡΗΣΤΟΣ ΠΛΑΤΩΝΑΣ

ΑΡΙΘΜΟΣ ΜΗΤΡΩΟΥ: 1068096

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΚΑΡΑΒΑΣΙΛΗΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΤΡΑ, 2023

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

Περίληψη.....	1
Ευχαριστίες.....	3
1 Εισαγωγή.....	4
1.1 Γενικά.....	4
1.2 Αντικείμενο Μελέτης.....	4
2 Υλικά κατασκευής.....	7
2.1 Δομικός χάλυβας.....	7
2.2 Σκυρόδεμα.....	9
2.3 Χάλυβας οπλισμού.....	9
2.4 Ποιότητα χάλυβα για κοχλίες.....	9
3 Φορτίσεις κατασκευής.....	10
3.1 Γενικά.....	10
3.2 Μόνιμες δράσεις (G).....	10
3.2.1 Ίδια βάρη φερόντων στοιχείων.....	11
3.2.2 Ίδια βάρη τοιχοποιίας, στηθαίου και επικαλύψεων.....	12
3.3 Κινητές δράσεις (Q).....	13
3.4 Φορτίο χιονιού.....	16
3.5 Δράσεις ανέμου.....	20
3.5.1 Βάσεις υπολογισμού πιέσεων ανέμου.....	21
3.5.2 Συντελεστής πίεσης (Cp).....	21
3.5.3 Κανονιστικές διατάξεις υπολογισμού ανεμοπιέσεων.....	22
3.5.3.1 Υπολογισμός της βασικής ταχύτητας ανέμου.....	22
3.5.3.2 Υπολογισμός μέσης ταχύτητας ανέμου.....	23
3.5.3.3 Υπολογισμός στροβιλισμού ανέμου.....	25
3.5.3.4 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής.....	25
3.5.3.5 Εξωτερική πίεση ανέμου.....	27
3.5.3.6 Εξωτερική πίεση σε στέγες και δώματα.....	30
3.5.3.7 Εσωτερική πίεση ανέμου.....	36
3.5.4 Υπολογισμός ανεμικών φορτίων για το κτίριο μας.....	39
3.6 Δράσεις σεισμού.....	42
3.6.1 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.....	43
3.6.2 Συντελεστής σπουδαιότητας.....	44
3.6.3 Κατηγορία εδάφους.....	45
3.6.4 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού.....	46
3.6.5 Συντελεστής απόσβεσης.....	48
3.6.6 Συντελεστής συμπεριφοράς q.....	49
3.6.7 Κατηγορίες πλαστιμότητας.....	49
3.6.8 Υπολογισμός σεισμικών φορτίων επί της κατασκευής.....	52

4	Οριακές καταστάσεις	56
4.1	Κατηγορίες.....	56
4.2	Συνδυασμοί φορτίσεων στην κατασκευή.....	60
5	Θεωρητικό υπόβαθρο σύμμικτων δοκών	61
5.1	Εισαγωγή.....	61
5.2	Κατάταξη διατομής.....	61
5.3	Συνεργαζόμενο πλάτος.....	61
5.4	Καμπτική αντοχή σύμμικτων δοκών.....	62
5.5	Καμπτική αντοχή σύμμικτων δοκών με μερική διατμητική σύνδεση.....	63
5.6	Εγκάρσια τέμνουσα σε σύμμικτες δοκούς.....	63
5.7	Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός.....	64
5.8	Διατμητική σύνδεση.....	67
	5.8.1 Γενικά.....	67
	5.8.2 Διαμήκης διάτμηση.....	68
	5.8.3 Αντοχή ήλων κεφαλής.....	68
	5.8.4 Χαλ/λο με νευρώσεις παράλληλα με τις υποστηρίζουσες δοκούς.....	69
	5.8.5 Χαλ/λο με αυλακώσεις εγκάρσιες προς τις υποστηρίζουσες δοκούς.....	70
	5.8.6 Πλάστιμοι και μη πλάστιμοι διατμητικοί ήλοι.....	71
	5.9 Διατμητική κάλυψη της πλάκας.....	72
	5.9.1 Παραμορφώσεις.....	74
	5.9.2 Ρηγμάτωση.....	74
6	Θεωρητικό υπόβαθρο χαλύβδινων μελών	75
6.1	Έλεγχος αντοχής.....	75
6.2	Ευστάθεια χαλύβδινων μελών.....	75
6.3	Αντοχή σε λυγισμό δομικού μέλους σταθερής διατομής υπό θλίψη.....	76
6.4	Πλαγιοστρεπτικός λυγισμός.....	79
7	Διαστασιολόγηση	85
7.1	Γενικά.....	85
7.2	Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας.....	87
7.3	Φάση κατασκευής.....	89
7.4	Φάση λειτουργίας.....	89
7.5	Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί.....	90
	7.5.1 Πλαστική αντοχή σε κάμψη.....	93
	7.5.2 Αντοχή διατμητικών ήλων.....	94
	7.5.3 Αντοχή σε Διαμήκη διάτμηση.....	95
	7.5.4 Αντοχή σκυροδέματος σε θραύση.....	95
	7.5.5 Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση.....	96
	7.5.6 Έλεγχος λειτουργικότητας σύμμικτης δοκού.....	97
7.6	Διαστασιολόγηση κύριων δοκών.....	98
7.7	Διαστασιολόγηση υποστρωμάτων.....	101
7.8	Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας.....	104
7.9	Δυναμική ανάλυση κατασκευής.....	106
8	Συμπεράσματα	108
9	Βιβλιογραφία	109

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο μελέτης της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με σύμμικτες πλάκες, με σκοπό την στέγαση γραφείων στην περιοχή της Πάτρας.

Η μελέτη διεξήχθη στα πλαίσια του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών του τμήματος πολιτικών μηχανικών, του Πανεπιστημίου Πατρών. Πιο συγκεκριμένα, το κτίριο έχει διαστάσεις 24m*24m και ύψος 15m. Η κατασκευή λειτουργεί ως πλαίσιο ροπής στην μία διεύθυνση, ενώ στην άλλη διαθέτει κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας με σκοπό την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων μέσω αξονικής λειτουργίας. Ο φορέας αποτελείται από αμιγώς χαλύβδινα στοιχεία (δοκοί, υποστυλώματα, κατακόρυφοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας) και από σύμμικτα στοιχεία (πλάκες).

Για την ανάλυση και την διαστασιολόγηση, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Consteel, στο οποίο προσομοιώθηκε η κατασκευή και στην συνέχεια μελετήθηκε σε οριακές καταστάσεις, για δράσεις και συνδυασμούς τους, όπως φορτία λόγω λειτουργίας, ανεμικές πιέσεις, φορτία λόγω χιονόπτωσης και σεισμική δόνηση. Ο υπολογισμός τους έγινε σύμφωνα με τις διατάξεις του EN1991. Οι καταστάσεις σχεδιασμού υπολογίστηκαν σύμφωνα με τον EN1990. Σε επόμενο στάδιο, έγινε η ανάλυση του φορέα και η παρουσίαση των αποτελεσμάτων αλλά και οι έλεγχοι που ορίζουν οι ευρωκώδικες.

Τέλος παρουσιάζονται τα συμπεράσματα της παρούσας διπλωματικής εργασίας που προέκυψαν από την ανάλυση και τη διαστασιολόγηση του φορέα.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου, κ. Θεόδωρο Καραβασίλη για την υποστήριξη και την καθοδήγησή του σε όλα τα στάδια της διπλωματικής μου εργασίας και για την ευκαιρία που μου έδωσε να εργαστώ πάνω σε ένα θέμα που άπτεται των ενδιαφερόντων μου. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους τους φίλους μου για την ενθάρρυνση που μου δίνουν καθώς και την οικογένειά μου που στέκεται δίπλα μου και με στηρίζει όλα αυτά τα χρόνια. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την εταιρεία ERGOCAD για την χορήγηση της φοιτητικής άδειας του λογισμικού Consteel, η συμβολή του οποίου υπήρξε καθοριστική για την ολοκλήρωση αυτής της εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

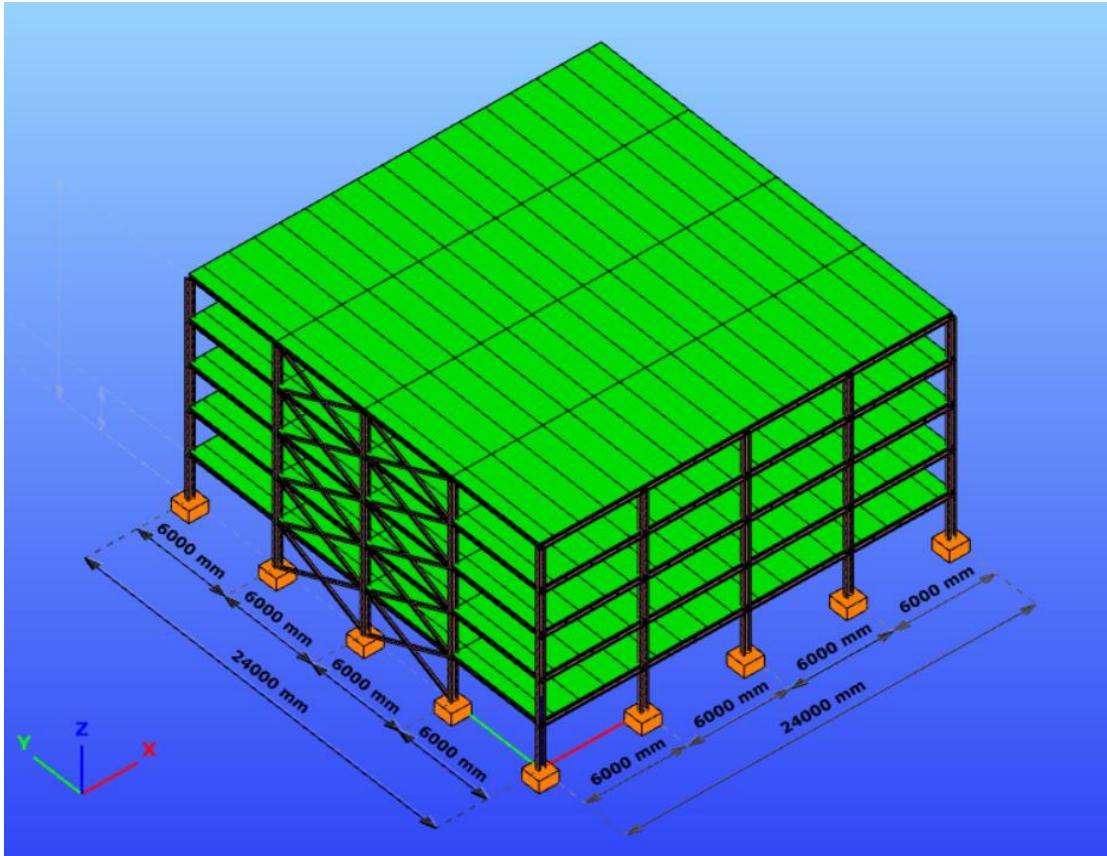
1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

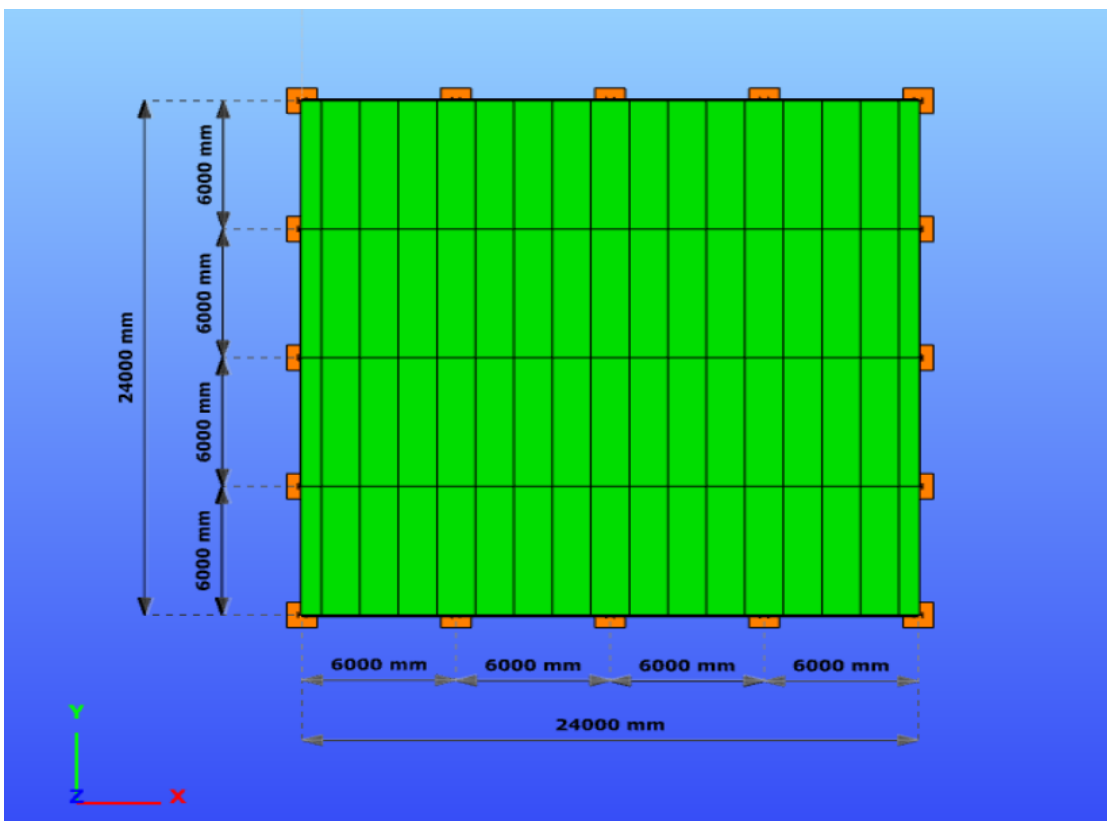
Στόχο της εργασίας αποτέλεσε η άρτια εφαρμογή των γνώσεων που αποκτήθηκαν κατά την διάρκεια των προπτυχιακών σπουδών καθώς και η εφαρμογή των κανονιστικών διατάξεων, όπως αυτές ορίζονται μέσω των Ευρωκωδίκων. Αυτό κατέστη δυνατό μέσω της προσομοίωσης και της ανάλυσης της κατασκευής με την χρήση του προγράμματος H/Y Consteel15, ώστε αυτή η εργασία να αποτελέσει ένα εφόδιο για μια πιο ομαλή μετάβαση στον χώρο εργασίας.

1.2 Αντικείμενο μελέτης

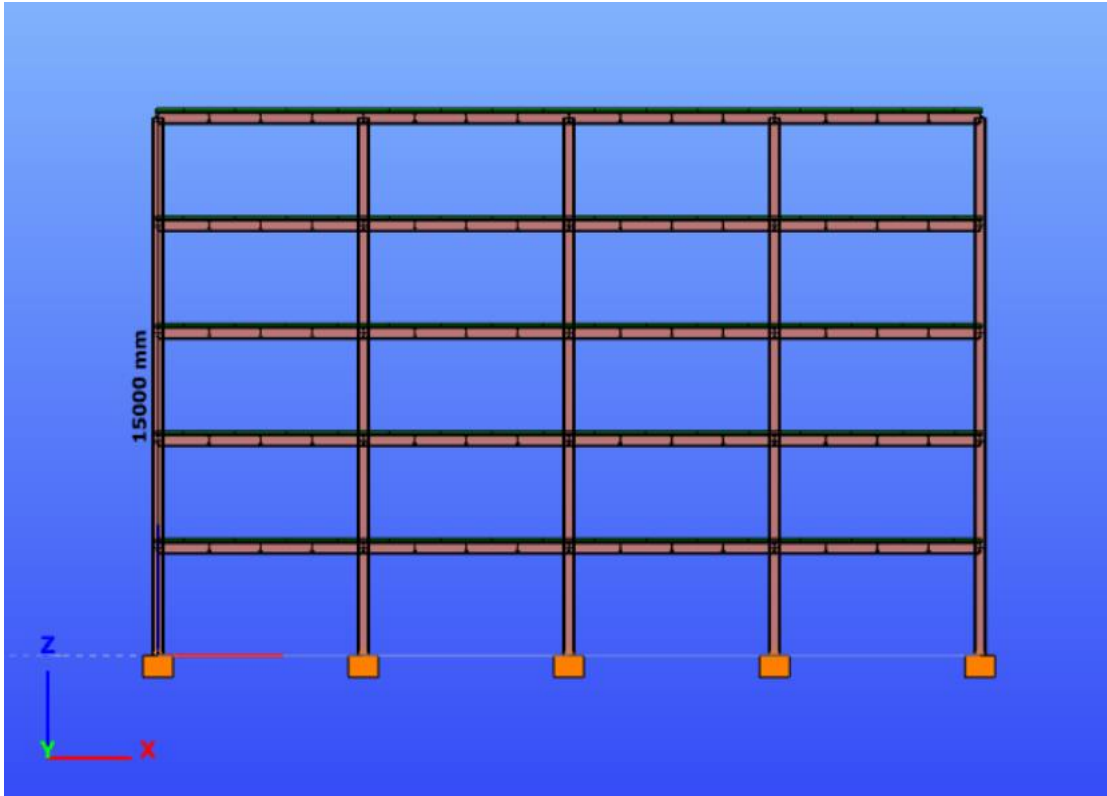
Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι ο σχεδιασμός, η μελέτη και η διαστασιολόγηση πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με σύμμικτες πλάκες. Το κτίριο πρόκειται να κατασκευαστεί στην Ελλάδα και πιο συγκεκριμένα στον νομό Αχαΐας. Το κτίριο αποτελείται από 5 ορόφους και το συνολικό του ύψος φτάνει τα 15m. Η ανωδομή έχει διαστάσεις 24m × 24m και αναπτύσσεται σε ένα επίπεδο. Ο φορέας αποτελείται από σύμμικτη πλάκα πάχους 13cm ενώ τα υποστυλώματα, οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας και οι κύριες δοκοί είναι αμιγώς χαλύβδινα στοιχεία και οι δευτερεύουσες δοκοί είναι σύμμικτα στοιχεία. Το κτίριο διαθέτει στην μία διεύθυνση διαγώνιους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας για την παραλαβή των οριζοντίων δυνάμεων, οι οποίοι τοποθετούνται στα 2 από τα 4 εξωτερικά πλαίσια. Επίσης, η θεμελίωση της κατασκευής αποτελείται από 25 μεμονωμένα πέδιλα οπλισμένου σκυροδέματος και δεν αποτελεί αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας.



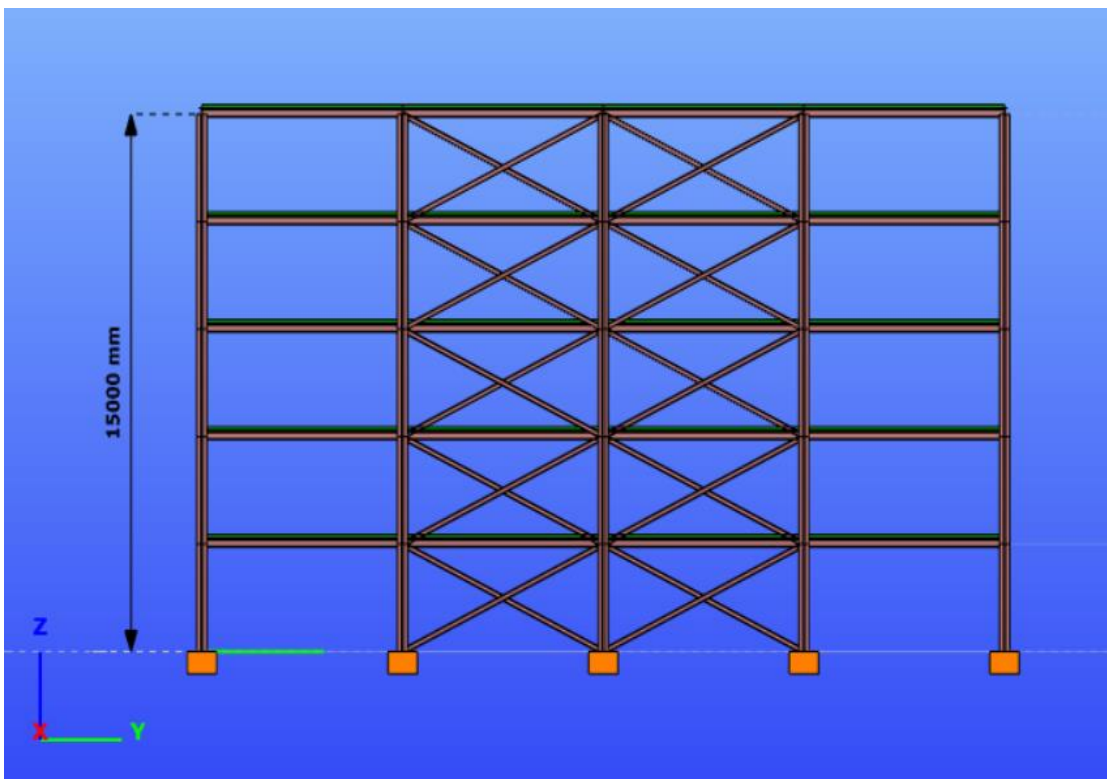
Σχήμα 1.1: Μεταλλικό κτίριο με σύμμικτη πλάκα.



Σχήμα 1.2: Τυπική κάτοψη κτιρίου.



Σχήμα 1.3: Όψη διεύθυνσης XX του φορέα.



Σχήμα 1.4: Όψη διεύθυνσης YY του φορέα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2 Υλικά κατασκευής

2.1 Δομικός χάλυβας

Τα μεταλλικά κτίρια τα τελευταία χρόνια λόγω των πλεονεκτημάτων που έχουν, κερδίζουν συνεχώς έδαφος παγκοσμίως, αλλά και στην Ελλάδα σε σχέση με άλλα υλικά, όπως το σκυρόδεμα. Ο δομικός χάλυβας είναι το βασικό υλικό από το οποίο αποτελείται ο φέρων οργανισμός των χαλύβδινων κτιριακών έργων. Είναι ένα κράμα, με βασικό συστατικό τον σίδηρο (Fe) και διάφορα άλλα μεταλλικά και μη στοιχεία σε μικρή αναλογία, όπως άνθρακας (C), μαγγάνιο (Mn) κλπ. Οι χάλυβες μπορεί να είναι είτε όλκιμοι είτε ψαθυροί (όταν έχουν υψηλή περιεκτικότητα σε π.χ. άνθρακα ή κοβάλτιο). Οι μεν όλκιμοι διαρρέουν γρήγορα, αλλά παραμορφώνονται σημαντικά μέχρι να σπάσουν, οι δε ψαθυροί αντέχουν παραπάνω, αλλά η αστοχία τους επέρχεται πιο απότομα.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα του χάλυβα τα οποία τον καθιστούν ως ένα από τα πλέον διαδεδομένα και εύχρηστα υλικά είναι τα ακόλουθα:

- Μεγάλος λόγος αντοχής προς ίδιο βάρος. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε χρήση μικρών διατομών, καθιστώντας τις κατασκευές ελαφριές και οδηγώντας σε εξοικονόμηση χώρου και υλικού, ενώ αποτελούν τον πλέον βέλτιστο τρόπο για την ζεύξη μεγάλων ανοιγμάτων χωρίς ενδιάμεση υποστήλωση.
- Ομογένεια υλικού. Τα χαρακτηριστικά του παραμένουν σταθερά σε κάθε σημείο της μάζας του υλικού, με αποτέλεσμα να επιτυγχάνεται μεγάλη ακρίβεια στις παραδοχές της ανάλυσης.
- Μονιμότητα. Με κατάλληλη συντήρηση, τα χαρακτηριστικά του παραμένουν αμετάβλητα με τον χρόνο.
- Ελαστικότητα. Ο χάλυβας συμπεριφέρεται ελαστικά ακόμα και σε σχετικά υψηλές τάσεις.
- Ολκιμότητα. Ο χάλυβας έχει την ικανότητα να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς να αστοχεί.
- Ταχύτητα εκτέλεσης και κατ' επέκταση μεγάλη ταχύτητα ανέγερσης του έργου.
- Αποτελεί προϊόν βιομηχανικό και έτσι η ποιότητα του είναι σε μεγάλο βαθμό ελεγχόμενη.
- Αποτελεί ιδανικό υλικό για αντισεισμικές κατασκευές. Αυτό συμβαίνει καθώς λόγω του μικρού βάρους του χάλυβα σε σχέση με τις συνήθεις κατασκευές,

αναπτύσσονται πολύ μικρότερες αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις.

- Ευχέρεια διάνοιξης οπών με σκοπό την εξυπηρέτηση των εγκαταστάσεων της κατασκευής.
- Δυνατότητα επαναχρησιμοποίησης του και αποσυναρμολόγησης της μεταλλικής κατασκευής.
- Ευκολία ενίσχυσης υπάρχουσών κατασκευών.

Ο χάλυβας που χρησιμοποιείται στις κατασκευές πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω συνθήκη, η οποία ορίζεται από το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1993-1-1, ώστε να διαθέτει μια ελάχιστη ολκιμότητα:

- (i) Πρέπει να ισχύει: $f_u/f_y \geq 1.15$.
- (ii) Η οριακή παραμόρφωση ϵ_u θα πρέπει να εξασφαλίζεται ως μεγαλύτερη ή ίση με 15 %.
- (iii) Πρέπει να ισχύει: $\epsilon_u \geq 15\epsilon_y$.

Όπου:

- f_y ονομάζεται το όριο διαρροής.
- f_u ονομάζεται η αντοχή θραύσης (εφελκυστική).
- ϵ_y η παραμόρφωση διαρροής, η οποία δίνεται από τον τύπο $\epsilon_y = f_y/E$.
- ϵ_u οριακή παραμόρφωση, η οποία αντιστοιχεί την στιγμή όπου λαμβάνει χώρα η εφελκυστική αντοχή.

Οι τιμές σχεδιασμού για τους κύριους συντελεστές υλικού των δομικών χαλύβων, οι οποίες υιοθετούνται στους υπολογισμούς είναι οι ακόλουθες:

- Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Μέτρο Διάτμησης: $G = E/(2(1 + \nu)) = 81000 \text{ N/mm}^2$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0.3$
- Συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής: $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ ανά $^\circ\text{C}$ (για $T \leq 100 \text{ }^\circ\text{C}$)
- Πυκνότητα: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας επιλέχθηκε ποιότητα χάλυβα S355 για όλα τα δομικά μέλη.

Κατηγορία κατά EN 10025	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$	
	f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
S355	355	510	335	470

Πίνακας 2.1: Ονομαστική τιμή ορίου διαρροής f_y και θραύσης f_u κατά EN 1993-1-1.

2.2 Σκυρόδεμα

Το σκυρόδεμα χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή για την πλήρωση της σύμμικτης πλάκας. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, το σκυρόδεμα θα πρέπει να είναι ελάχιστης κατηγορίας C20/25 και μέγιστης κατηγορίας C40/50. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας επιλέγεται σκυρόδεμα ποιότητας C25/30 με τις παρακάτω ιδιότητες:

- Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 22(f_{cm}/10)^{0.3} = 31476 \text{ MPa}$
- Σταθερά Poisson: $\nu = 0.2$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ (οπλισμένο σκυρόδεμα)
- Αντοχή: $f_{ck} = 25000 \text{ kN/m}^2$

2.3 Χάλυβας Οπλισμού

Ο χάλυβας οπλισμού χρησιμοποιείται στην κατασκευή μας στην σύμμικτη πλάκα και είναι ποιότητας B500A. Οι τιμές σχεδιασμού είναι:

- Χαρακτηριστική τιμή ορίου διαρροής: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
- Μέτρο Ελαστικότητας: $E = 210 \text{ GPa}$
- Λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή: $\nu = 0.3$
- Ειδικό βάρος: $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$

2.4 Ποιότητα Χάλυβα για κοχλίες

Λόγω υπεραντοχής που πρέπει να έχουν οι συνδέσεις σε σχέση με τους συνδέσμους δυσκαμψίας, χρησιμοποιούνται σε όλο το φορέα κοχλίες υψηλής αντοχής 8.8 και 10.9 που έχουν μεγάλες τιμές διαρροής και εφελκυστικής αντοχής. Ο πρώτος αριθμός είναι το 1/100 της αντοχής θραύσης σε MPa ενώ ο δεύτερος αριθμός είναι το 1/10 του κλάσματος της αντοχής διαρροής προς την αντοχή θραύσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

3.1 Γενικά

Κάθε φορέας πρέπει να σχεδιάζεται και να κατασκευάζεται με στόχο την ασφάλεια, την οικονομία, την ανθεκτικότητα, την λειτουργικότητα και την αισθητική. Απαραίτητο εργαλείο για την εξασφάλιση των ανωτέρω αποτελούν οι Ευρωκώδικες 1, 3, οι οποίοι καλύπτουν επαρκώς τις φορτίσεις με τις οποίες πρέπει να σχεδιάζεται μία κατασκευή, σε συνδυασμό με των Ευρωκώδικα 8, στον οποίο καθορίζονται οι δυνάμεις λόγω σεισμικής διέγερσης.

Μέσω των Ευρωκωδίκων, δίνεται περιγραφή για διάφορες καταστάσεις σχεδιασμού, προκειμένου να ελεγχθεί μία κατασκευή έναντι κατάστασης αστοχίας και λειτουργικότητας, περιγράφοντας όλους τους συνδυασμούς δράσεων στις οποίες μπορεί να υποβληθεί η κατασκευή, τόσο κατά την διάρκεια ανέγερσης, όσο και κατά την διάρκεια ζωής της. Μέσω των κανονιστικών διατάξεων και διάφορων παραδοχών και προσεγγίσεων που περιέχουν, γίνεται εφικτό να προσομοιωθούν σε ικανοποιητικό βαθμό τα εξωτερικά φορτία που ασκούνται στην κατασκευή. Έτσι το κτίριο θα πρέπει να είναι σε θέση να παραλάβει αυτά τα φορτία και να τα μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος.

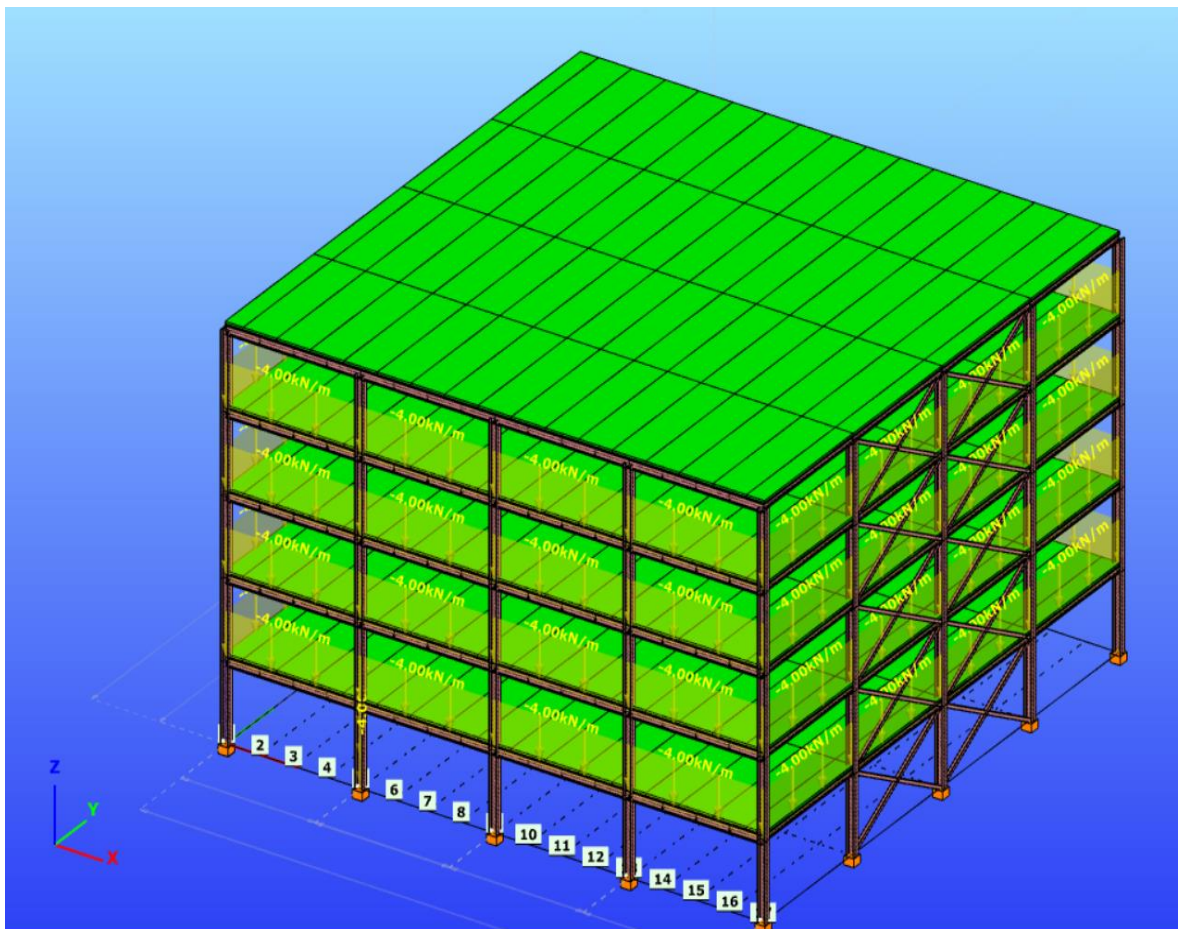
Στην παρούσα εργασία, οι φορτίσεις που έχουν ληφθεί υπόψιν, είναι αυτές λόγω μόνιμων και κινητών φορτίων, καθώς και λόγω φορτίων χιονιού, ανέμου αλλά και λόγω σεισμού.

3.2 Μόνιμες δράσεις (G)

Με τον όρο αυτό περιγράφονται όλες οι δράσεις, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους τους στο χρόνο είναι αμελητέα. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν όλα τα κατακόρυφα φορτία τα οποία δρουν καθ' όλη τη διάρκεια ζωής της κατασκευής, όπως τα ίδια βάρη των δομικών μελών, τοιχοποιίας, ψευδοροφών, επικαλύψεων, επιστρώσεων και μονώσεων δαπέδων, ηλεκτρικά και υδραυλικά συστήματα, κλιματιστικά κλπ.

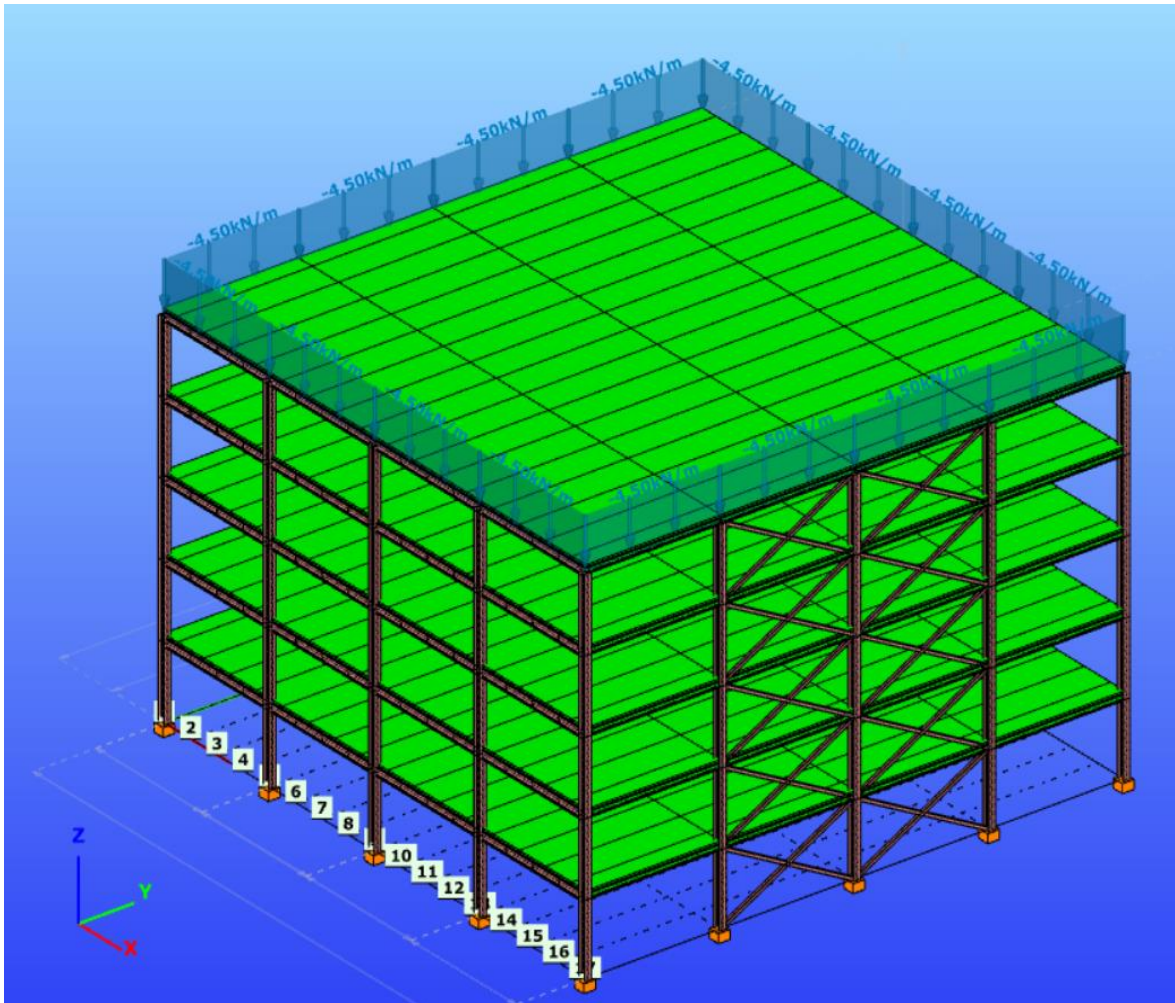
3.2.2 Ίδια βάρη τοιχοποιίας, στηθαιίου και επικαλύψεων

Οι τοιχοποιίες και γενικά ο εσωτερικός διαχωρισμός στο κτίριο δεν λαμβάνεται υπόψιν στην μοντελοποίηση του φορέα στο πρόγραμμα καθώς δεν θεωρείται ότι συνεισφέρει στην δυσκαμψία και στην αντοχή του. Παρόλα αυτά οι τοιχοποιίες λαμβάνονται υπόψιν στο μοντέλο ως γραμμικά φορτία τα οποία προκύπτουν από το φαινόμενο βάρος του υλικού του μέσου διαχωρισμού και το ύψος του. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας λαμβάνεται υπόψη ίδιο βάρος τοιχοποιίας ίσο με 4 kN/m επιβαλλόμενο στις εξωτερικές δοκούς της κατασκευής.



Σχήμα 3.2: Φορτία λόγω ίδιου βάρους τοιχοποιίας.

Παρομοίως, λήφθηκε υπόψιν ίδιο βάρος στηθαίου, ύψους 1,2m, επιβαλλόμενο στις εξωτερικές δοκούς του τελευταίου ορόφου της κατασκευής ίσο με 4,5 kN/m.



Σχήμα 3.3: Φορτία λόγω ίδιου βάρους στηθαίου.

Τέλος, τα πρόσθετα φορτία λόγω επικαλύψεων και μονώσεων λαμβάνονται ως 1.5 kN/m² και ασκούνται σε όλη την επιφάνεια της σύμμικτης πλάκας.

3.3 Κινητές δράσεις (Q)

Περιλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από τη χρήση του κτιρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, επίπλων, κινητού εξοπλισμού κ.ά. Λόγω της φύσης αυτών των φορτίων και της αβεβαιότητας που επικρατεί ως προς τη θέση εφαρμογής τους και το μέγεθός τους, προσδιορίζονται στατιστικά και οι τιμές εφαρμογής τους δίνονται από τον Ευρωκώδικα.

Σύμφωνα με τον EN 1991-1-1 οι χώροι σύμφωνα με την χρήση τους κατατάσσονται σε κατηγορίες οι οποίες διακρίνονται στον Πίνακα 3.1, καθώς και οι αντίστοιχες τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων στον Πίνακα 3.2.

Κατηγορία	Συγκεκριμένη Χρήση	Παράδειγμα
Α	Χώροι διαμονής	<p>Δωμάτια σε κτίρια κατοικιών και σπίτια. Θάλαμοι και πτέρυγες σε νοσοκομεία.</p> <p>Υπνοδωμάτια σε ξενοδοχεία και ξενώνες, κουζίνες και τουαλέτες.</p>
Β	Χώροι γραφείων	
C	Χώροι στους οποίους οι άνθρωποι μπορεί να συναθροισθούν (με εξαίρεση τους χώρους που κατατάσσονται στις κατηγορίες Α,Β, και D ¹⁾)	<p>C1: Χώροι με τραπέζια κλπ. Π.χ. σχολικοί χώροι, νηπιαγωγεία, καφενεία, εστιατόρια, αίθουσες φαγητού, αναγνωστήρια, χώροι υποδοχής.</p> <p>C2: Χώροι με σταθερά καθίσματα, Π.χ. χώροι σε εκκλησίες, θέατρα ή κινηματογράφους, αίθουσες συνεδριάσεων, αίθουσες ομιλίας, αίθουσες συγκεντρώσεων, χώροι αναμονής, χώροι αναμονής σε σιδηροδρομικούς σταθμούς.</p> <p>C3: Χώροι χωρίς εμπόδια στη διακίνηση του κοινού, π.χ. χώροι σε μουσεία, εκθεσιακοί χώροι, κλπ. και χώροι πρόσβασης σε δημόσια και διοικητικά κτήρια, ξενοδοχεία και νοσοκομεία. Προαύλια σιδηροδρομικών σταθμών.</p> <p>C4: Χώροι για πιθανές σωματικές δραστηριότητες, π.χ. αίθουσες χορού, αίθουσες γυμναστικής και θεατρικές σκηνές</p>

		C5: Χώροι επιρρεπείς σε μεγάλα πλήθη, π.χ. για δημόσιες εκδηλώσεις όπως αίθουσες συναυλιών, κλειστά γήπεδα, εξέδρες γηπέδων, εξώστες και χώροι πρόσβασης, πλατφόρμες σιδηροδρόμων.
D	Χώροι με εμπορικά καταστήματα	D1: Χώροι σε καταστήματα λιανικής πώλησης, γενικά. D2: Χώροι σε πολυκαταστήματα

Πίνακας 3.1 Κατηγορίες χρήσης.

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία Α		
- Δάπεδα	1,5 έως 2,0	2,0 έως 3,0
- Σκάλες	2,0 έως 4,0	2,0 έως 4,0
- Μπαλκόνια	2,5 έως 4,0	2,0 έως 3,0
Κατηγορία Β	2,0 έως 3,0	1,5 έως 4,5
Κατηγορία C		
- C1	2,0 έως 3,0	3,0 έως 4,0
- C2	3,0 έως 4,0	2,5 έως 7,0 (4,0)
- C3	3,0 έως 5,0	4,0 έως 7,0
- C4	4,5 έως 5,0	3,5 έως 7,0
- C5	5,0 έως 7,5	3,5 έως 4,5
Κατηγορία D		
- D1	4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0 (4,0)
- D2	4,0 έως 5,0	3,5 έως 7,0

Πίνακας 3.2: Επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα, εξώστες και σκάλες κτιρίων.

Η κατασκευή ανήκει στην κατηγορία Β (χώροι γραφείων) του Πίνακα 3.1 και σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2 για τα επιβαλλόμενα φορτία σε δάπεδα οι αποδεκτές τιμές είναι από 2 έως 3kN/m². Η μελέτη επιλέχθηκε να γίνει με 3kN/m² υπέρ της ασφαλείας.

Όσον αφορά τις στέγες αυτές κατηγοριοποιούνται σύμφωνα με τον πίνακα 3.3:

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη-προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και για επισκευή.
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες Α έως D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Πίνακας 3.3: Κατηγοριοποίηση στεγών.

Στο κτίριο προβλέπεται η κατασκευή στέγης κατηγορίας I. Στον EN 1991 αναφέρεται πως για τις στέγες κατηγορίας I χρησιμοποιούνται οι αντίστοιχες τιμές του Πίνακα 3.2, δηλαδή 3kN/m^2 .

3.4 Φορτίο χιονιού

Το μέρος των κανονισμών στο οποίο δίνονται οδηγίες για τον υπολογισμό του φορτίου λόγω χιονιού είναι το EN1991-1-3. Σύμφωνα με το μέρος αυτό του Ευρωκώδικα υπολογίζονται τα φορτία τόσο σε συνθήκες άπνοιας, όσο και σε συνθήκες με ταυτόχρονη ύπαρξη ανέμων.

Για να καταστεί εφικτός ο προσδιορισμός της έντασης του φορτίου χιονιού χρησιμοποιείται κατάλληλος χάρτης, στον οποίο δίνονται οι βασικές εντάσεις φορτίων χιονιού για συγκεκριμένο υψόμετρο και περίοδο επαναφοράς. Γενικά, για κτίρια με υψόμετρο μικρότερο των 1500m προτείνεται μεθοδολογία υπολογισμού, ενώ στον Ευρωκώδικα περιλαμβάνονται και συστάσεις με σκοπό τον ορθό υπολογισμό των φορτίων, σε ακραίες κλιματικές συνθήκες, με αυξημένες ταχύτητες ανέμου σε συνδυασμό με το λιώσιμο του χιονιού καθώς και περιπτώσεις ειδικών μορφών συγκέντρωσης χιονιού.

Όσον αφορά το μέγεθος του φορτίου του χιονιού, καθοριστικό ρόλο έχει η κλίση της στέγης, καθώς και η τοποθεσία του έργου (προσανατολισμός, υψόμετρο κλπ). Γενικά, γίνεται η θεώρηση πως τα φορτία χιονιού είναι φορτία στατικά και λογίζονται ως δράσεις μεταβλητές, με εξαίρεση ορισμένες ακραίες περιπτώσεις στις οποίες μπορούν να θεωρηθούν τυχηματικές.

Παρά την βαρύτητα που έχει δοθεί στον υπολογισμό των φορτίων χιονιού, ο EN1991-1-3 δεν αναφέρεται σε:

- Φορτία λόγω παγοποίησης.
- Φορτία λόγω ολίσθησης χιονιού από κάποια ψηλότερη στέγη.
- Πλευρικές φορτίσεις που μπορεί να προκληθούν εξαιτίας του χιονιού.
- Φορτίσεις γεφυρών λόγω χιονόπτωσης.
- Προσαύξηση του φορτίου χιονιού, εξαιτίας της μεγάλης ποσότητας νερού, λόγω βροχοπτώσεων.
- Φορτία λόγω χιονιού ή πάγου που πιθανόν να έχει εγκλειστεί στο αποχετευτικό σύστημα.
- Πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή ανακατανομή του χιονιού στη στέγη λόγω ανθρώπινης επέμβασης.

Το φορτίο χιονιού S που ασκείται επί της στέγης, θεωρείται κατακόρυφο, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της στέγης και προσδιορίζεται από τις κάτωθι σχέσεις:

1. Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_k \quad (3.1)$$

2. Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_{Ad} \quad (3.2)$$

Όπου:

μ_i : Ο συντελεστής σχήματος του φορτίου χιονιού

S_{Ad} : Η τιμή σχεδιασμού του εξαιρετικού φορτίου χιονιού επί του εδάφους για μια δεδομένη τοποθεσία.

S_k : Η χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους

C_e : Ο συντελεστής εκθέσεως.

C_t : Ο θερμικός συντελεστής.

Ο προσδιορισμός του συντελεστή σχήματος του φορτίου χιονιού μ_i , όταν η ολίσθηση του χιονιού δεν παρεμποδίζεται, δίνεται από τον πίνακα 3.4:

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Πίνακας 3.4: Συντελεστής μορφής φορτίου χιονιού μ_i .

Στην κατασκευή μας, για τον υπολογισμό του συντελεστή σχήματος μορφής φορτίου μ_i , η στέγη θεωρείται μονοκλινής με μηδενική κλίση, επομένως μέσω του πίνακα 3.4 λαμβάνεται η τιμή $\alpha=0^\circ$ και κατ' επέκταση $\mu_i=0.8$.

Ο προσδιορισμός του συντελεστή εκθέσεως C_e , γίνεται με βάση τον πίνακα 3.5:

Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο ^α	0,8
Κανονικό ^β	1,0
Προφυλαγμένο ^γ	1,2

^α**Εκτεθειμένο:** Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές χωρίς καθόλου, ή με λίγη προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.

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

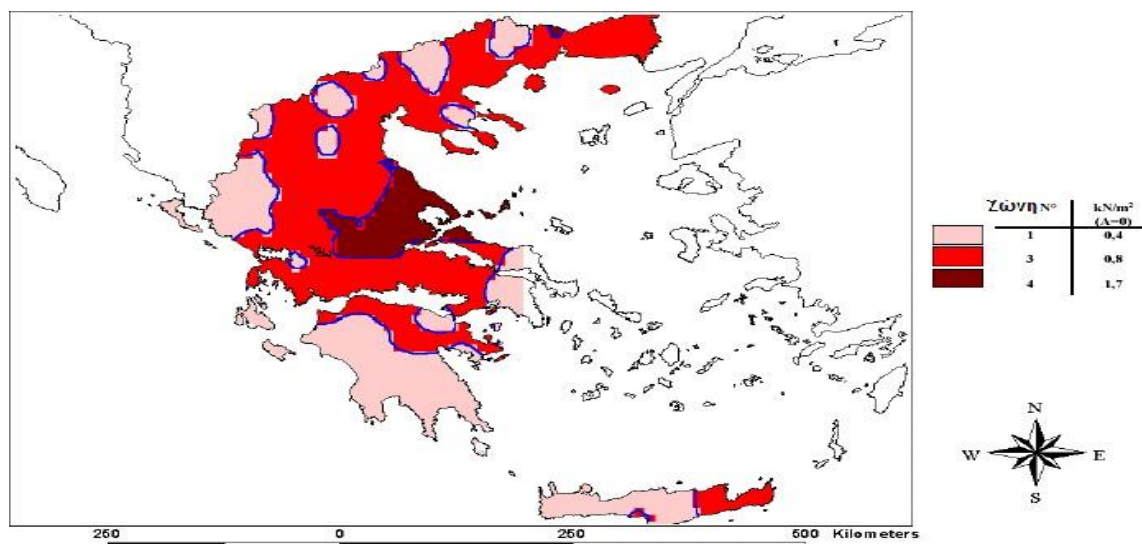
^γ**Προφυλαγμένο:** Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο, ή περιβάλλεται από υψηλά δένδρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.

Πίνακας 3.5: Συνιστώμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά.

Ο θερμικός συντελεστής C_t χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1\text{W/m}^2\text{K}$). Για κανονικές συνθήκες μόνωσης θεωρούμε: $C_t = 1.00$.

Η χαρακτηριστική τιμή s_k του φορτίου χιονιού επί του εδάφους σε kN/m^2 που είναι συνάρτηση της ζώνης και του αντίστοιχου υψομέτρου A , για μια συγκεκριμένη τοποθεσία, δίνεται από τη σχέση: $s_k = s_{k,0} (1 + (A/917)^2)$.

Για τις χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης, οι τιμές του φορτίου χιονιού s_k για περίοδο επαναφοράς 50 ετών δίνονται στο Παράρτημα C του EN1991-1-3. Για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, ορίζονται τρεις ζώνες χιονιού με τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές $s_{k,0}$ των φορτίων για το έδαφος που βρίσκεται στη στάθμη της θάλασσας. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας θεωρήθηκε ότι η κατασκευή γίνεται στην Πάτρα, άρα ανήκει στην Ζώνη III με $s_{k,0} = 0.8 \text{ kN/m}^2$, ενώ το υψόμετρο εδάφους κατασκευής είναι ίσο με $A = 20\text{m}$. Για τα εξαιρετικά φορτία χιονιού λήφθηκε συντελεστής $C_{es1} = 2$.



Σχήμα 3.4 Φορτίο χιονιού στην Ελλάδα στο ύψος στάθμης της θάλασσας.

- Ζώνη I ($s_{k,0} = 0,4kN/m^2$)
- Ζώνη III ($s_{k,0} = 0,8kN/m^2$)
- Ζώνη IV ($s_{k,0} = 1,7kN/m^2$)

Η τιμή του φορτίου χιονιού της στέγης προσδιορίζεται από τις καταστάσεις σχεδιασμού:

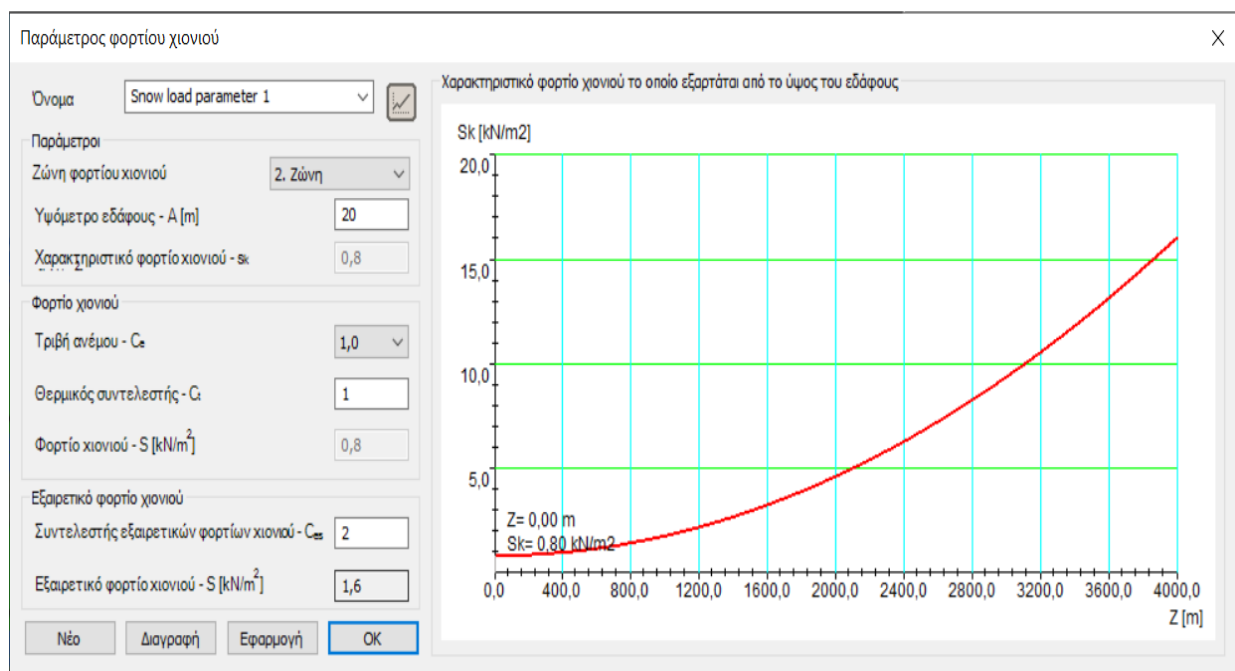
- Για καταστάσεις σχεδιασμού διάρκειας το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k = 0.64kN/m^2$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού το φορτίο χιονιού είναι ίσο με:

$$s = \mu_i \times C_e \times C_t \times C_{esI} \times s_k = 1.28kN/m^2$$

Η εισαγωγή των παραπάνω παραμέτρων πραγματοποιήθηκε και στο πρόγραμμα Consteel, με σκοπό την προσομοίωση του φορτίου χιονιού επί της κατασκευής, αφού προηγουμένως είχε οριστεί η επιφάνεια κατανομής του φορτίου χιονιού.



Σχήμα 3.5: Παράμετροι φορτίου χιονιού στο Consteel.

3.5 Δράσεις ανέμου

Οι δυνάμεις λόγω φορτίων ανέμου παίζουν καθοριστικό ρόλο στις μεταλλικές κατασκευές, καθώς σε πολλές περιπτώσεις αποτελούν την πιο κρίσιμη φόρτιση του φορέα. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι η καταπόνηση της κατασκευής λόγω ανέμου είναι αρκετά σύνθετη και μπορεί να προκαλέσει ταλαντώσεις στον φορέα, ενώ, επιπρόσθετα, δυνάμεις ανέμου ασκούνται πολύ συχνά κατά την διάρκεια ζωής ενός έργου. Ο υπολογισμός τους, πραγματοποιείται με εφαρμογή του Ευρωπαϊκού προτύπου EN1991-1-4, μέσω παραδοχών και απλοποιήσεων, οι οποίες τις μετατρέπουν σε πιέσεις στις εξωτερικές και εσωτερικές επιφάνειες της κατασκευής με ομοιόμορφη κατανομή στην επιφάνεια της ή ένα τμήμα της.

Το μέγεθος της δύναμης που προκαλείται λόγω του ανέμου εξαρτάται από τους παρακάτω παράγοντες:

- Γεωγραφική θέση της κατασκευής: Η ταχύτητα του ανέμου ποικίλει ανάλογα με την τοποθεσία του κτιρίου.
- Φυσική θέση της κατασκευής: Αν το κτίριο βρίσκεται σε μια εκτεθειμένη στον άνεμο περιοχή (π.χ. ακτή), η ταχύτητα του ανέμου θα είναι μεγαλύτερη από μία περιοχή πιο προστατευμένη, που το κτίριο μας θα περιβάλλεται από άλλες κατασκευές.
- Τοπογραφία: Η τοποθεσία της κατασκευής μπορεί να έχει ιδιαίτερα χαρακτηριστικά (πχ όρη, κοιλάδες). Τα χαρακτηριστικά αυτά λαμβάνονται υπόψιν με την βοήθεια ενός συντελεστή τοπογραφίας.
- Διαστάσεις του κτιρίου: Καθοριστικό ρόλο παίζει το ύψος του κτιρίου, διότι η ταχύτητα ανέμου αυξάνει όσο μεγαλώνει η απόσταση από την επιφάνεια του εδάφους.
- Μέση ταχύτητα ανέμου: Για τον υπολογισμό της μέσης ταχύτητας ανέμου, γίνεται προσαύξηση της βασικής ταχύτητας ανέμου με ένα συντελεστή, ο οποίος λαμβάνει υπόψιν την τοποθεσία της κατασκευής, την εδαφική τραχύτητα και το υψόμετρο.
- Σχήμα της κατασκευής: Τα φορτία του ανέμου αποτελούν το αποτέλεσμα μιας πολύπλοκης κατανομής πιέσεων στις επιφάνειες, λόγω της κίνησης του ανέμου γύρω από την κατασκευή. Η κατανομή αυτή περιπλέκεται ακόμη περισσότερο σε περίπτωση ύπαρξης γειτονικών κατασκευών ή φυσικών εμποδίων. Έτσι καθίσταται σαφές πως τα φορτία ανέμου δεν αποτελούν απλώς μετωπικές πιέσεις επί της κατασκευής.
- Κλίση της στέγης: Παίζει καθοριστικό ρόλο για τις δυνάμεις που θα ασκηθούν στην επιφάνεια της στέγης της κατασκευής, όπως συνέβαινε και με το φορτίο χιονιού.
- Διεύθυνση ανέμου: Η πίεση που δέχεται ο φορέας αλλάζει και διαμορφώνεται ανάλογα με την διεύθυνση δράσης του ανέμου.

3.5.1 Βάσεις υπολογισμού πιέσεων ανέμου

Η ταχύτητα ανέμου και η αντίστοιχη ανεμοπίεση αποτελούνται από ένα μέσο και ένα κυμαινόμενο τμήμα. Η μέση ταχύτητα ανέμου v_m προσδιορίζεται από τη βασική ταχύτητα ανέμου v_b , η οποία εξαρτάται από το κλίμα και από τη μεταβολή του ανέμου με το ύψος. Η μεταβολή του ανέμου προσδιορίζεται από την τραχύτητα και το ανάγλυφο του εδάφους. Το κυμαινόμενο μέρος του ανέμου αντιπροσωπεύεται από την πυκνότητα στροβιλισμού.

3.5.2 Συντελεστής πίεσης (C_p)

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εύρεση του τελικού ζητούμενου είναι ο υπολογισμός του συντελεστή πίεσης C_p . Ο συντελεστής αυτός βοηθά στον προσδιορισμό τόσο της επίδρασης του ανέμου στις εξωτερικές, όσο και στις εσωτερικές επιφάνειες. Οι τοπικοί συντελεστές δίνουν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες 1m^2 ή μικρότερες π.χ. για το σχεδιασμό μικρών στοιχείων και συνδέσμων. Οι καθολικοί συντελεστές αποδίδουν τους συντελεστές πίεσης για φορτιζόμενες επιφάνειες μεγαλύτερες από 10m^2 . Μέσω του συντελεστή πίεσης υπολογίζεται η συνισταμένη δράση του ανέμου σε μία κατασκευή, σε ένα δομικό στοιχείο ή τμήμα, ανά μονάδα επιφάνειας.

3.5.3 Κανονιστικές διατάξεις υπολογισμού ανεμοπιέσεων

Οι δράσεις του ανέμου υπολογίστηκαν σύμφωνα με το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 1991- 1-4 κατά το οποίο αναφέρονται τα παρακάτω:

3.5.3.1 Υπολογισμός της βασικής ταχύτητας ανέμου

Η βασική ταχύτητα του ανέμου υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

- $vb = cdir * cseason * vb,0$ (3.3)

Όπου:

vb : Η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του ανέμου και της εποχής του έτους.

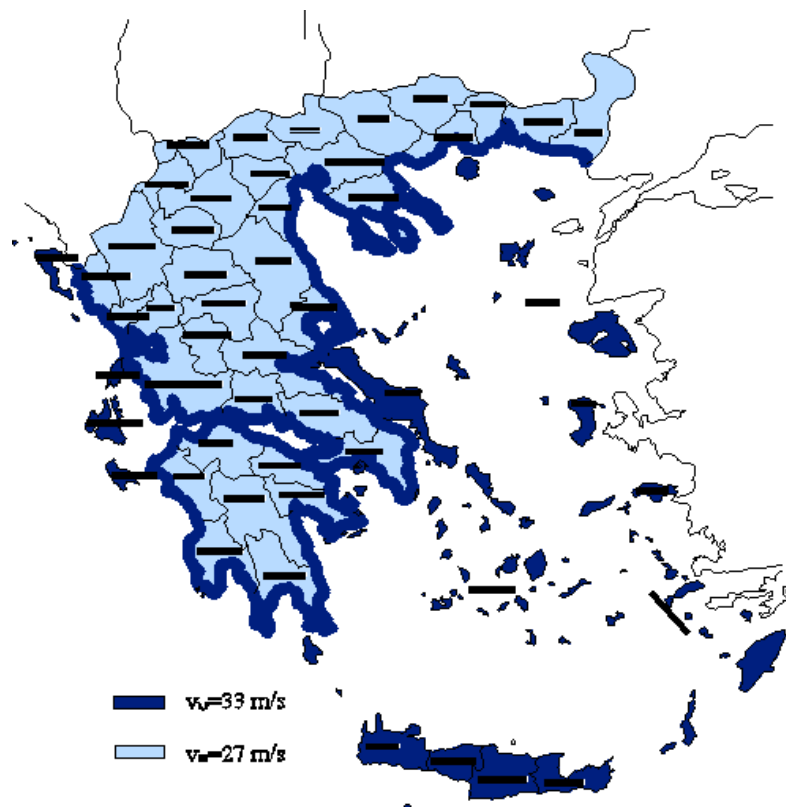
$vb,0$: Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας ανέμου.

$cdir$: Ο συντελεστής διεύθυνσης με προτεινόμενη τιμή 1.0.

$cseason$: Ο εποχικός συντελεστής με προτεινόμενη τιμή 1.0.

Για την βασική ταχύτητα ανέμου $v_{b,0}$ στο Ελληνικό Εθνικό Προσάρτημα έχουν υιοθετηθεί οι τιμές:

- 33 m/s για νησιά και παραλιακά μέρη μέχρι 10 km από την ακτή.
- 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.



Σχήμα 3.6: Ζώνες θεμελιώδους τιμής της βασικής ταχύτητας ανέμου σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδος.

3.5.3.2 Υπολογισμός μέσης ταχύτητας ανέμου

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος z πάνω από το έδαφος, είναι η βασική ταχύτητα ανέμου v_b , τροποποιημένη προκειμένου να λάβει υπόψη την επίδραση της τραχύτητας του εδάφους και την τοπογραφία και προσδιορίζεται από την εξίσωση:

- $$v_m(z) = Cr(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b \quad (3.4)$$

όπου:

$C_0(z)$: Ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους (για επίπεδο έδαφος ίσος με 1,00).

v_b : Η θεμελιώδης βασική ταχύτητα ανέμου.

$Cr(z)$: Ο συντελεστής τραχύτητας, ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη μεταβλητότητα της μέσης ταχύτητας του ανέμου στη θέση της κατασκευής λόγω του ύψους πάνω από το έδαφος και της τραχύτητας του εδάφους της προσήνεμης περιοχής στη θεωρούμενη διεύθυνση του ανέμου, για τον οποίο ισχύει:

- $$Cr(z) = kr \cdot \ln(Z/Z_0) \text{ για } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.5)$$

- $$Cr(z) = Cr(z_{min}) \text{ για } z \leq z_{max} \quad (3.6)$$

όπου:

Z_0 : Το μήκος τραχύτητας.

Z_{max} : λαμβάνεται 200 m, εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά στο Εθνικό Προσάρτημα.

kr : Συντελεστής εδάφους εξαρτώμενος από το μήκος τραχύτητας Z_0 και υπολογίζεται με βάση τη σχέση:

- $$kr = 0.19 (Z_0/Z_{0,II})^{0.07} \quad (3.7)$$

Τα Z_0 , $Z_{0,II}$, Z_{min} προσδιορίζονται με βάση τον πίνακα 3.6 και εξαρτώνται από τον τύπο του εδάφους.

Κατηγορία εδάφους		Z_0	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

Οι κατηγορίες εδάφους όπως περιγράφονται και εικονογραφούνται στο Παράρτημα Α.1. του ΕΚ1

Πίνακας 3.6: Κατηγορίες εδάφους για υπολογισμό του συντελεστή τραχύτητας.

3.5.3.3 Υπολογισμός στροβιλισμού ανέμου

Η ένταση του στροβιλισμού $I_v(z)$ σε ύψος z ορίζεται ως η τυπική απόκλιση του στροβιλισμού διαιρούμενη με τη μέση ταχύτητα του ανέμου.

- $I_v(z) = \sigma v/Vm(z) = k_I/C_0(Z) \cdot \ln(Z/Z_0)$, για $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$ (3.8)

- $I_v(z) = I_z(z_{\min})$, για $z \leq z_{\min}$ (3.9)

όπου:

k_I : Ο συντελεστής στροβιλισμού(προτεινόμενη τιμή 1,00)

c_0 : Ο συντελεστής ανάγλυφου του εδάφους

Z_0 : Το μήκος τραχύτητας, που δίνεται στον Πίνακα 3.6

Ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης προσδίδεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

- $C_0 = 1$, για $\Phi < 0.05$
- $C_0 = 1 + 2s$, για $0.05 < \Phi < 0.3$
- $C_0 = 1 + 0.6s$, για $\Phi > 0.3$

όπου:

S : είναι ο συντελεστής τοπογραφικής θέσης, συνάρτηση των στοιχείων σύμφωνα με την προσήνεμη πλαγιά (οριζόντια, κατακόρυφη απόσταση κ.τ.λ.).

$\Phi = H/L_u$ είναι η κλίση προς την προσήνεμη πλαγιά.

3.5.3.4 Υπολογισμός πίεσης ταχύτητας αιχμής

Η πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$ σε ύψος z , η οποία περιλαμβάνει μέσης και μικρής διάρκειας διακυμάνσεις ταχύτητας, προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση:

- $q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 1/2 \cdot \rho \cdot v^2 m(z) = c_e(z) \cdot q_p$ (3.10)

όπου:

ρ : η πυκνότητα του αέρα, που εξαρτάται από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και τη βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$).

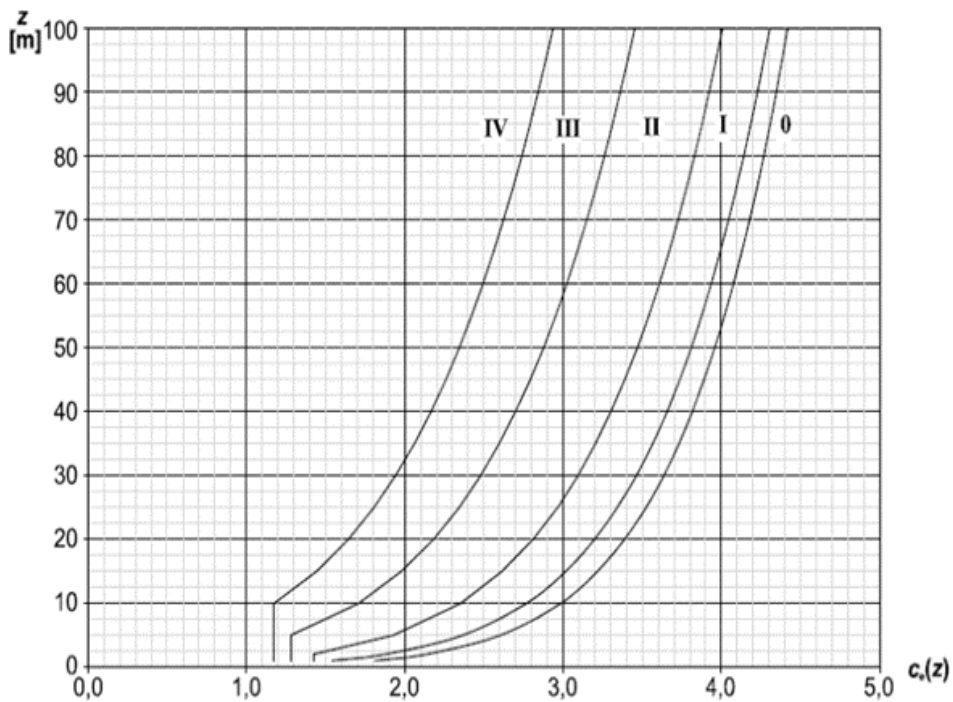
$I_v(z)$: Η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z .

$C_e(z)$: Ο συντελεστής έκθεσης που δίνεται από τη σχέση: $c_e(z) = q_p(z) / q_b$

- q_b : Η βασική πίεση που δίνεται από τη σχέση: $q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (3.11)

Η τιμή 7 στην σχέση της πίεσης ταχύτητας αιχμής, βασίζεται σε συντελεστή αιχμής ίσο με 3.5 και είναι συμβατή με τις τιμές των συντελεστών πίεσης του κεφαλαίου 7 του Ευρωκώδικα 1.

Ο συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ δίνεται ως συνάρτηση του ύψους επάνω από το έδαφος και του τύπου του ανάγλυφου στην παρακάτω εικόνα, για επίπεδο έδαφος όπου $c_0(z) = 1.0$:



Σχήμα 3.7: Συντελεστής έκθεσης $c_e(z)$ για $c_0 = 1.0$, $k_1 = 1.0$.

3.5.3.5 Εξωτερική πίεση ανέμου

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

- $We = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$ (3.12)

όπου:

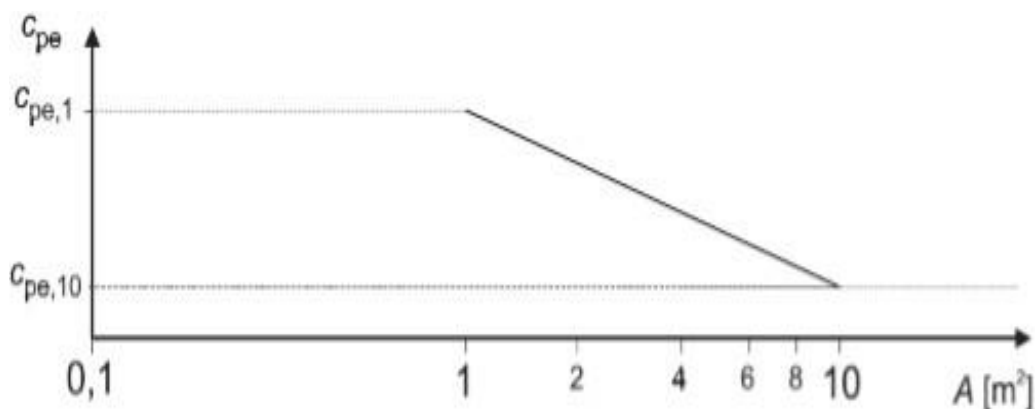
$q_p(z_e)$: Η πίεση ταχύτητας αιχμής.

z_e : Το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση.

C_{pe} : Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

Ο παράγοντας ο οποίος καθορίζει τους συντελεστές εξωτερικής πίεσης C_{pe} σε κτίρια και τμήματα κτιρίων είναι το μέγεθος της φορτιζόμενης επιφάνειας A , η οποία ορίζεται ως η επιφάνεια αυτή της κατασκευής, στην οποία δημιουργείται η δράση του ανέμου στο υπολογιζόμενο τμήμα. Για τις περιπτώσεις όπου η επιφάνεια A προκύπτει μικρότερη από 1m^2 η μεγαλύτερη από 10m^2 , οι τιμές των συντελεστών εξωτερικής πίεσης C_{pe} δίνονται μέσω πινάκων, ανάλογα την διαμόρφωση του μελετώμενου κτιρίου. Στο παρακάτω σχήμα δίνεται το διάγραμμα μεταβολής του συντελεστή εξωτερικής πίεσης C_{pe} συναρτήσει της επιφάνειας A , για επιφάνειες από 1m^2 έως 10m^2 , το οποίο έχει προκύψει μέσω της σχέσης:

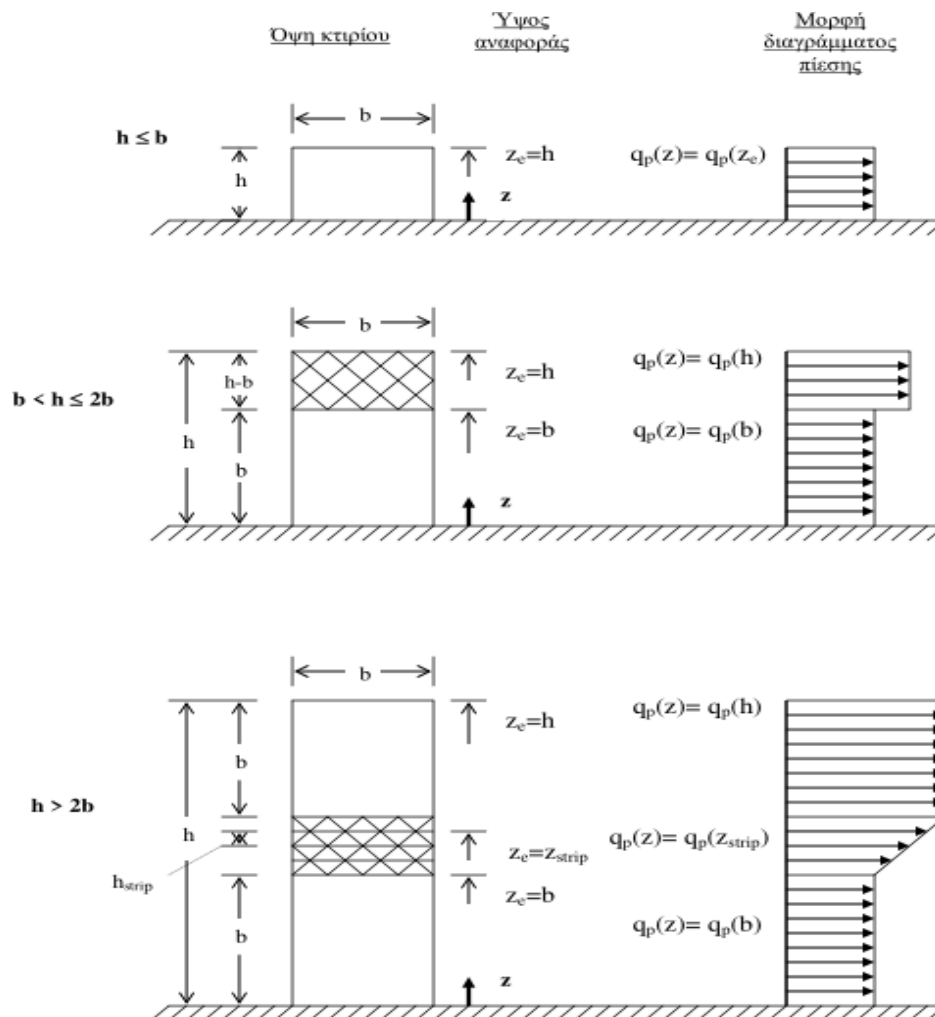
- $C_{pe} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10})\log_{10}A$ (3.13)



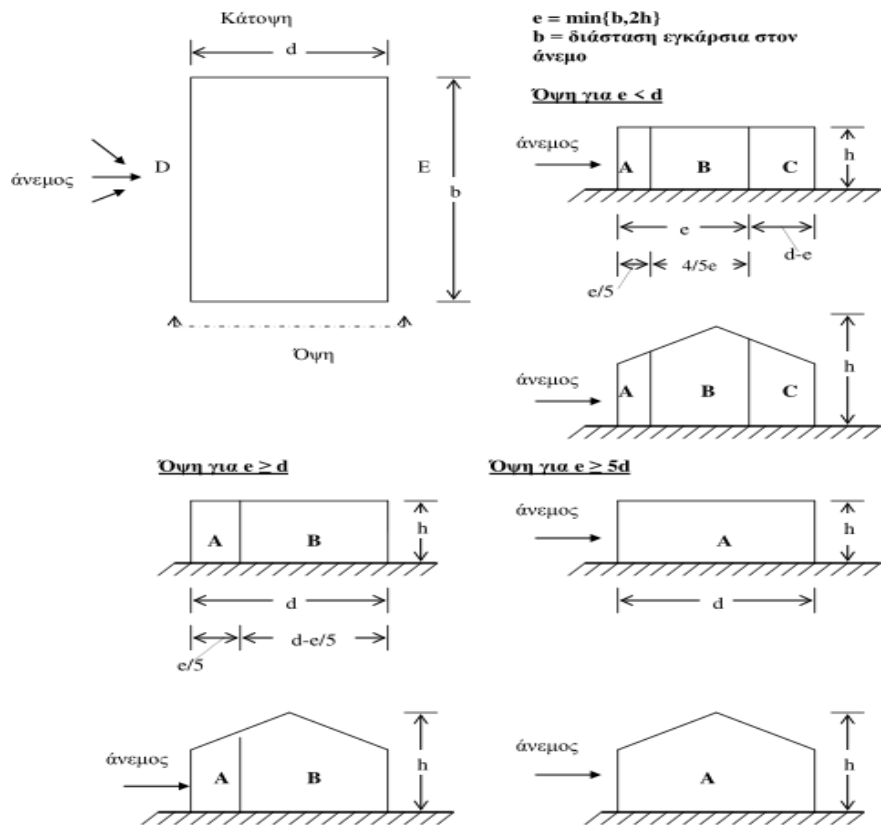
Σχήμα 3.8: Προσδιορισμός συντελεστή εξωτερικής πίεσης C_{pe} για κτίρια με φορτιζόμενη επιφάνεια μεταξύ 1m^2 και 10m^2 .

Ο υπολογισμός των υψών αναφοράς, z_e , για προσήνεμους τοίχους κτιρίων ορθογωνικής κάτοψης (ζώνη D , Σχήμα 3.10), εξαρτώνται από το λόγο h/b και είναι πάντα τα ανώτερα ύψη των διαφόρων τμημάτων των τοίχων. Δίνονται στο σχήμα 3.9 για τις ακόλουθες τρεις περιπτώσεις:

- Σε κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μικρότερο από b πρέπει να λαμβάνεται ως ένα τμήμα.
- Σε κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από b , αλλά μικρότερο από $2b$, μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από δύο τμήματα: σε ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b και ένα ανώτερο τμήμα αποτελούμενο από το υπόλοιπο.
- Κτίριο, του οποίου το ύψος h είναι μεγαλύτερο από $2b$ μπορεί να λαμβάνεται ως αποτελούμενο από πολλαπλά τμήματα: ένα κατώτερο τμήμα εκτεινόμενο από το έδαφος προς τα άνω ύψους ίσου με b , ένα ανώτερο τμήμα εκτεινόμενο από την κορυφή και προς τα κάτω ύψους ίσου με b , και μια ενδιάμεση περιοχή, μεταξύ του ανώτερου και κατώτερου τμήματος, η οποία μπορεί να διαιρεθεί σε οριζόντιες λωρίδες με ύψος h_{strip} όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9.



Σχήμα 3.9: Ύψος αναφοράς z_e για διάφορες περιπτώσεις του λόγου h/b και κατανομή των πιέσεων.



Σχήμα 3.10: Υπόμνημα για κατακόρυφους τοίχους.

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης $c_{pe,10}$ και $c_{pe,1}$ για τις ζώνες A, B, C, D και E ορίζονται σύμφωνα με την Σχήμα 3.10 στον Πίνακα 3.3 παρακάτω.

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

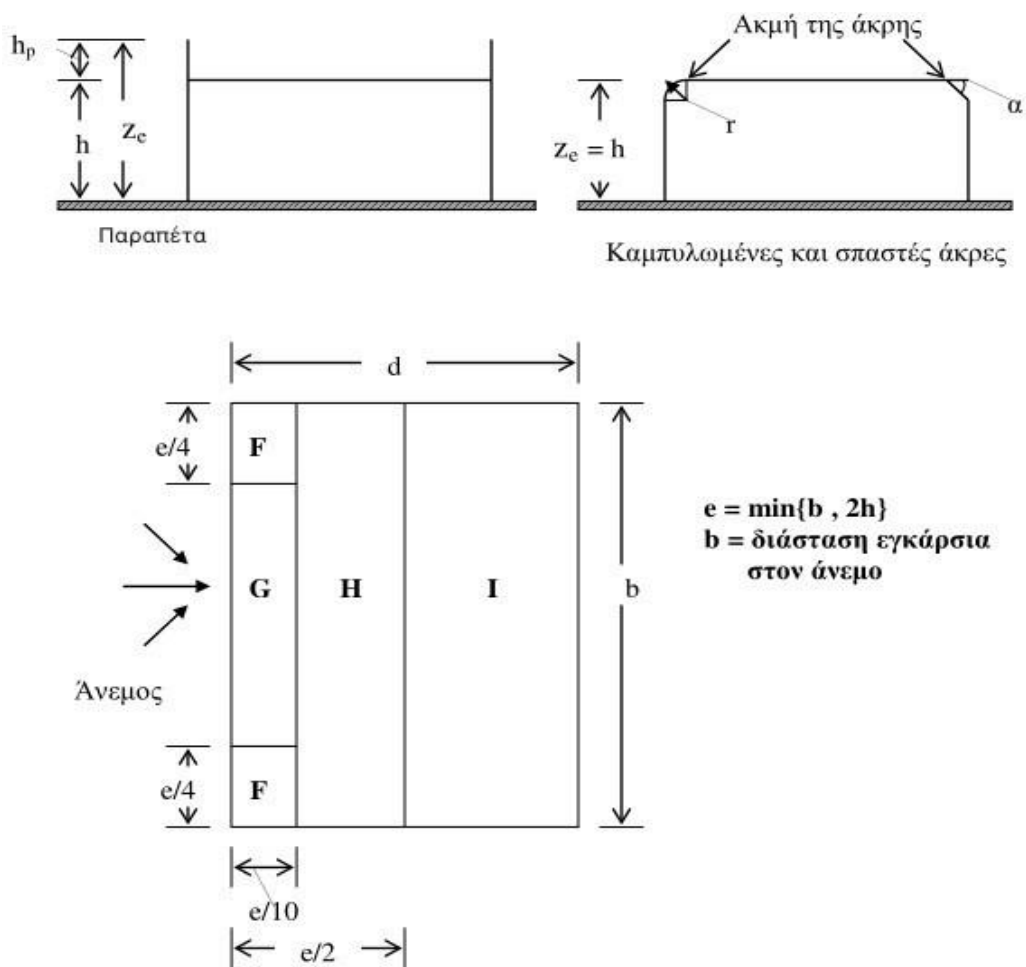
Πίνακας 3.7: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για κτίρια ορθογωνικής κάτοψης με κατακόρυφους τοίχους.

Σε περίπτωση που $h/d \geq 5$, η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 1, ενώ στην περίπτωση που $h/d < 1$, η προκύπτουσα δύναμη πολλαπλασιάζεται με 0.85. Για ενδιάμεσες τιμές, χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή.

3.5.3.6 Εξωτερική πίεση σε στέγες και δώματα

A) Επίπεδες στέγες

Επίπεδες θεωρούνται οι στέγες που έχουν κλίση $-5^\circ < \alpha < +5^\circ$. Η στέγη διαιρείται σε ζώνες όπως φαίνεται στη παρακάτω εικόνα. Οι συντελεστές πίεσης για κάθε ζώνη δίνονται στον Πίνακα 3.8.



Σχήμα 3.11: Ορισμός ζωνών για επίπεδες στέγες.

Τύπος στέγης		Ζώνη							
		F		G		H		I	
		$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
Αιχμηρά άκρα		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	±0,2	
Με στηθαία	$h_p/h=0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	±0,2	
	$h_p/h=0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	±0,2	
Καμπύλα Άκρα	$r/h=0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		±0,2	
	$r/h=0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		±0,2	
	$r/h=0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		±0,2	
Κεκλιμένα άκρα	$\alpha=30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		±0,2	
	$\alpha=45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		±0,2	
	$\alpha=60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		±0,2	

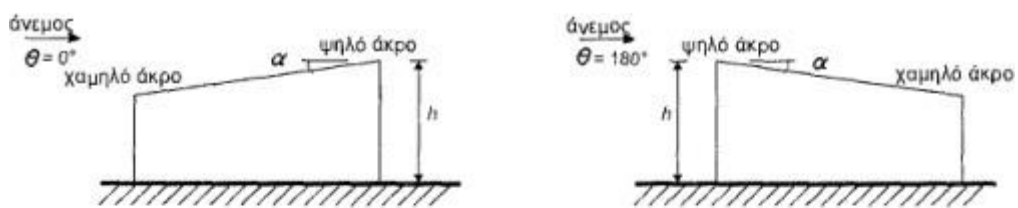
Πίνακας 3.8: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για επίπεδες στέγες.

Σημειώσεις:

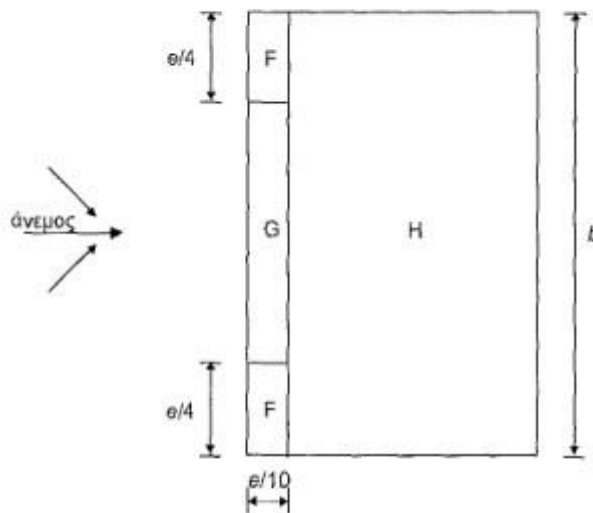
- Σε στέγες με στηθαία ή καμπύλα άκρα, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές των λόγων h_p/h και r/h .
- Σε στέγες με κεκλιμένα άκρα, μπορεί να γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των 30° , 45° και 60° . Για $\alpha > 60^\circ$ γίνεται γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών για $\alpha = 60^\circ$ και των τιμών για αιχμηρά άκρα.
- Στην ζώνη I της στέγης πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι δύο τιμές των συντελεστών (θετική και αρνητική).
- Για το ίδιο καμπύλο άκρο, οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης προκύπτουν με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών που αντιστοιχούν στον τοίχο και στη στέγη.

B) Μονοκλινείς στέγες

Οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης σε μονοκλινείς στέγες δίνονται στους Πίνακες 3.9α, 3.9β σύμφωνα με το συμβολισμό από τα σχήματα του 3.12. Για στέγες μεγάλης επιφάνειας θα πρέπει να ληφθούν υπόψη και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις λόγω τριβής.



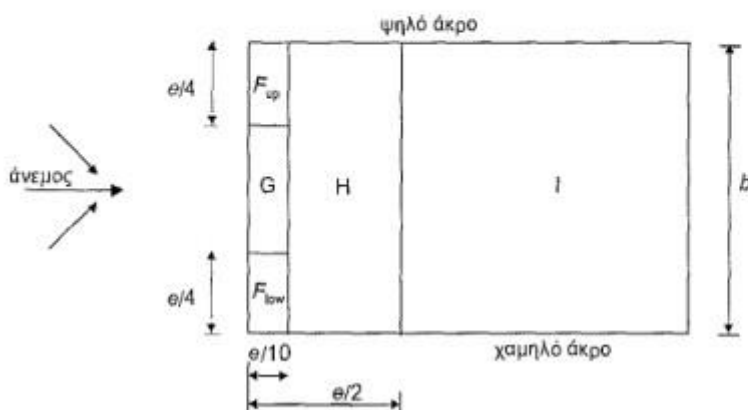
α) γενικά



β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$ και $\theta = 180^\circ$

$e = b$ ή $2b$
όποιο είναι μικρότερο

b: διάσταση εγκάρσια στον άνεμο



γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Σχήμα 3.12: Ορισμός ζωνών για μονοκλινείς στέγες.
[32]

Γωνία κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου Θ = 0°						Ζώνη για διεύθυνση ανέμου Θ = 180°					
	F		G		H		F		G		H	
	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
	+0,0		+0,0		+0,0							
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	+0,2		+0,2		+0,2							
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	+0,7		+0,7		+0,4							
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	+0,7		+0,7		+0,6							
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	

Πίνακας 3.9α: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες.

Γωνία Κλίσης α	Ζώνη για διεύθυνση ανέμου Θ=90°									
	F _{up}		F _{low}		G		H		I	
	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}	C _{pe.10}	C _{pe.1}
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	

Πίνακας 3.9β: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για μονοκλινείς στέγες.

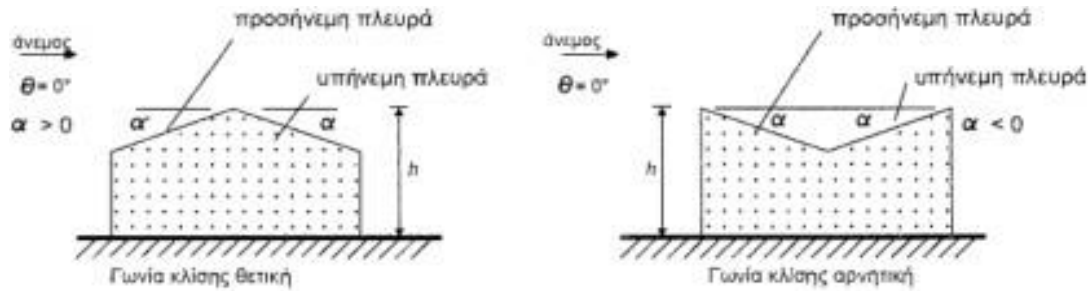
Σημείωση:

Αν $\theta = 0^\circ$ (Πίν. 3.9α) η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα μεταξύ θετικών και αρνητικών τιμών για γωνίες κλίσης $\alpha = +5^\circ$ έως $+45^\circ$, οπότε δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, θεωρούνται δύο περιπτώσεις. Μία με όλες τις τιμές θετικές και μία με όλες τις τιμές αρνητικές. Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια επιφάνεια.

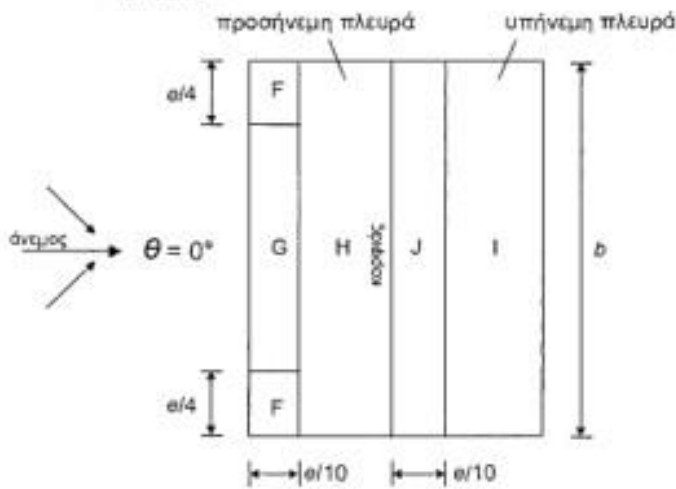
Μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου. Οι τιμές οι ίσες με μηδέν δίνονται προς διευκόλυνση της παρεμβολής.

Γ) Δικλινείς στέγες

Στο σχήμα 3.13 δίνεται ο τρόπος υποδιαίρεσης των δικλινων στεγών σε ζώνες, ενώ στους Πίνακες 3.10α και 3.10β οι συντελεστές εξωτερικής πίεσης.

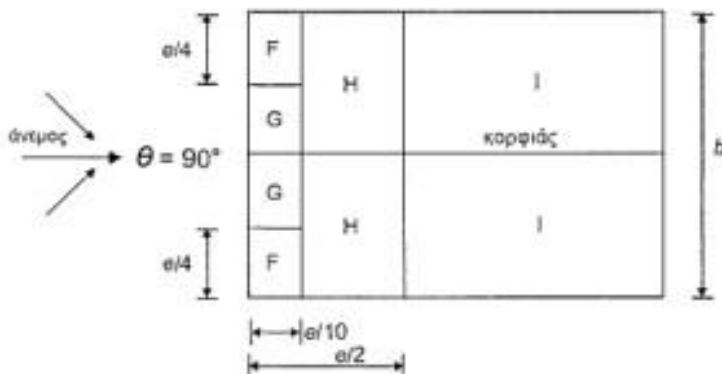


(α) γενικά



(β) διεύθυνση ανέμου $\theta = 0^\circ$

$e = b \text{ ή } 2h$
 όπου είναι μικρότερο
 b : διάσταση εγκάρσια
 στον άνεμο



(γ) διεύθυνση ανέμου $\theta = 90^\circ$

Σχήμα 3.13: Ορισμός ζωνών για δικλινείς στέγες.

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

Πίνακας 3.10α: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινεις στέγες.

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

Πίνακας 3.10β: Συντελεστές εξωτερικής πίεσης για δίκλινεις στέγες.

Σημειώσεις:

- Για $\theta = 0^\circ$ η πίεση μεταβάλλεται γρήγορα από θετικές σε αρνητικές τιμές στην προσήνεμη πλευρά γύρω από γωνία κλίσης $\alpha = -5^\circ$ έως $+45^\circ$, έτσι δίνονται τόσο οι θετικές όσο και οι αρνητικές τιμές. Για τις στέγες αυτές, θα πρέπει να θεωρούνται τέσσερις περιπτώσεις, όπου οι μεγαλύτερες ή οι μικρότερες τιμές όλων των επιφανειών F , G και H συνδυάζονται με τις μεγαλύτερες ή τις μικρότερες τιμές των επιφανειών I και J . Δεν επιτρέπεται ανάμιξη θετικών και αρνητικών τιμών στην ίδια πλευρά.

- Για ενδιάμεσες γωνίες κλίσης του ίδιου πρόσημου μεταξύ τιμών του ίδιου πρόσημου μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή (όχι μεταξύ των τιμών για $\alpha = +5^\circ$ και $\alpha = -5^\circ$). Οι τιμές ίσες με το μηδέν δίνονται για διευκόλυνση της παρεμβολής.

3.5.3.7 Εσωτερική πίεση ανέμου

Η πίεση του ανέμου η οποία δρα κάθετα στις εσωτερικές επιφάνειες μιας κατασκευής προκύπτει από τη σχέση:

- $W_i = q_p(z_i) \cdot C_{pi}$ (3.14)

όπου:

$q_p(z_i)$: Η πίεση ταχύτητας αιχμής.

z_i : Το ύψος αναφοράς για την εξωτερική πίεση.

C_{pi} : Ο συντελεστής εξωτερικής πίεσης.

Οι εσωτερικές και οι εξωτερικές πιέσεις θεωρούνται ότι δρουν ταυτόχρονα. Ο δυσμενέστερος συνδυασμός εξωτερικών και εσωτερικών πιέσεων θα λαμβάνεται υπόψιν για κάθε συνδυασμό δυνατών ανοιγμάτων και άλλων δρόμων διαρροής.

Ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης C_{pi} , εξαρτάται από το μέγεθος και την κατανομή των ανοιγμάτων στη συνολική επιφάνεια του κτιρίου. Όταν, σε τουλάχιστον δύο πλευρές του κτιρίου (πλευρικές ή οροφή), η συνολική επιφάνεια των ανοιγμάτων σε κάθε πλευρά είναι μεγαλύτερη από το 30% της επιφάνειας αυτής της πλευράς, οι δράσεις στην κατασκευή δεν θα πρέπει να υπολογίζονται από τους κανόνες που δίνονται σε αυτό το κεφάλαιο, αλλά θα πρέπει να χρησιμοποιούνται οι κανόνες του 7.3 και 7.4 του Ευρωκώδικα 1-4.

Όπου ένα εξωτερικό άνοιγμα, όπως μια πόρτα ή ένα παράθυρο, θα ήταν καθοριστικό εάν ήταν ανοιχτό, αλλά θεωρείται κλειστό στην οριακή κατάσταση αντοχής, κατά τη διάρκεια ανεμοθύελλας, η κατάσταση με την πόρτα ή το παράθυρο ανοιχτό θα πρέπει να θεωρείται ως μια τυχηματική κατάσταση σχεδιασμού, σε συμφωνία με το EN 1990. Η πλευρά ενός κτιρίου θα πρέπει να θεωρείται δεσπόζουσα όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων της, είναι τουλάχιστον διπλάσια της επιφάνειας των ανοιγμάτων και σημείων διαρροής στις υπόλοιπες πλευρές του θεωρούμενου κτιρίου. Σε κτίριο με μια καθοριστική πλευρά, η εσωτερική πίεση θα λαμβάνεται σαν ένα κλάσμα της εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς με τις τιμές που δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη καθοριστική πλευρά είναι διπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές:

- $c_{pi} = 0.75 c_{pe}$

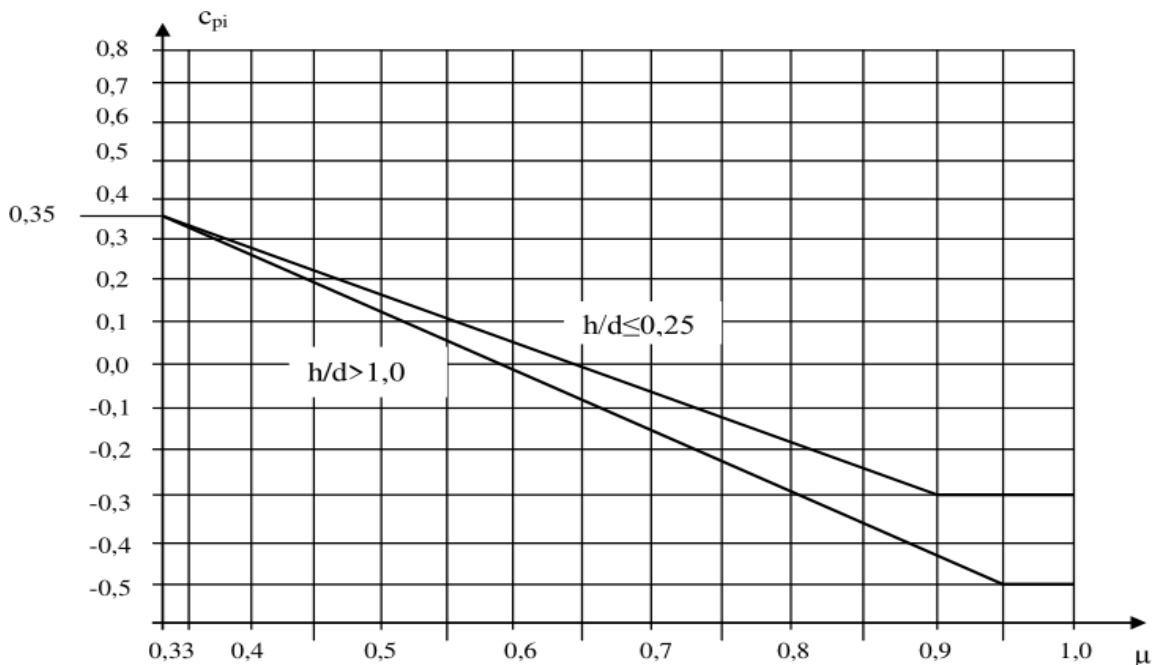
Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη καθοριστική πλευρά είναι τουλάχιστον τριπλάσια από την επιφάνεια των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές:

- $c_{pi} = 0.90 c_{pe}$

Όπου c_{pe} είναι η τιμή για το συντελεστή εξωτερικής πίεσης στα ανοίγματα της καθοριστικής πλευράς. Όταν αυτά τα ανοίγματα βρίσκονται σε ζώνες με διαφορετικές τιμές εξωτερικών πιέσεων, μία σταθμισμένη μέση τιμή του c_{pe} θα πρέπει να χρησιμοποιείται.

Όταν η επιφάνεια των ανοιγμάτων στη δεσπόζουσα πλευρά είναι μεταξύ 2 και 3 φορές της επιφάνειας των ανοιγμάτων στις υπόλοιπες πλευρές, μπορεί να χρησιμοποιείται γραμμική παρεμβολή για τον υπολογισμό του c_{pi} .

Για κτίρια χωρίς δεσπόζουσα πλευρά, ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης c_{pi} θα προσδιορίζεται από το ακόλουθο σχήμα 3.14, και είναι συνάρτηση του λόγου του ύψους προς το βάθος του κτιρίου h/d .



Σχήμα 3.14: Συντελεστές εσωτερικής πίεσης για ομοιόμορφα κατανομημένα ανοίγματα.

Το ποσοστό των ανοιγμάτων μ για κάθε διεύθυνση του ανέμου θ , θα προσδιορίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

- $\mu = \Sigma A(c_{pe \leq 0}) / \Sigma A \quad (3.15)$

Όπου:

$\Sigma A(c_{pe \leq 0})$: Το άθροισμα των επιφανειών των ανοιγμάτων όπου το C_{pe} είναι αρνητικό ή μηδέν.

ΣA : Το άθροισμα των επιφανειών όλων των ανοιγμάτων.

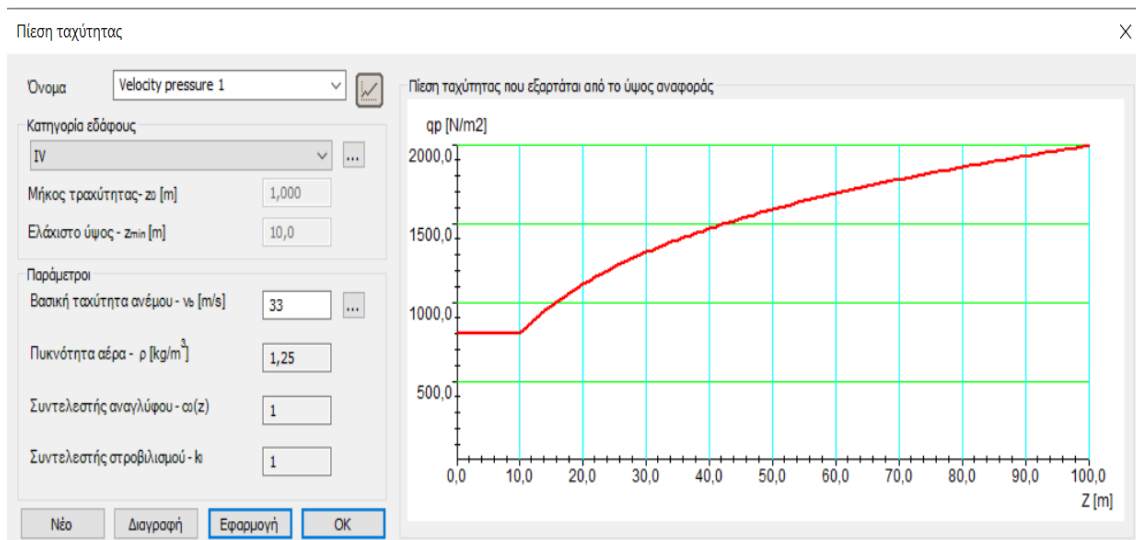
Όπου δεν είναι δυνατή ή δεν θεωρείται δικαιολογημένη η εκτίμηση του μ για μια συγκεκριμένη περίπτωση τότε το c_{pi} θα πρέπει να λαμβάνεται ως το πλέον δυσμενές από τα +0.2 και -0.3.

Το ύψος αναφοράς Z_i για τις εσωτερικές πιέσεις θα λαμβάνεται ίσο με το ύψος αναφοράς Z_e για τις εξωτερικές πιέσεις των πλευρών που με τα ανοίγματά τους συνεισφέρουν στη δημιουργία της εσωτερικής πίεσης. Εάν υπάρχουν πολλά ανοίγματα η μεγαλύτερη τιμή του Z_e θα πρέπει να χρησιμοποιείται για τον καθορισμό του Z_i .

3.5.4 Υπολογισμός ανεμικών φορτίων για το κτίριο μας

Με την βοήθεια του Consteel, επιτυγχάνεται ο αυτόματος υπολογισμός των φορτίων ανέμου στην κατασκευή, σύμφωνα με το πρότυπο EN 1991-1-4. Απαραίτητη προϋπόθεση αποτελεί ο ορισμός των κατάλληλων επιφανειών κατανομής του φορτίου ανέμου για την στέγη και τους τοίχους. Κατά την δημιουργία αυτών των επιφανειών δίνεται η δυνατότητα επιλογής των δομικών στοιχείων τα οποία θα παραλάβουν τα φορτία της κάθε επιφάνειας, εν προκειμένω τα υποστυλώματα σε κάθε περίπτωση.

Αρχικά, εισάγονται στο πρόγραμμα οι τιμές κάποιων βασικών παραμέτρων όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.15:



Σχήμα 3.15: Πίεση ταχύτητας ανέμου

Το κτίριο μας θα κατασκευαστεί στην Πάτρα, κοντά στην ακτή επομένως η ταχύτητα ανέμου είναι $v_{b,0} = 33\text{m/s}$. Επίσης, σύμφωνα με την περιοχή, προέκυψε έδαφος κατηγορίας IV (περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια των οποίων το μέσο ύψος ξεπερνά τα 15m). Επομένως, προκύπτει $z_0 = 1.0\text{m}$ και $z_{min} = 10\text{m}$.

Στη συνέχεια επιλέχθηκε ο συντελεστής εσωτερικής πίεσης C_{pi} , ως ο δυσμενέστερος από τα +0.2 και -0.3, όπως αναφέρει ο EN 1991-1-4.

Σχήμα 3.16: Εσωτερική πίεση ανέμου.

Επιπρόσθετα, χρειάστηκε να οριστούν στο πρόγραμμα οι γεωμετρικές παράμετροι της διεύθυνσης του ανέμου, το ύψος της κατασκευής, τα μήκη της κάθετης και της παράλληλης πλευράς της εισαχθείσας διεύθυνσης αλλά και το εμβαδό φόρτισης A , το οποίο ορίζεται αυτόματα ως 10m^2 , όταν η επιφάνεια καταλαμβάνει ίσο ή μεγαλύτερο εμβαδό για την επιλογή των κατάλληλων συντελεστών C_{pe} . Ακόμη ορίστηκε η τιμή 0.01 για τον συντελεστή τριβής ανέμου C_{fr} . Στην επιφάνεια της στέγης λήφθηκε υπόψιν η επιρροή λόγω στηθαιού, ύψους 1.2m.

Σχήμα 3.17: Γεωμετρικές παράμετροι ανέμου.

Τριβή ανέμου

Όνομα: Wind friction 1

Τριβή ανέμου

Ομαλή (π.χ. χάλυβας, λείο σκυρόδεμα)

Τραχεία (π.χ. τραχύ σκυρόδεμα, πισσόπλακες)

Πολύ τραχεία (π.χ. κυματώσεις, νευρώσεις, πτυχώσεις)

Χρήστη

Συντελεστής τριβής - C_f : 0,0100

Νέο Διαγραφή Εφαρμογή OK

Σχήμα 3.18: Τριβή ανέμου.

Για να υπολογιστούν αυτόματα τα φορτία του ανέμου για κάθε διεύθυνση χρησιμοποιείται η εντολή του προγράμματος γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων (Σχήμα 3.19) η οποία αντλεί τις απαραίτητες πληροφορίες (εσωτερική πίεση, ταχύτητα πίεσης, τριβή ανέμου, γεωμετρικές παράμετροι) μέσω των επιφανειών κατανομής φορτίου που αναφέρθηκαν παραπάνω.

Γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων

Φορτίο ανέμου

Όνομα	Κατηγορία	Τύπος	Κατάσταση	<input checked="" type="checkbox"/> 0	<input checked="" type="checkbox"/> 90	<input checked="" type="checkbox"/> 180	<input checked="" type="checkbox"/> 270	Δημιουργία
Εσωτερική πίεση				<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Τριβή ανέμου				<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Κατακόρυφες ε...	Τυπικός	Έγκυρος	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια για τ...	Οριζόντιες στέγ...	Τυπικός	Έγκυρος	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>

Φορτίο χιονιού

Όνομα	Κατηγορία	Τύπος	Κατάσταση	Δημιουργία
Δημιουργία εξαιρετικ...				<input checked="" type="checkbox"/>
Επιφάνεια χιονιού 1	Επίπεδη στέγη	Τυπικός	Έγκυρος	<input checked="" type="checkbox"/>

Ακύρωση OK

Σχήμα 3.19: Γεννήτρια μετεωρολογικών φορτίων στο Consteel.

3.6 Σεισμικές δράσεις

Κατά την διάρκεια ενός σεισμού, αναπτύσσονται στο έδαφος επιταχύνσεις, οι οποίες προκαλούν την δημιουργία μετατοπίσεων και κατ' επέκταση, αδρανειακών δυνάμεων επί της κατασκευής. Ως αδρανειακές, ορίζουμε τις δυνάμεις εκείνες οι οποίες έχουν την τάση να διατηρήσουν την κινητική κατάσταση της κατασκευής έναντι στην μετακίνηση εναλλασσόμενου πρόσημου που επιβάλλει ο σεισμός. Οι δυνάμεις λόγω σεισμού είναι οριζόντιες αλλά και κατακόρυφες, όμως ως πλέον σοβαρές θεωρούνται οι οριζόντιες, χωρίς αυτό να σημαίνει πως κάτω από ορισμένες συνθήκες οι κατακόρυφες δεν μπορούν να αποβούν μοιραίες για την κατασκευή.

Η Ελλάδα αποτελεί μία από τις πιο σεισμογενείς χώρες παγκοσμίως με αποτέλεσμα να κρίνεται απαραίτητος ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κτιρίων. Στις περισσότερες περιπτώσεις κατασκευών αποτελεί την πλέον κρίσιμη φόρτιση και για αυτό δίνεται πολύ μεγάλη βαρύτητα στην συνεχή βελτίωση των κανονισμών. Για τον λόγο αυτό έχουν δημιουργηθεί ο ΕΑΚ 2000 και ο ΕΝ 1998, που αποτελούν τον ελληνικό και ευρωπαϊκό αντισεισμικό κανονισμό αντίστοιχα. Στα παραρτήματα αυτά, παρέχονται οι απαραίτητες πληροφορίες προκειμένου να γίνει σωστός σχεδιασμός έναντι σεισμικής διέγερσης. Στόχος τους είναι σε περιπτώσεις σεισμού να διασφαλίζεται:

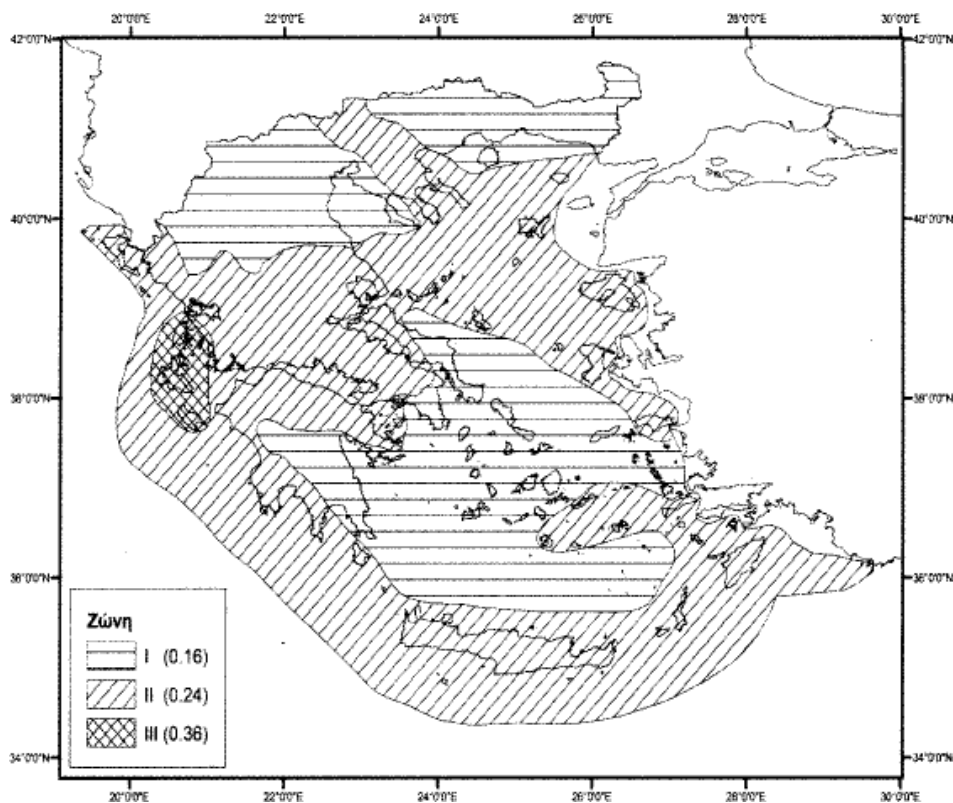
- Η προστασία της ανθρώπινης ζωής
- Ο περιορισμός των βλαβών της κατασκευής
- Η ομαλή λειτουργία έργων σημαντικών για την αστική προστασία (πχ νοσοκομεία)

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας η ανάλυση της κατασκευής πραγματοποιήθηκε με βάση τις διατάξεις του ΕΝ1998. Σύμφωνα με τον ΕΝ1998 για τον προσδιορισμό της σεισμικής απόκρισης προβλέπεται η εφαρμογή των παρακάτω δύο μεθόδων:

- Δυναμική φασματική μέθοδος: Απαιτεί πλήρη ιδιομορφική ανάλυση του συστήματος, υπολογισμό της μέγιστης σεισμικής απόκρισης για κάθε ιδιομορφή ταλάντωσης και τέλος την τετραγωνική επαλληλία των μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων.
- Ισοδύναμη στατική μέθοδος: Δεν απαιτείται πλήρης ιδιομορφική ανάλυση παρά μόνο προσεγγιστική θεώρηση της θεμελιώδους ιδιομορφής για κάθε διεύθυνση του σεισμού. Αυτή η απλοποίηση επιτρέπει την εφαρμογή ισοδύναμων στατικών δυνάμεων οι οποίες εφαρμόζονται ως στατικά φορτία στον φορέα.

3.6.1 Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας

Η Ελλάδα χωρίζεται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, οι οποίες καθορίζονται σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000. Μέσω αυτών των ζωνών καθορίζεται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού A , η οποία είναι μια θεωρητική τιμή με βάση την οποία θα γίνει από τον μηχανικό η μελέτη του έργου. Η τιμή της επιτάχυνσης εδάφους A ορίζεται έτσι ώστε σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα να υπάρχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, δηλαδή έχει περίοδο επαναφοράς $T=475$ χρόνια.



Σχήμα 3.20: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας για την Ελλάδα.

- $a=0.16$ για Ζώνη I
- $a=0.24$ για Ζώνη II
- $a=0.36$ για Ζώνη III

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση ορίζεται με βάση την παρακάτω σχέση:

- $A = a \cdot g$ (3.16)

Όπου:

g : Η επιτάχυνση της βαρύτητας

a : Αναλόγως τη ζώνη που βρίσκεται η περιοχή

3.6.2 Συντελεστής σπουδαιότητας

Όπως είναι λογικό, κατά την διάρκεια της μελέτης πρέπει να ληφθεί υπόψιν η χρήση για την οποία προορίζεται να γίνει η κατασκευή. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , ο οποίος κυμαίνεται ανάμεσα στις τιμές 0.80 και 1.40 και εκφράζει μεγαλύτερες ή μικρότερες απαιτήσεις απόκρισης. Τα κτίρια διαχωρίζονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας ανάλογα με τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που θα έχει η κατάρρευση ή η διακοπή λειτουργίας τους.

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

Κατηγορία Σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σπουδαιότητας γ_I	0,80	1,00	1,20	1,40

Σχήμα 3.21: Κατηγορίες κτιρίων και συντελεστής σπουδαιότητας.

3.6.3 Κατηγορία εδάφους

Οι κατηγορίες εδάφους A, B, C, D και E που καθορίζονται από τη στρωματογραφία μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να αποτιμήσουν την επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στη σεισμική δράση.

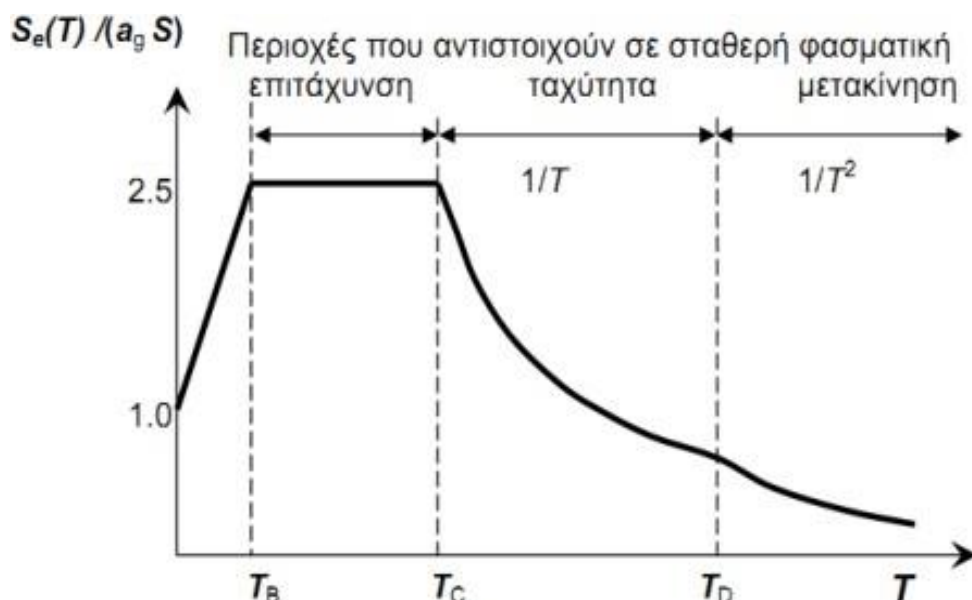
Κατάταξη εδαφών				
Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας	Παράμετροι		
		$v_{s,30}$	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού	> 800	–	–
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος	360 - 800	> 50	> 250
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά	< 180	< 15	< 70
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 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	< 100 (ενδεικτικό)	–	10 - 20
S_2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων, ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S_1			

Πίνακας 3.11: Κατηγορία εδαφών σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα.

3.6.4 Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού

Το φάσμα επιταχύνσεων της κατασκευής αναπαριστά τον σεισμό σχεδιασμού, οι σεισμικές δυνάμεις του οποίου υπολογίζονται στον EN1998 από την μέγιστη επιτάχυνση απόκρισης της κατασκευής. Το σημείο έναρξης είναι ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης, το οποίο εν συνεχεία μειώνεται με συντελεστές που λαμβάνουν υπόψιν την ικανότητα της κατασκευής να απορροφά σεισμική ενέργεια μέσω ανελαστικών παραμορφώσεων. Το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5%, με διαίρεση των φασματικών επιταχύνσεων δια του συντελεστή συμπεριφοράς q . Σε οριζόντιο επίπεδο τα σεισμικά φορτία δρουν ταυτόχρονα και ανεξάρτητα σε δυο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις που έχουν το ίδιο φάσμα απόκρισης. Σύμφωνα με τον EC8, προβλέπονται δύο διαφορετικά φάσματα σχεδιασμού, ένα για περιοχές υψηλότερης σεισμικότητας της νότιας Ευρώπης (Type 1) και το άλλο για υιοθέτηση σε περιοχές χαμηλότερης σεισμικότητας της κεντρικής και βόρειας Ευρώπης (Type 2).

Το ελαστικό φάσμα επιταχύνσεων με απόσβεση 5% περιλαμβάνει μια περιοχή σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, μεταξύ περιόδων T_B και T_C με τιμή 2.5 φορές τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_g S$, (όπως στον ΕΑΚ 2000 μεταξύ των περιόδων T_1 και T_2) που ακολουθείται από μια περιοχή σταθερής φασματικής ταχύτητας μεταξύ περιόδων T_C και T_D , όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T$, και μια περιοχή σταθερής φασματικής μετακίνησης, όπου η φασματική επιτάχυνση είναι ανάλογη του $1/T^2$.



Σχήμα 3.22: Ελαστικό φάσμα στην οριζόντια διεύθυνση για απόσβεση 5%.

Κατηγορία εδάφους	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1.0	0.15	0.4	2.5
B	1.2	0.15	0.5	2.5
C	1.15	0.20	0.6	2.5
D	1.35	0.20	0.8	2.5
E	1.4	0.15	0.5	2.5

Πίνακας 3.12: Παράμετροι οριζόντιου ελαστικού φάσματος για τις τυποποιημένες κατηγορίες εδάφους σύμφωνα με τον ΕΛΟΤ.

Στις περιοχές σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης, το φάσμα σχεδιασμού προκύπτει από το ελαστικό φάσμα με απόσβεση 5% με διαίρεση δια του q . Ο ανερχόμενος κλάδος για ιδιοπεριόδους μέχρι $T \leq T_B$ προκύπτει από γραμμική παρεμβολή μεταξύ της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης $a_g S$, δια συντελεστή ίσου με 1.5, που εκφράζει υπεραντοχή σε σχέση με την αντοχή σχεδιασμού και της σταθερής επιτάχυνσης σχεδιασμού, για $T = 0$ και $2.5a_g/q$ για $T = T_B$. Επιπλέον κάτω όριο στη φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού, τίθεται ίσο με 20% της μέγιστης επιτάχυνσης στο βράχο a_g . Έτσι τελικώς το φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού στην οριζόντια διεύθυνση δίνεται από τις σχέσεις:

- $0 \leq T \leq T_B$: $S_d(T) = a_g * S * \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$ (3.17)

- $T_B \leq T \leq T_C$: $S_d(T) = a_g * S * 2.5/q$ (3.18)

- $T_C \leq T \leq T_D$: $S_d(T) = a_g * S * 2.5/q * [T_C/T]$, αλλά μεγαλύτερο από $\beta * a_g$ (3.19)

- $T_D \leq T$: $S_d(T) = a_g * S * 2.5/q * [T_C * T_D / T^2]$, αλλά μεγαλύτερο από $\beta * a_g$ (3.20)

Όπου:

- $S_d(T)$: Το φάσμα σχεδιασμού
- T : Η ιδιοπερίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού μονοβάθμιου συστήματος
- a_g : Η σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού του εδάφους, τύπου A ($a_g = \gamma_I \cdot a_g R$)
- γ_I : Ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου
- T_B : Το κάτω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων
- T_C : Το άνω όριο της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων
- T_D : Η τιμή που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης
- S : Ο συντελεστής εδάφους
- η : Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης με τιμή αναφοράς $\eta = 1$ για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%

- α : Ο συντελεστής συμπεριφοράς

- β : Το κάτω όριο για τη σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού (προτείνεται για το υπό μελέτη κτίριο η τιμή $\beta = 0.2$)

3.6.5 Συντελεστής απόσβεσης

Μέσω του συντελεστή απόσβεσης η , εκφράζεται η επιρροή της ιξώδους απόσβεσης όσον αφορά την ελαστική περιοχή συμπεριφοράς, για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ξ , διάφορο του 5%. Στην ανελαστική περιοχή της συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) η αύξηση της απόσβεσης συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς α . Για ποσοστό ιξώδους απόσβεσης της κατασκευής ίσο με $\xi=5\%$, ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης λαμβάνει τιμή αναφοράς $\eta=1$. Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η μπορεί να προσδιορίζεται από την παρακάτω σχέση του EN1998:

$$\bullet \quad \eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (3.21)$$

όπου:

ξ : Το ποσοστό ιξώδους απόσβεσης της κατασκευής, εκφρασμένο ως ποσοστό επί τοις εκατό.

Σε περιπτώσεις όπου δεν δύναται να χρησιμοποιηθεί ποσοστό ιξώδους απόσβεσης ίσο με 5%, τότε η τιμή του μπορεί να προσδιοριστεί μέσω της παραγράφου 3.2.2.2(4) του EN1998.

3.6.6 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ένα από τα μέρη στα οποία διαφοροποιείται ο ΕΑΚ2000 σε σχέση με τον EN1998 είναι η επιλογή του συντελεστή συμπεριφοράς q . Αξίζει να σημειωθεί ότι ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει γενικότερα την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια μέσω πλαστικής συμπεριφοράς των δομικών του μελών, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή τους σε καθολικό και τοπικό επίπεδο. Ο συντελεστής q εξαρτάται από παράγοντες που παρουσιάζονται στην συνέχεια, κάνοντας τον μηχανικό να πραγματοποιήσει μια αρχική εκτίμηση για την τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς.

Με άλλα λόγια, μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q , πραγματοποιείται μία προσέγγιση των σεισμικών δυνάμεων που θα δεχόταν η κατασκευή, αν η απόκρισή της ήταν πλήρως ελαστική με ποσοστό ιξώδους απόσβεσης 5%, ως προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού. Η τιμή του συντελεστή q εξαρτάται από:

- Την κατηγορία πλαστιμότητας της κατασκευής.
- Τον τύπο του συστήματος παραλαβής των σεισμικών φορτίων.
- Την κανονικότητα του κτιρίου

3.6.7 Κατηγορίες πλαστιμότητας

Ως πλαστιμότητα ορίζεται η ικανότητα της κατασκευής ή μέλους της κατασκευής να υπόκειται σε μεγάλες παραμορφώσεις πέρα από το σημείο διαρροής (συχνά για πολλούς κύκλους) χωρίς να επέλθει η θραύση. Στην εφαρμοσμένη αντισεισμική μηχανική, η πλαστιμότητα εκφράζεται σε όρους απαίτησης και διαθεσιμότητας. Η απαίτηση πλαστιμότητας αποτελεί το μέγιστο επίπεδο πλαστιμότητας που πρέπει να φτάσει η κατασκευή κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η οποία είναι συνάρτηση της κατασκευής αλλά και του σεισμού. Η διαθέσιμη πλαστιμότητα είναι η μέγιστη πλαστιμότητα που μπορεί η κατασκευή να διατηρήσει χωρίς θραύση, και αποτελεί καθαρά ιδιότητα της κατασκευής. Έτσι, μεγάλο μέρος του κανονισμού αποσκοπεί στην εξασφάλιση σταθερού και αξιόπιστου μηχανισμού απορρόφησης ενέργειας σε προκαθορισμένες κρίσιμες περιοχές, οι οποίες περιορίζουν τις αδρανειακές φορτίσεις που εμφανίζονται στις υπόλοιπες περιοχές της κατασκευής.

Ο EC8 αποσκοπεί στην εξασφάλιση της προστασίας της ζωής ενός έργου σε μεγάλους σεισμούς ταυτόχρονα με τον περιορισμό των βλαβών από πιο συχνούς σεισμούς. Αν και ο κανονισμός επιτρέπει την παραλαβή των σεισμικών δυνάμεων είτε με απόσβεση ενέργειας (πλαστική συμπεριφορά) είτε χωρίς απόσβεση ενέργειας (ουσιαστικά ελαστική συμπεριφορά), εμφανίζεται μια προτίμηση προς την πρώτη προσέγγιση.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, τα κτίρια από χάλυβα σχεδιάζονται αντισεισμικά σύμφωνα με μία από τις ακόλουθες αρχές:

(α) Περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά.

(β) Πλάστική συμπεριφορά.

Με αυτά τα δεδομένα, υιοθετούνται τρία επίπεδα απορρόφησης ενέργειας. Κτίρια τα οποία σχεδιάζονται με βάση την αρχή (α) θεωρούνται Κατηγορία Χαμηλής Πλαστιμότητας (DCL, Ductility Class Low) με δείκτη συμπεριφοράς $q = 1.5 - 2$, ενώ αν σχεδιάζονται με βάση την αρχή (β) θεωρούνται Κατηγορίας Μέσης Πλαστιμότητας (DCM, Ductility Class Medium) με δείκτη $q \leq 4$ αλλά μικρότερο από τις τιμές του Πίνακα 4.4 ή Κατηγορίας Υψηλής Πλαστιμότητας (DCH, Ductility Class High) με δείκτη q να περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 4.4

Η Κατηγορία Χαμηλής Πλαστιμότητας (ΚΠΧ/DCL) είναι ανάλογη με τον σχεδιασμό χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας κατά ΕΑΚ 2000. Προβλέπει διαστασιολόγηση των μελών για την ένταση που προκύπτει από το σεισμό σχεδιασμού (των 475 χρόνων) με συντελεστή συμπεριφοράς $q = 1.5$ και κατασκευαστική διαμόρφωση και λεπτομέρειες όπλισης όπως για το σχεδιασμό έναντι συνήθων, μη σεισμικών δράσεων, με κάποιους περιορισμούς στα υλικά (ελάχιστη ποιότητα σκυροδέματος που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι η C16/20, αποφυγή ψαθυρών χαλύβων). Ο EC8 προτείνει ο σχεδιασμός με την DCL να περιορίζεται μόνο σε περιοχές χαμηλής σεισμικότητας (δηλαδή περιοχές με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού κάτω από 0.10g). Σε περιοχές μέσης ή υψηλής σεισμικότητας, κτίρια σχεδιασμένα με την DCL δεν αναμένεται να είναι γενικά αποτελεσματικά από οικονομικής άποψης. Επίσης, δεδομένης της περιορισμένης πλαστιμότητας, είναι πιθανό να μην έχουν αξιόλογο περιθώριο ασφάλειας έναντι σεισμού ισχυρότερου από τη σεισμική δράση σχεδιασμού. Στις δυο ανώτερες κατηγορίες πλαστιμότητας (DCM και DCH) ο σχεδιασμός βασίζεται σε αυξημένη πλαστιμότητα και ικανότητα απορρόφησης ενέργειας και χρησιμοποιεί τιμές συντελεστή συμπεριφοράς $q > 1.5$.

Οι δυο αυτές κατηγορίες εκτός από διαφορετικούς συντελεστές συμπεριφοράς, διαφοροποιούνται και:

- στους γεωμετρικούς περιορισμούς και στα υλικά (ολκιμότητα χάλυβα).
- στα εντατικά μεγέθη σχεδιασμού.
- στους κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού και τοπικής πλαστιμότητας (διαμόρφωσης λεπτομερειών).

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς, μπορεί να διαφέρει στις διαφορετικές οριζόντιες διευθύνσεις της κατασκευής, ενώ η κατηγορία πλαστιμότητας είναι προφανώς η ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Οι δυο αυτές κατηγορίες θεωρούνται ισοδύναμες σε ότι αφορά την επίδοση των κατασκευών υπό το σεισμό σχεδιασμού. Ο σχεδιασμός με την DCM είναι πιο εύκολο να εκτελεστεί επί τόπου και μπορεί να παρέχει καλύτερη απόδοση σε μεσαίου μεγέθους σεισμούς. Ο σχεδιασμός με την DCH δείχνει να παρέχει μεγαλύτερα περιθώρια ασφάλειας από την DCM έναντι τοπικής ή καθολικής κατάρρευσης υπό σεισμούς μεγαλύτερους από το σεισμό σχεδιασμού. Πρέπει να σημειωθεί επίσης ότι ο EC8 δεν συνδέει την επιλογή μεταξύ των δυο υψηλότερων κατηγοριών πλαστιμότητας με τη σεισμικότητα της περιοχής ή τη σπουδαιότητα του έργου, ούτε θέτει κάποιο όριο στην εφαρμογή του. Εξαρτάται από τα κράτη να επιλέξουν για τις διάφορες περιοχές και για τα διάφορα είδη κατασκευών ή ακόμα καλύτερα να αφήσουν την επιλογή αυτή στο μελετητή. Στην Ελλάδα, δεν επιτρέπεται ο σχεδιασμός με DCM σε κτίρια σπουδαιότητας III ή IV στις σεισμικές ζώνες Z2 ή Z3, με εξαίρεση τα προκατασκευασμένα κτίρια με τοιχώματα ή κυβελωτούς φορείς.

Αρχή σχεδιασμού	Κατηγορία πλαστιμότητας	Φάσμα των τιμών αναφοράς του συντελεστή συμπεριφοράς q
Αρχή α) Περιορισμένη πλαστική συμπεριφορά	ΚΠΧ (Χαμηλή)	$\leq 1,5 - 2$
Αρχή β) Πλάστική συμπεριφορά	ΚΠΧ (Μέτρια)	≤ 4 επίσης περιορίζεται από τις τιμές του Πίνακα 6.2
	ΚΠΥ (Υψηλή)	περιορίζεται μόνο από τις τιμές του Πίνακα 6.2

Πίνακας 3.13: Αρχές σχεδιασμού και άνω όριο για τον συντελεστή συμπεριφοράς q .

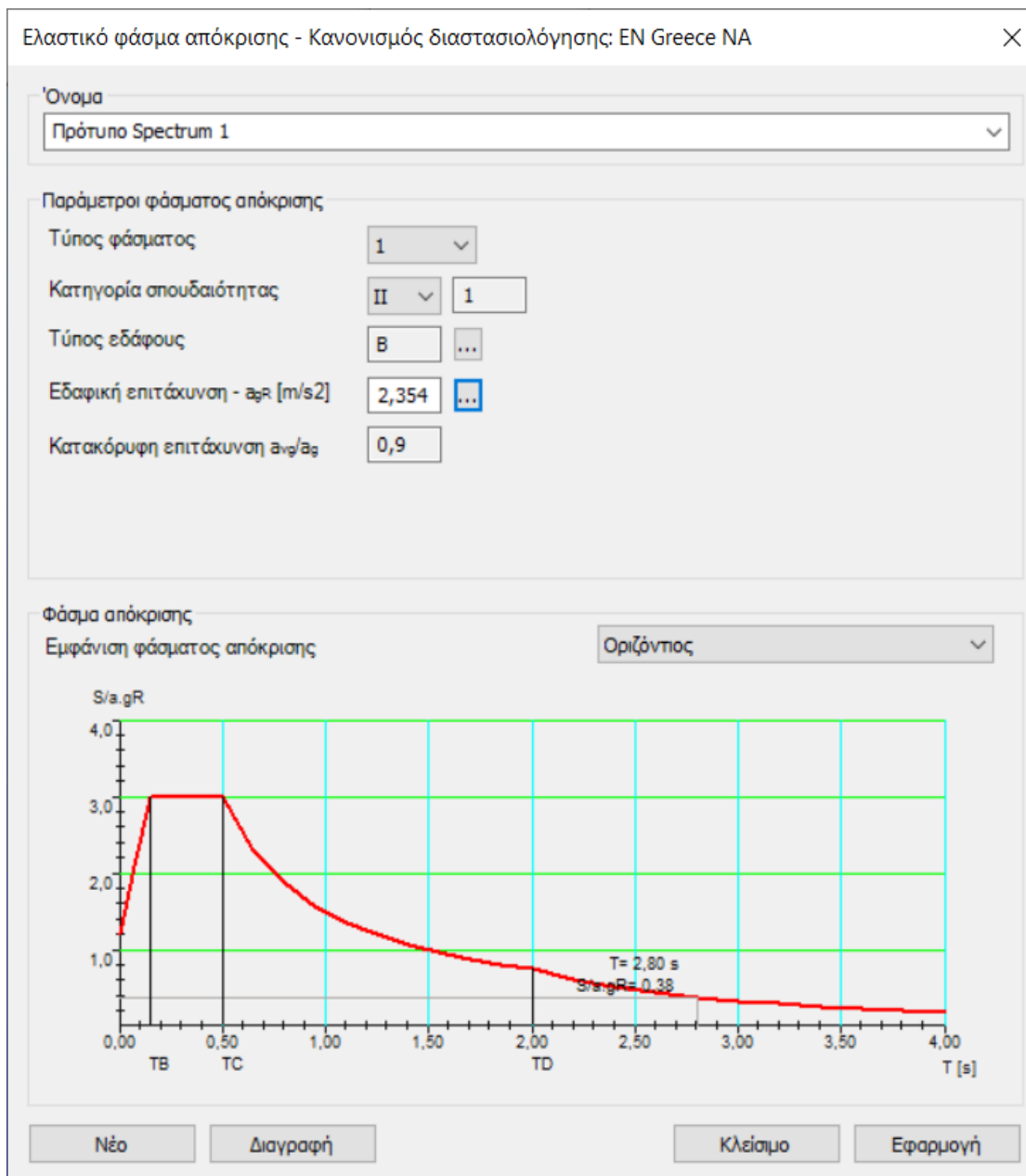
ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΤΥΠΟΣ	Κατηγορία Πλαστιμότητας	
	ΚΠΜ	ΚΠΥ
α) Πλαίσια παραλαβής ροπών	4	$5\alpha_0/\alpha_1$
β) Πλαίσιο με συνδέσμους χωρίς εκκεντροτητα Διαγώνιοι σύνδεσμοι Σύνδεσμοι μορφής V	4	4
	2	2,5
γ) Πλαίσια με έκκεντρος συνδέσμους	4	$5\alpha_0/\alpha_1$
δ) Αντεστραμμένο εκκρεμές	2	$2\alpha_0/\alpha_1$
ε) Συστήματα με πυρήνες από σκυρόδεμα ή τοιχώματα από σκυρόδεμα	Βλέπε Κεφάλαιο 5	
στ) Πλαίσιο παραλαβής ροπών με συνδέσμους χωρίς εκκεντρότητα	4	$4\alpha_0/\alpha_1$
ζ) Πλαίσια παραλαβής ροπών με τοιχοπληρώσεις Ασύνδετες τοιχοπληρώσεις από σκυρόδεμα ή τοιχοποιία, σε επαφή με το πλαίσιο Συνδεδεμένες τοιχοπληρώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα Τοιχοπληρώσεις μονωμένες έναντι του πλαισίου (βλέπε πλαίσια ροπών)	2	2
	Βλέπε Κεφάλαιο 7	
	4	$5\alpha_0/\alpha_1$

Πίνακας 3.14: Τιμές συντελεστή συμπεριφοράς ανάλογα με την κατηγορία πλαστιμότητας και το στατικό σύστημα.

3.6.8 Υπολογισμός σεισμικών φορτίων επί της κατασκευής

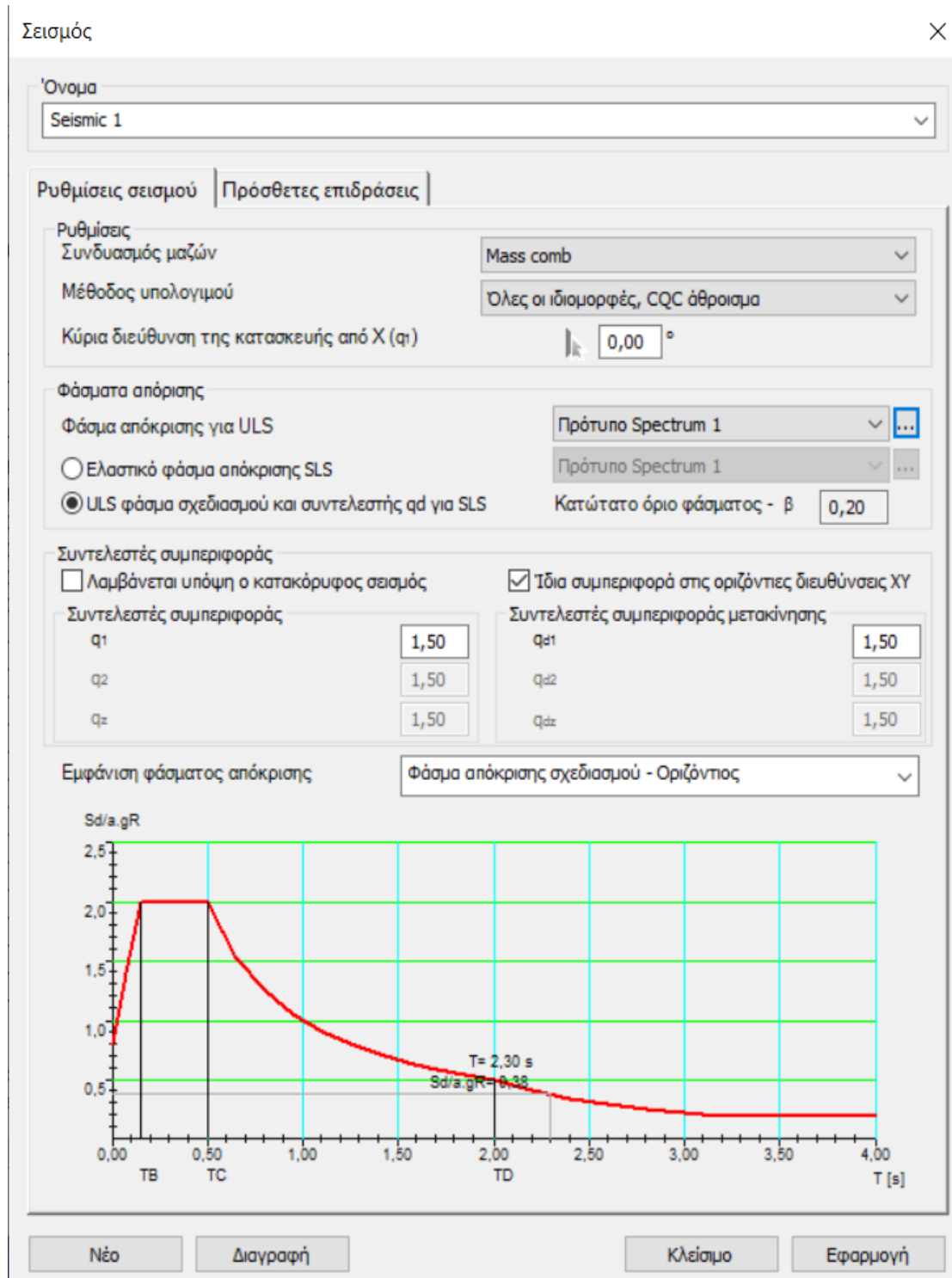
Η κατασκευή μας πρόκειται να στεγάσει γραφεία, άρα υπόκειται στην κατηγορία σπουδαιότητας II, με συντελεστή $\gamma_I=1$. Ο τύπος του εδάφους είναι κατηγορίας B, επομένως με βάση τον πίνακα 3.12 προκύπτει: $S = 1.2$, $T_B = 0.15s$, $T_C = 0.50s$, $T_D = 2s$. Το κτίριο βρίσκεται στην Πάτρα και σύμφωνα με τα στοιχεία που δόθηκαν η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς είναι $a_{gR} = 2.354 \text{ m/s}^2$.

Τα ανωτέρω περάστηκαν στο Consteel, προκειμένου να δημιουργηθεί το φάσμα σχεδιασμού του σχήματος 3.23:



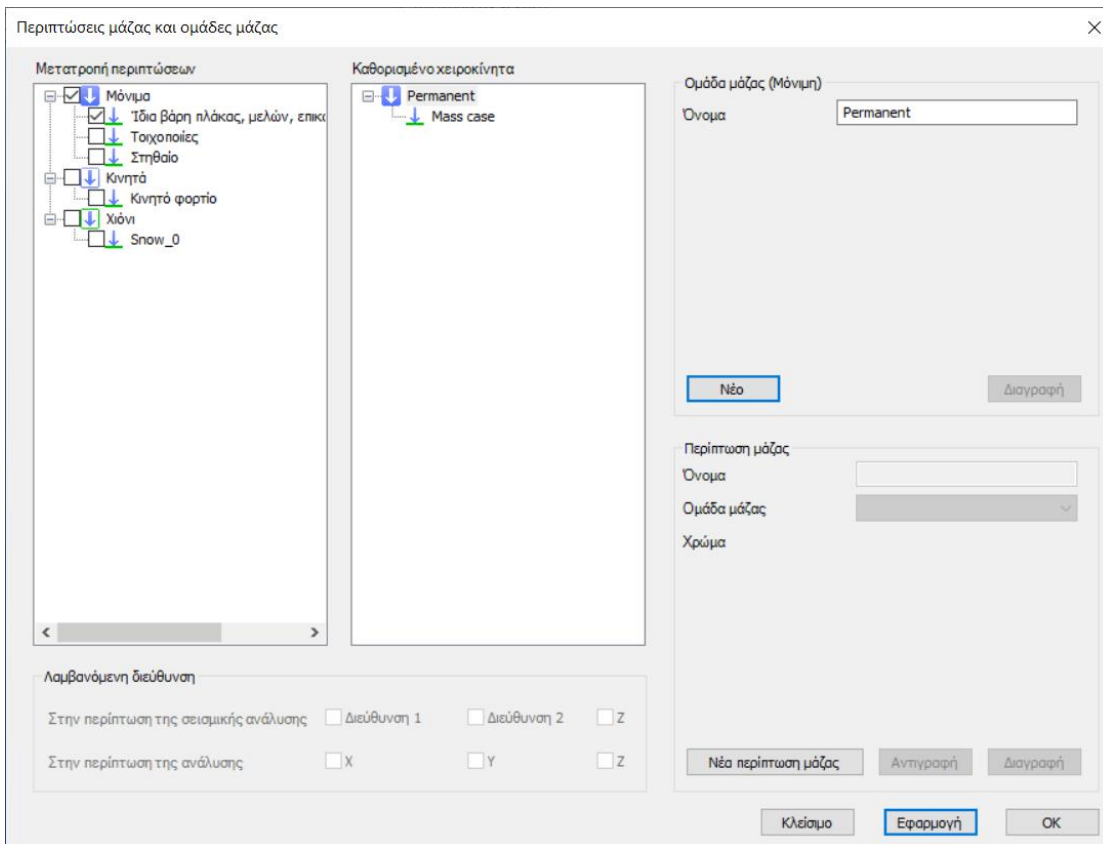
Σχήμα 3.23: Φάσμα σχεδιασμού.

Επιλέχθηκε $q = 1.5$ για την εξασφάλιση αξιόπιστου ελαστοπλαστικού μηχανισμού και των ελέγχων ικανοτικού σχεδιασμού.

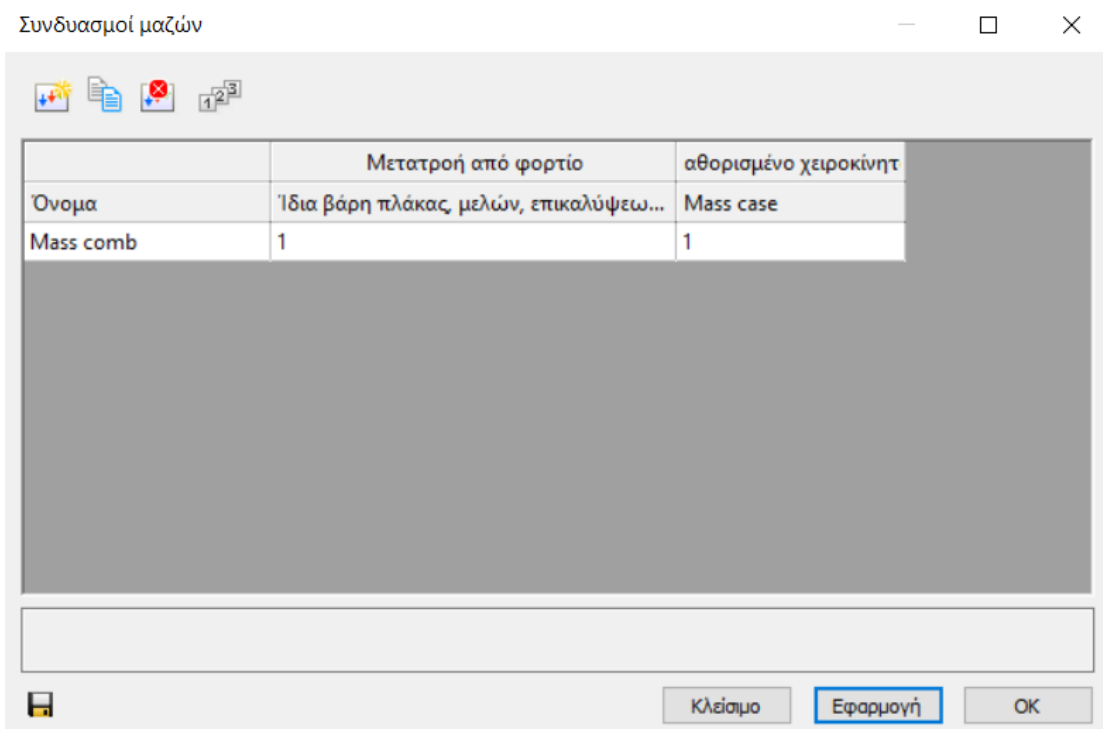


Σχήμα 3.24: Ρυθμίσεις σεισμικής ανάλυσης

Ως συμμετέχουσα μάζα ορίστηκε η μάζα που προέρχεται από τα μόνιμα φορτία G, δηλαδή ίδιο βάρος κατασκευής και επικαλύψεις.



Σχήμα 3.25: Ορισμός δυνάμεων για υπολογισμό της συμμετέχουσας μάζας



Σχήμα 3.26: Ορισμός συμμετέχουσας μάζας

Ο βασικός κανόνας για τον ελάχιστο αριθμό ιδιομορφών είναι ότι το άθροισμα των συμμετεχουσών ιδιομορφικών μαζών για αυτές στη διεύθυνση κάθε σεισμικής συνιστώσας που λαμβάνεται στην ανάλυση, πρέπει να είναι τουλάχιστον 90% της συνολικής μάζας του κτιρίου.

Αναφορά ανάλυσης

×

Στατική ανάλυση | Φασματική επιτάχυνση | **Μάζα** | Ευαισθησία δευτέρας τάξεως

Τρέχων συνδυασμός φορτίσεων
 Mass comb

Ακρίβεια κατά την διεύθυνση 1: 0,90 <= 0,960
 Ακρίβεια κατά την διεύθυνση 2: 0,90 <= 0,960
 Ακρίβεια κατά την διεύθυνση Z: **0,90 <=** 0,010

Ακρίβεια κατά ιδιομορφή

Ιδιομορφές και συσχετισμένες περιόδοι ταλάντωσης ...	1	2	Z
(1.) 1,05	0,79	0,00	0,00
(2.) 1,84	0,00	0,85	0,00
(3.) 2,32	0,00	0,00	0,00
(4.) 3,55	0,12	0,00	0,00
(5.) 5,11	0,00	0,11	0,00
(6.) 6,71	0,00	0,00	0,00
(7.) 6,99	0,00	0,00	0,00

Μάζες στην κατασκευή
 Mass comb Σεισμός

Συνολική μάζα κατά X: 1306,14 [t]
 Συνολική μάζα κατά Y: 1306,14 [t]
 Συνολική μάζα κατά Z: 1306,14 [t]

OK

Σχήμα 3.27: Συμμετέχουσες ιδιομορφικές μάζες κατά X , Y

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4 ΟΡΙΑΚΕΣ ΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

4.1 Κατηγορίες

Οι καταστάσεις πέραν των οποίων ο φορέας ή τμήμα του, δεν ικανοποιεί τα κριτήρια σχεδιασμού του ονομάζονται οριακές. Οι οριακές καταστάσεις χωρίζονται σε 2 επιμέρους κατηγορίες:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας ULS (πλαστικές αντοχές, απώλεια ευστάθειας, κόπωση, θραύση, ανατροπή) που συνδέονται με κατάρρευση ή με ισοδύναμες μορφές αστοχίας του φορέα ή τμήματός του.
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας SLS (μετατοπίσεις, ρηγματώσεις) που συνδέονται με τις λειτουργικές απαιτήσεις του εκάστοτε φορέα.

Οι οριακές καταστάσεις αστοχίας αφορούν τις παρακάτω καταστάσεις:

- Απώλεια ισορροπίας του φορέα θεωρούμενου ως άκαμπτου σώματος.
- Αστοχία λόγω υπερβάλλουσας παραμόρφωσης, μετατροπής του φορέα σε μηχανισμό. Θραύση, απώλεια ευστάθειας.
- Αστοχία η οποία προέρχεται με την πάροδο του χρόνου όπως η κόπωση.

Εξίσου σημαντική με την οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι και η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας η οποία ασχολείται με την επιβεβαίωση ότι οι μετατοπίσεις (μετακινήσεις και στροφές) της κατασκευής είναι μέσα σε αποδεκτά όρια κάτω από κανονικές συνθήκες χρήσης. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας αναφέρονται στις παρακάτω περιπτώσεις :

- Τις λειτουργικές απαιτήσεις από το φορέα.
- Την άνεση των χρηστών.
- Την εξωτερική εμφάνιση των δομικών στοιχείων όπως ανεπιθύμητες περιπτώσεις με μεγάλα βέλη κάμψης.

	Οριακή κατάσταση αστοχίας		Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	
	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση	Δυσμενής Επίδραση	Ευμενής Επίδραση
γ_G	1.35	1.0	1.0	1.0
γ_Q	1.5	0	1.0	0
γ_A, γ_E	1.0	0	-	-

Πίνακας 4.1: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

Οι οριακές καταστάσεις προσεγγίζονται με προσαύξηση των φορτίων λειτουργίας του φορέα μέσω των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας (partial safety factor) οι οποίοι είναι σχεδόν πάντα μεγαλύτεροι ή ίσοι προς τη μονάδα. Οι προβλεπόμενες από τον Ευρωκώδικα τιμές των συντελεστών ασφαλείας συνοψίζονται στον Πίνακα 4.1.

Πίνακας 4.1: Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων

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.

Οι δράσεις που ασκούνται στον φορέα, πολλαπλασιασμένες με κατάλληλους συντελεστές (επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ), συνδυάζονται μεταξύ τους καταλλήλως (συντελεστές συνδυασμού ψ), για κάθε μία από τις δύο οριακές καταστάσεις και στη συνέχεια εφαρμόζονται επί του φορέα.

Δράσεις	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, κατηγορία (βλέπε EN 1991-1-1)			
Κατηγορία A: κατοικίες, συνήθη κτήρια κατοικιών	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία B: χώροι γραφείων			
Κατηγορία C: χώροι συνάθροισης	0,7	0,5	0,3
Κατηγορία D: χώροι καταστημάτων	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία E: χώροι αποθήκευσης	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία F: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων βάρος οχημάτων $\leq 30\text{kN}$	1,0	0,9	0,8
Κατηγορία G: χώροι κυκλοφορίας οχημάτων $30\text{kN} < \text{βάρος οχημάτων} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Κατηγορία H: στέγες	0,7	0,5	0,3
	0	0	0
Φορτία χιονιού επάνω σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-3)*			
Φιλανδία, Ισλανδία, Νορβηγία, Σουηδία	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H > 1000\text{ m}$	0,70	0,50	0,20
Υπόλοιπα Κράτη Μέλη του CEN για τοποθεσίες που βρίσκονται σε υψόμετρο $H \leq 1000\text{ m}$	0,50	0,20	0
Φορτία ανέμου σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς) σε κτήρια (βλέπε EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

Πίνακας 4.2: Προτεινόμενες τιμές του ψ_i για τα κτήρια σύμφωνα με EC0.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για τον έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας, είναι οι ακόλουθοι:

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

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

- Για καταστάσεις σεισμού:

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

Κατά την εξέταση της οριακής κατάστασης αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης στοιχείου πρέπει να ελέγχεται ότι ισχύει:

- $E_d \leq R_d$

- E_d η τιμή σχεδιασμού του αποτελέσματος δράσεων (N, M, V).
- R_d η τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντοχής.

Οι συνδυασμοί σχεδιασμού για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι οι παρακάτω:

- Χαρακτηριστικός συνδυασμός:

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

- Συχνός συνδυασμός:

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

- Οιονεί μόνιμος συνδυασμός:

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

Για την επάρκεια μιας κατασκευής υπό την εξέταση της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας θα πρέπει να ελέγχεται πάντα ότι:

- $E_d \leq C_d$

Όπου:

- E_d η τιμή σχεδιασμού των αποτελεσμάτων των δράσεων, οι οποίες καθορίζονται στα πλαίσια του κριτηρίου λειτουργικότητας και η οποία προσδιορίζεται βάσει του σχετικού συνδυασμού.

- C_d η οριακή τιμή του συναφούς κριτηρίου λειτουργικότητας.

Παρακάτω ακολουθεί επεξήγηση των συμβόλων:

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

- $Q_{k,i}$ η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i που συνυπάρχουν.

- A_d η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης.

- A_{Ed} η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης.

- $\gamma_{G,j}$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j .

- γ_P επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση.

- $\gamma_{Q,i}$ επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i .

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

Οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας που προτείνονται για τις δύο οριακές καταστάσεις είναι οι παρακάτω:

- $\gamma_{G,j,sup}=1.35$

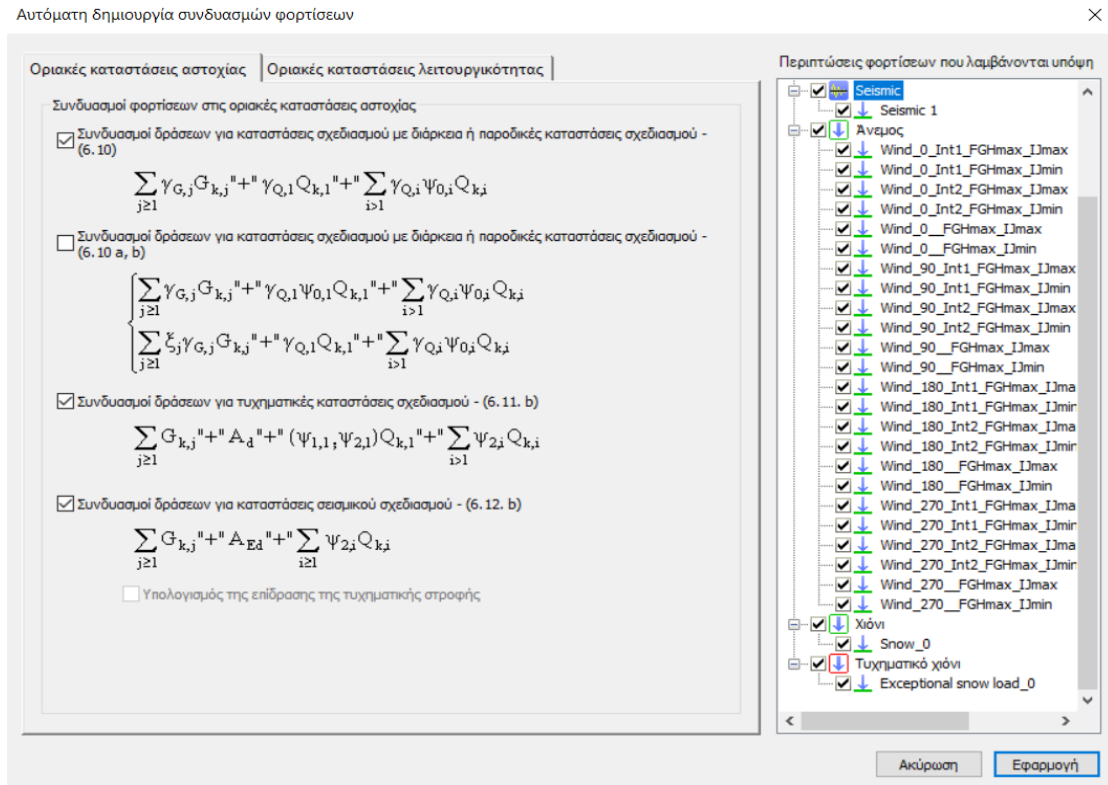
- $\gamma_{G,j,inf}=1.00$

- $\gamma_{Q,1}=1.50$, όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)

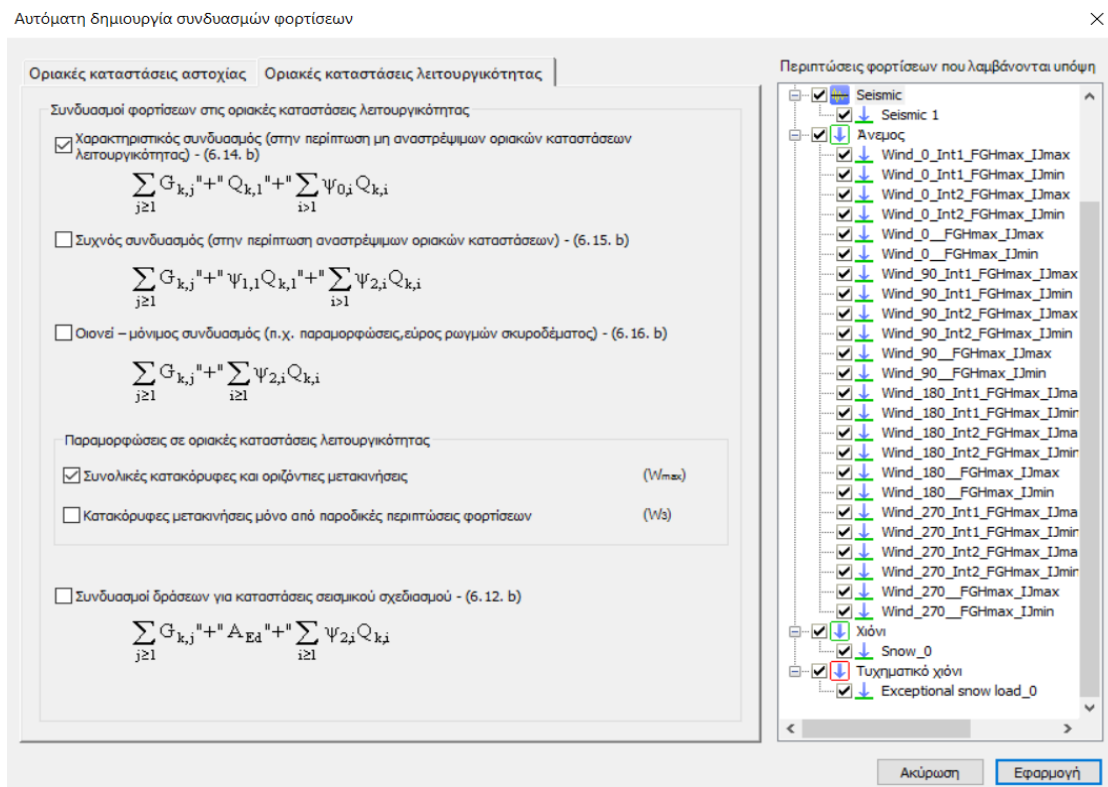
- $\gamma_{Q,i}=1.50$, όπου είναι δυσμενής (0 όπου είναι ευνοϊκή)

4.2 Συνδυασμοί φορτίσεων στην κατασκευή

Με την βοήθεια του Consteel πραγματοποιήθηκε αυτόματη δημιουργία των συνδυασμών φορτίσεων ULS και SLS, όπως φαίνεται στα παρακάτω σχήματα:



Σχήμα 4.1: Συνδυασμοί φόρτισης για οριακές καταστάσεις αστοχίας



Σχήμα 4.2: Συνδυασμοί φόρτισης για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΣΥΜΜΙΚΤΩΝ ΔΟΚΩΝ

5.1 Εισαγωγή

Συνήθως στις μεταλλικές κατασκευές η πλάκα σκυροδέματος στηρίζεται πάνω στην χαλύβδινη δοκό. Στις περιπτώσεις που η χαλύβδινη δοκός είναι συνδεδεμένη με την πλάκα σκυροδέματος (με ή χωρίς χαλυβδόφυλλο) και συνεργάζονται ως ένα στοιχείο, η δοκός καλείται σύμμικτη. Οι σύμμικτες δοκοί μπορούν να παρομοιαστούν με τις διατομές πλακοδοκών σκυροδέματος, στις οποίες το άνω πέλμα της διατομής αποτελείται από την πλάκα σκυροδέματος και ο κορμός της από χάλυβα. Στις σύμμικτες δοκούς η θλίψη λαμβάνεται εξ' ολοκλήρου από την πλάκα σκυροδέματος ενώ η χαλύβδινη διατομή, λαμβάνει τον εφελκυσμό. Για να διαστασιοποιηθεί μια σύμμικτη δοκός, αυτό πρέπει να γίνει τόσο για τη σιδηροδοκό στη φάση κατασκευής, όσο και για τη σύμμικτη δοκό στη φάση λειτουργίας. Οι έλεγχοι αυτοί πρέπει να πραγματοποιηθούν για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

5.2 Κατάταξη διατομής

Οι σύμμικτες δοκοί, όπως συνέβαινε με τις χαλύβδινες κατατάσσονται με βάση τον λόγο πλάτους προς πάχος (b/t) των θλιβόμενων περιοχών της διατομής. Ο τρόπος πραγματοποίησης της κατηγοριοποίησης είναι ανάλογος της μεθόδου για χαλύβδινες διατομές. Στην περίπτωση των αμφιέριστων σύμμικτων δοκών, ο ουδέτερος άξονας τις περισσότερες φορές βρίσκεται στο σκυρόδεμα ή στο επάνω πέλμα της χαλύβδινης διατομής, με αποτέλεσμα να παρεμποδίζεται ο τοπικός και ο πλαγιοστρεπτικός λυγισμός. Το γεγονός αυτό, έχει σαν αποτέλεσμα το να θεωρούνται οι διατομές αυτές κατηγορίας 1 ή 2. Σε αντίθεση, οι συνεχείς δοκοί έχουν κρίσιμη διατομή τις περιοχές αρνητικών ροπών (στηρίξεις) όπου εφελκύεται το σκυρόδεμα. Σε αυτές της περιπτώσεις πρέπει να επιλέγονται διατομές που να ανήκουν στις κατηγορίες 1 και 2.

5.3 Συνεργαζόμενο πλάτος

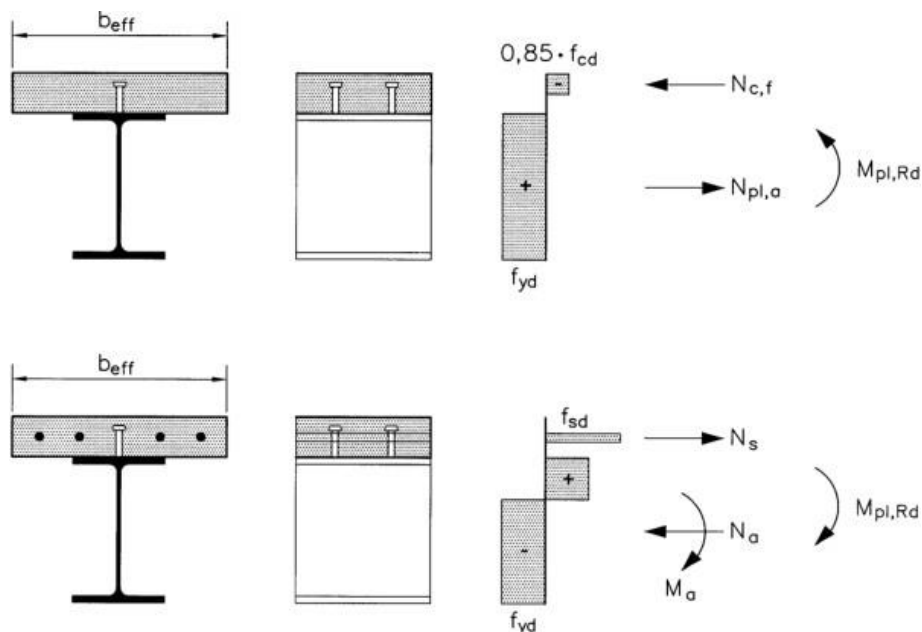
Στις αμφιέριστες δοκούς, το συνολικό συνεργαζόμενο πλάτος b_{eff} (για στατικά φορτία) ισούται με το άθροισμα των ημιπλάτων $b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$ για κάθε ένα από τα τμήματα του θλιβόμενου πέλματος της χαλύβδινης διατομής που βρίσκονται εκατέρωθεν του κορμού. Για αμφιέριστες δοκούς θεωρούνται ίσα με $L/8$ (οπότε το συνεργαζόμενο πλάτος ισούται με $L/4$), όπου L το άνοιγμα της δοκού, αρκεί το γεωμετρικό ημιπλάτος της πλάκας εκατέρωθεν κάθε κορμού να είναι τουλάχιστον $L/8$ (διαφορετικά το συνεργαζόμενο ημιπλάτος θεωρείται ίσο με το πλάτος αυτό). Στις συνεχείς σύμμικτες δοκούς, οι υπολογισμοί γίνονται αγνοώντας τη συμβολή της πλάκας σκυροδέματος και θεωρώντας μόνο την ύπαρξη οπλισμού στο συνεργαζόμενο πλάτος, το οποίο ισούται με $L_0/8$ της κάθε πλευρά του πέλματος, όπου L_0 είναι το

μήκος της δοκού, όπου η ροπή είναι αρνητική. Το μήκος αυτό σε κάθε άνοιγμα μπορεί να θεωρηθεί περίπου ίσο με το 1/4 του ανοίγματος, οπότε σε μια στήριξη μεταξύ ανοιγμάτων L1 και L2 προκύπτει $b_{eff} = (L1 + L2)/16$.

5.4 Καμπτική αντοχή σύμμικτων δοκών

Για τον υπολογισμό της καμπτικής αντοχής $M_{pl,Rd}$ γίνονται οι ακόλουθες παραδοχές:

- Μεταξύ δομικού χάλυβα, χάλυβα οπλισμού και σκυροδέματος, υπάρχει πλήρης αλληλεπίδραση.
- Η ενεργός διατομή της χαλύβδινης δοκού εντείνεται στην αντοχή διαρροής σχεδιασμού f_{yd} σε εφελκυσμό ή σε θλίψη.
- Οι ενεργές διατομές του εφελκυσμένου και θλιβόμενου διαμήκους οπλισμού σε εφελκυσμό και σε θλίψη εντείνονται μέχρι το όριο διαρροής σχεδιασμού f_{sd} σε εφελκυσμό ή θλίψη. Εναλλακτικά, ο θλιβόμενος οπλισμός στην πλάκα σκυροδέματος μπορεί να αγνοείται.
- Η ενεργός διατομή του θλιβόμενου σκυροδέματος εντείνεται μέχρι την τάση $0,85f_{cd}$, σταθερή σε όλο το ύψος μεταξύ του πλαστικού ουδέτερου άξονα και της πλέον θλιβόμενης ίνας του σκυροδέματος, όπου f_{cd} , είναι η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού κυλίνδρου του σκυροδέματος.
- Σε κτίρια, θα αγνοείται η επίδραση του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου σε θλίψη.
- Σε κτίρια, κάθε εφελκυσμένο αυλακωτό χαλυβδόφυλλο που βρίσκεται μέσα στην ενεργό διατομή θα υποτίθεται ότι εντείνεται μέχρι το όριο διαρροής σχεδιασμού $f_{yR,d}$.



Σχήμα 5.1: Κατανομή πλαστικών τάσεων σύμμικτης δοκού με πλήρη διατμητική σύνδεση.

5.5 Καμπτική αντοχή σύμμικτων δοκών με μερική διατμητική σύνδεση

Σε αυτή την περίπτωση γίνεται η υπόθεση ότι η οριζόντια δύναμη N_c που μπορεί να παραληφθεί ασφαλώς από τους διατμητικούς ήλους μεταξύ ανοίγματος και στηρίξης είναι γενικά μικρότερη από αυτήν που αντιστοιχεί σε πλήρη διατμητική σύνδεση $N_{c,f}$. Θεωρώντας ότι όλοι οι n διατμητικοί ήλοι έχουν την ίδια αντοχή, ο βαθμός της διατμητικής σύνδεσης δίνεται από το λόγο:

- $\eta = n/n_f = N_c/N_{c,f}$ (5.1)

Όπου: n_f είναι ο αριθμός ήλων που απαιτούνται για πλήρη διατμητική σύνδεση.

Η σχέση $M_{Rd}/M_{pl,Rd}$ συναρτήσει του λόγου $\eta = N_c/N_{c,f}$ προκύπτει από την καμπύλη του παρακάτω σχήματος, στην οποία καθίσταται σαφές ότι ακόμα και μια αμελητέα μείωση της καμπτικής αντοχής μπορεί να επιφέρει αξιοσημείωτη οικονομία σε διατμητικούς ήλους. Πρακτικά, για λόγους απλοποίησης, η καμπύλη αυτή αντικαθίσταται από την ευθεία που δίνεται από την σχέση:

- $N_c = ((M_{Rd} - M_{pl,a,Rd})/(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd})) N_{c,f}$. (5.2)

Στην παραπάνω εξίσωση $M_{pl,a,Rd}$ είναι η πλαστική ροπή της χαλύβδινης διατομής. Συνεπώς η παραπάνω σχέση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της N_c και άρα και του απαιτούμενου αριθμού διατμητικών ήλων για το μισό του ανοίγματος

- $n = n_f N_c/N_{c,f} = N_c / P_{Rd}$ (5.3)

Όπου P_{Rd} είναι η αντοχή σχεδιασμού κάθε διατμητικού ήλου.

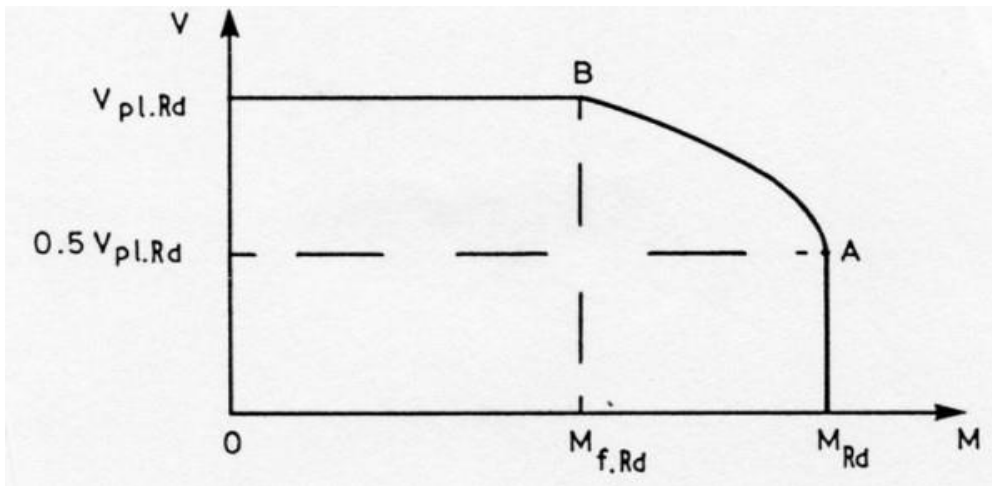
5.6 Εγκάρσια τέμνουσα σε σύμμικτες δοκούς

Οι εγκάρσιες διατμητικές τάσεις υπολογίζονται μέσω του ρυθμού μεταβολής των ορθών τάσεων (λόγω κάμψης). Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η διαδικασία υπολογισμού να γίνεται ιδιαίτερα περίπλοκη κοντά στις στηρίξεις σύμμικτων δοκών, όπου η ολίσθηση είναι μέγιστη. Εξαιτίας του γεγονότος ότι το ποσοστό της τέμνουσας δύναμης που μπορεί να παραληφθεί από το σκυρόδεμα είναι δύσκολα προσδιορίσιμη (εξαρτάται από τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες της διατμητικής σύνδεσης, από το βαθμό ρηγμάτωσης του σκυροδέματος κλπ.), στην πράξη μπορεί να γίνει θεώρηση προς την μεριά της ασφάλειας, ότι όλη η τέμνουσα δύναμη παραλαμβάνεται από τον κορμό της χαλύβδινης διατομής. Η αντοχή της σύμμικτης δοκού υπολογίζεται με τρόπο ανάλογο των χαλύβδινων διατομών, καθώς οι χαλύβδινες ελατές διατομές έχουν κατασκευαστικό πάχος κορμού τέτοιο ώστε να αποφεύγεται ο διατμητικός λυγισμός. Ένα ακόμη φαινόμενο που πρέπει να ληφθεί σοβαρά υπόψη είναι η αλληλεπίδραση κάμψης – διάτμησης, η οποία μπορεί να είναι κρίσιμη συνήθως σε περιπτώσεις σύμμικτων δοκών και παίζει ρόλο μόνο όταν η δρώσα τέμνουσα είναι σημαντική και μεγαλύτερη της μισής αντοχής. Η ροπή $M_{f,Rd}$ είναι η ροπή που συνεισφέρουν τα

πέλματα της σύμμικτης διατομής (δηλαδή θεωρείται αμελητέα η συμβολή του κορμού στην ανάληψη ροπής, καθώς ο κορμός παραλαμβάνει τέμνουσα $V_{pl,Rd}$) συμπεριλαμβανομένου του οπλισμού της πλάκας.

Η καμπτική αντοχή τότε δίνεται από τη σχέση:

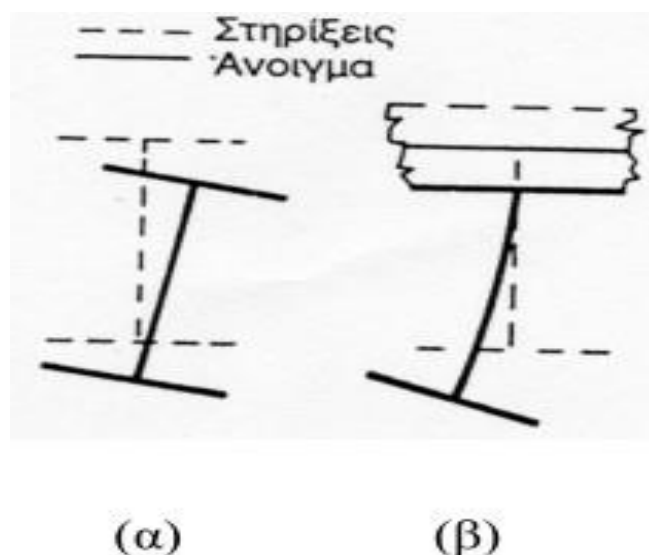
- $M_{V,Rd} = M_{f,Rd} + (M_{Rd} - M_{f,Rd}) [1 - (2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2]$ (5.4)



Σχήμα 5.2: Αλληλεπίδραση κάμψης και τέμνουσας.

5.7 Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός

Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός αποτελεί ένα φαινόμενο αρκετά σπάνιο σε περιπτώσεις σύμμικτων δομικών στοιχείων. Αυτό οφείλεται στο γεγονός της παρεμπόδισης πλευρικών μετατοπίσεων στην χαλύβδινη δοκό λόγω της ύπαρξης της πλάκας σκυροδέματος (Σχήμα 6.3). Κάτι τέτοιο δεν ισχύει όμως στις περιοχές αρνητικών ροπών, όπου το κάτω τμήμα της χαλύβδινης δοκού φορτίζεται σε θλίψη, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει στον στρεπτοκαμπτικό λυγισμό του σχήματος 6.3β.



Σχήμα 5.3: Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός σε (α) χαλύβδινη δοκό και (β) σύμμικτη δοκό.

Η ροπή αντοχής σχεδιασμού έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού μιας συνεχούς σύμμικτης δοκού χωρίς πλευρική εξασφάλιση ή μιας δοκού πλαισίου που είναι σύμμικτη καθ' όλο το μήκος της, με διατομές Κατηγορίας 1, 2 ή 3 (Ευρωκώδικας 4) και χαλύβδινη δοκό σταθερής διατομής, θα λαμβάνεται ως:

$$\bullet M_{b,Rd} = \chi_{LT} * M_{Rd} \quad (5.5)$$

Όπου:

- M_{Rd} : Η ροπή αντοχής σχεδιασμού για αρνητική ροπή κάμψης στην αντίστοιχη εσωτερική στήριξη (ή στον κόμβο δοκού-υποστυλώματος)

$$-\chi_{LT} = [\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)}]^{-1} \leq 1.0, \quad (5.6)$$

$$\text{ενώ: } \Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2] \quad (5.7)$$

Όπου α_{LT} ονομάζεται ο συντελεστής ατελειών και ισούται με 0.21 ή 0.49 για ελατές ή συγκολλητές διατομές με λόγο ύψους προς πλάτος ≤ 2 , ενώ για διατομές με λόγο μεγαλύτερο του 2 παίρνουν τιμές 0.34 και 0.76 αντίστοιχα. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, όταν η ανηγμένη λυγηρότητα $\lambda_{LT} \leq 0.4$ μπορεί να αμεληθεί ο έλεγχος έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού.

Η ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} δίνεται από την σχέση:

$$\bullet \lambda_{LT} = \sqrt{(M_{Rk} / M_{cr})} \quad (5.8)$$

Όπου:

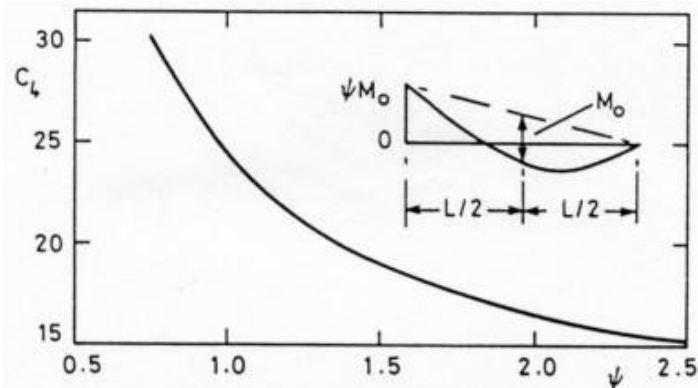
- M_{Rk} : Η ροπή αντοχής της σύμμικτης διατομής χρησιμοποιώντας τις χαρακτηριστικές τιμές των ιδιοτήτων των υλικών.

- M_{cr} : Η ελαστική κρίσιμη ροπή έναντι στρεπτοκαμπτικού λυγισμού που προσδιορίζεται στην εσωτερική στήριξη του αντίστοιχου ανοίγματος όπου η αρνητική ροπή κάμψης είναι μέγιστη.

Για παράδειγμα, σε σύμμικτα στοιχεία στα οποία η χαλύβδινη διατομή είναι συμμετρική και κατηγορίας 1 ή 2, η ανηγμένη λυγηρότητα λ_{LT} δίνεται από τη παρακάτω σχέση.

$$\bullet \lambda_{LT} = 5 (1 + t_w * h_s / 4b_f * t_f) [(f_y / E_a C_4)^2 * (h_s / t_w)^3 * (t_f / b_f)]^{0.25} \quad (5.9)$$

Όπου ο συντελεστής C_4 υπολογίζεται με βάση την κατανομή της ροπής κάμψης από καμπύλες όπως αυτή του σχήματος 5.4:



Σχήμα 5.4: Συντελεστής C_4 για ακραίο άνοιγμα συνεχούς δοκού.

Ο Ευρωκώδικας 4 επιτρέπει να παραλείπεται ο έλεγχος στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σε συνεχείς δοκούς πλαισίων από διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3, εφόσον ικανοποιούνται οι ακόλουθες συνθήκες:

- Γειτονικά ανοίγματα δε διαφέρουν σε μήκος περισσότερο του 20% του μικρότερου ανοίγματος. Στην περίπτωση προβόλου, το μήκος του δεν υπερβαίνει το 15% εκείνου του γειτονικού ανοίγματος.
- Το φορτίο κάθε ανοίγματος είναι ομοιόμορφα καταμεμημένο και το μόνιμο φορτίο σχεδιασμού υπερβαίνει το 40% του συνολικού φορτίου σχεδιασμού.
- Το άνω πέλμα της χαλύβδινης δοκού συνδέεται με πλάκα σκυροδέματος, απλή ή σύμμικτη, με διατμητικούς συνδέσμους.
- Η ίδια πλάκα συνδέεται επίσης και με άλλη υποστηρίζουσα δοκό περίπου παράλληλη προς τη θεωρούμενη σύμμικτη δοκό.
- Εάν η πλάκα είναι σύμμικτη, εδράζεται μεταξύ δύο υποστηρίζουσών δοκών.
- Σε κάθε στήριξη της χαλύβδινης δοκού, το κάτω πέλμα της είναι πλευρικά εξασφαλισμένο και ο κορμός της ενισχυμένος με νεύρωση. Οπουδήποτε αλλού, ο κορμός μπορεί να μην είναι ενισχυμένος.
- Εάν η δοκός είναι διατομής IPE και δεν είναι μερικώς εγκιβωτισμένη, το ύψος της δεν υπερβαίνει το 600mm για S235, τα 550mm για S275, τα 400mm για S355 και τα 270mm για χάλυβα μεγαλύτερης κατηγορίας. Οι αντίστοιχες τιμές για διατομές HE είναι 800mm, 700mm, 650mm και 500mm.
- Εάν η χαλύβδινη δοκός είναι μερικώς εγκιβωτισμένη σε οπλισμένο σκυρόδεμα, το ύψος της δεν υπερβαίνει τα παραπάνω όρια περισσότερο από 200mm για ποιότητες χάλυβα μέχρι S355 για περισσότερο από 150mm για μεγαλύτερες κατηγορίες.

5.8 Διατμητική σύνδεση

5.8.1 Γενικά

Για την εξασφάλιση της διατμητικής σύνδεσης μεταξύ χαλύβδινης δοκού και πέλματος σκυροδέματος χρησιμοποιούνται διατμητικοί σύνδεσμοι, με σκοπό την μεταφορά της διάτμησης που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια των δύο υλικών. Ο συνηθέστερος τύπος διατμητικών συνδέσμων είναι οι ήλοι κεφαλής. Τα βήματα ελέγχου της διατμητικής σύνδεσης είναι τα εξής:

- Επιλογή διαστάσεων συνδέσμων και έλεγχος αποστάσεων.
- Προσδιορισμός δρώσας διαμήκους διάτμησης.
- Προσδιορισμός αντοχής ήλων κεφαλής.
- Προσδιορισμός αριθμού και διάταξης ήλων για πλήρη διατμητική σύνδεση.
- Εξέταση δυνατότητας εφαρμογής μερικής διατμητικής σύνδεσης.
- Έλεγχος διαμήκους διάτμησης και εγκάρσιος οπλισμός στην πλάκα.
- Ελάχιστος εγκάρσιος οπλισμός στην πλάκα.

Οι ήλοι έχουν συνήθως διάμετρο 16mm, 19mm ή 22mm, η δε εφελκυστική αντοχή του υλικού τους είναι 450 MPa. Όσον αφορά τις κατασκευαστικές διατάξεις των ήλων, πρέπει να ισχύουν τα παρακάτω:

- Η επιλεγόμενη διάμετρος του ήλου δεν επιτρέπεται να είναι μεγαλύτερη από 2.5 φορές το πάχος του ελάσματος στο οποίο συγκολλάται, εκτός αν από την πίσω πλευρά υπάρχει κορμός ή ενίσχυση.
- Η ελάχιστη διάσταση της κεφαλής των ήλων, ο περιορισμός $h \geq 3d$ και η προεξοχή των 30mm επάνω από τον εγκάρσιο οπλισμό του κάτω πέλματος αποσκοπούν στην επίτευξη ικανοποιητικής αντοχής σε εγκάρσια αποκόλληση.
- Τα 50mm πλευρικής επικάλυψης των ήλων και ο περιορισμός $\leq 45^\circ$ αποτρέπουν τοπική διάρρηξη ή θραύση του σκυροδέματος στη βάση των ήλων.
- Η ελάχιστη διάσταση των 20mm μέχρι την άκρη του πέλματος εξασφαλίζει προστασία των ήλων από διάβρωση και παρεμποδίζει τοπική υπερφόρτιση.
- Η ελάχιστη απόσταση διατμητικών ήλων διαμέτρου d είναι $5d$ κατά μήκος, $2.5d$ κατά πλάτος πλακών σκυροδέματος και $4d$ κατά πλάτος πλακών με αυλακωτά χαλυβδόφυλλα, ώστε αφενός να διευκολύνεται η σωστή συμπύκνωση του σκυροδέματος και αφετέρου να περιορίζεται το μέγεθος των τάσεων στην πλάκα.
- Η μέγιστη απόσταση των ήλων κατά μήκος περιορίζεται στο ελάχιστο των 800mm

και του πάχους της πλάκας πολλαπλασιασμένο επί 6, ώστε η μεταφορά των διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια να είναι συνεχής κατά μήκος του ανοίγματος αλλά και να περιορίζεται η πιθανότητα εγκάρσιας αποκόλλησης.

5.8.2 Διαμήκης διάτμηση

Ο έλεγχος της διαμήκουσ διάτμησης γίνεται σε όρους δυνάμεων και οι κρίσιμες περιοχές είναι οι θέσεις στηρίξεων, οι θέσεις μεγίστων θετικών ή αρνητικών ροπών, οι θέσεις αλλαγής της διατομής και οι θέσεις επιβολής συγκεντρωμένων φορτίων. Για την περίπτωση ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου, η διαδικασία που ακολουθείται για τον υπολογισμό του απαιτούμενου αριθμού διατμητικών ήλων για κάθε μισό του ανοίγματος αμφιέριστων (ή και συνεχών) δοκών συνοψίζεται στα παρακάτω:

- Προσδιορίζεται η θλιπτική δύναμη N_c στην πλάκα σκυροδέματος, στη θέση της μέγιστης θετικής ροπής.
- Προσδιορίζεται η εφελκυστική δύναμη N_t στη πλάκα σκυροδέματος στη θέση στήριξης. Η δύναμη αυτή είναι μηδενική για αμφιέριστες δοκούς και ίση με την τάση διαρροής επί το εμβαδόν της επιφάνειας τυχόν ράβδων οπλισμού για συνεχείς δοκούς.
- Εάν υπάρχει κρίσιμη διατομή μεταξύ ανοίγματος και στήριξης, προσδιορίζεται η δύναμη στην πλάκα σκυροδέματος στη θέση αυτή, κατά κανόνα βάσει ελαστικής ανάλυσης, επειδή η ροπή στην αντίστοιχη θέση είναι συνήθως μικρότερη της ροπής διαρροής του χάλυβα.
- Επιλέγεται ο τύπος ήλου και προσδιορίζεται η αντοχή σε διάτμηση P_{Rd} .
- Υπολογίζεται ο αριθμός διατμητικών ήλων n (για κάθε μισό του ανοίγματος):

$$n = (N_c + N_t) / P_{Rd}$$

Στη γενική περίπτωση όπου η μεταβολή της αξονικής δύναμης στο σκυρόδεμα είναι ΔN , ο αριθμός των διατμητικών ήλων στο κρίσιμο μήκος ισούται με $\Delta N/P_{Rd}$.

5.8.3 Αντοχή ήλων κεφαλής

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού ενός ήλου κεφαλής που συγκολλάται αυτόματα σύμφωνα με το EN 14555 θα καθορίζεται από:

$$P_{Rd} = (0.8f_{td}pd^2/4)/\gamma_v \quad (5.10) \quad \text{ή} \quad P_{Rd} = 0.29ad^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}/\gamma_v, \quad (5.11)$$

όποια είναι μικρότερη, με:

$$a=0.2 (h_{sc}/d + 1) \text{ για } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4$$

$$a=1 \text{ για } h_{sc}/d > 4$$

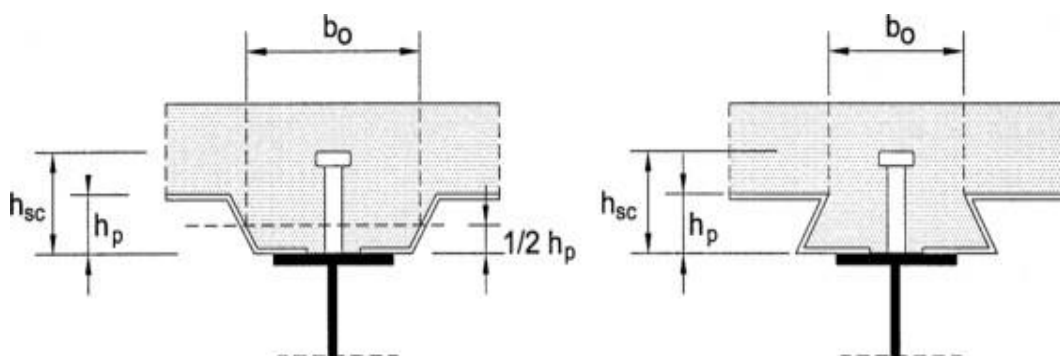
όπου:

- γ_v επιμέρους συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.25.
- d η διάμετρος κορμού του ήλου, $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$.
- f_u η προδιαγεγραμμένη οριακή εφελκυστική αντοχή του υλικού του ήλου όχι όμως μεγαλύτερη από 500 N/mm^2 .
- f_{ck} η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου του σκυροδέματος στη θεωρούμενη ηλικία, πυκνότητας όχι μικρότερης από 1750 kg/m^3 .
- h_{sc} το ολικό ονομαστικό ύψος του ήλου.

Σε περιπτώσεις που αφορούν σύμμικτες πλάκες, η αντοχή των ήλων είναι μικρότερη από ότι θα ήταν σε συμπαγείς πλάκες, εξ' αιτίας του ενδεχόμενου τοπικής αστοχίας του σκυροδέματος, για τον λόγο αυτό η αντοχή P_{Rd} θα πρέπει να μειωθεί. Τούτο έχει επιβεβαιωθεί πειραματικά στις εργασίες των Grantetal (1977) και Mottram and Johnson (1990), οι οποίες αποτέλεσαν και τη βάση ανάπτυξης σχετικών μειωτικών συντελεστών (οι οποίοι θα πρέπει να πολλαπλασιάζονται με την αντοχή P_{Rd}) κ_l ή κ_t, ανάλογα με το εάν οι νευρώσεις είναι παράλληλες ή κάθετες στη δοκό αντίστοιχα.

5.8.4 Χαλυβδόφυλλο με νευρώσεις παράλληλα με τις υποστηρίζουσες δοκούς

Οι ήλοι τοποθετούνται σε μία περιοχή του σκυροδέματος που έχει το σχήμα μιας ενίσχυσης (βλέπε παρακάτω σχήμα). Όπου το χαλυβδόφυλλο είναι συνεχές επάνω από τη δοκό, το πλάτος της ενίσχυσης b_0 είναι ίσο με το πλάτος της αυλάκωσης. Όπου το χαλυβδόφυλλο δεν είναι συνεχές, το b_0 ορίζεται με τον ίδιο τρόπο όπως φαίνεται στο σχήμα 5.5. Το ύψος της ενίσχυσης θα λαμβάνεται ως h_p , ίσο με το ολικό ύψος του χαλυβδόφυλλου πλην των εξογκωμάτων.



Σχήμα 5.5: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο παράλληλο προς τη δοκό.

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού θα λαμβάνεται ίση με την αντοχή συμπαγούς πλάκας, πολλαπλασιασμένη με τον μειωτικό συντελεστή k_l που δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

- $kl = 0.6 b_0/h_p (h_{sc}/h_p - 1) \leq 1.0$ (5.12)

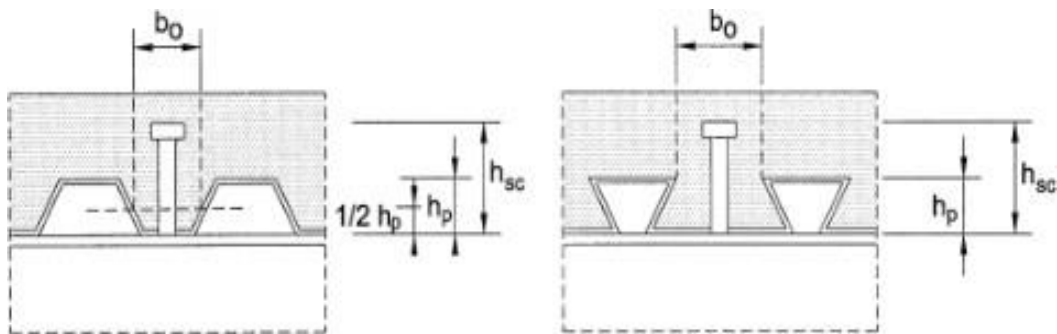
Όπου h_{sc} είναι το ολικό ύψος του ήλου, όχι μεγαλύτερο από $h_p + 75\text{mm}$.

5.8.5 Χαλυβδόφυλλο με αυλακώσεις εγκάρσιες προς τις υποστηρίζουσες δοκούς

Η διατμητική αντοχή σχεδιασμού θα λαμβάνεται ως η αντοχή συμπαγούς πλάκας, (η f_u δεν θα λαμβάνεται μεγαλύτερη από 450 N/mm^2) πολλαπλασιασμένη με τον μειωτικό συντελεστή kt :

- $kt = (0.7/\sqrt{n_r}) (b_0/h_p) (h_{sc}/h_p - 1)$ (5.13)

Όπου n_r είναι ο αριθμός των διατμητικών ήλων σε μία νεύρωση στη διασταύρωση με τη δοκό, που δεν θα υπερβαίνει το 2 στους υπολογισμούς, και τα άλλα σύμβολα όπως ορίζονται στο σχήμα 5.6:



Σχήμα 5.6: Δοκός με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό

Ο συντελεστής kt δεν θα πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερος από την κατάλληλη τιμή kt,max που δίνεται στον πίνακα που ακολουθεί:

Αριθμός διατμητικών ήλων ανά νεύρωση	Πάχος t του χαλύβδινου φύλλου (mm)	Ηλοι με διάμετρο μέχρι 20 mm και συγκολλημένοι δια μέσου του χαλυβδόφυλλου	Χαλυβδόφυλλο με οπές και ήλοι διαμέτρου 19 mm ή 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Πίνακας 5.1: Άνω όρια kt,max για τον μειωτικό συντελεστή kt .

Οι τιμές για το k_t που δίνονται από τις παραπάνω σχέσεις ισχύουν με τις παρακάτω προϋποθέσεις:

- Οι ήλοι τοποθετούνται σε αυλακώσεις ύψους h_r όχι μεγαλύτερου από 85mm και πλάτους b_0 όχι μικρότερου από h_r .

- Για συγκόλληση δια μέσου του ελάσματος, η διάμετρος των ήλων δεν είναι μεγαλύτερη από 20mm.

- Για χαλυβδόφυλλο στο οποίο έχουν προβλεφθεί οπές, η διάμετρος των ήλων δεν είναι μεγαλύτερη από 22mm.

5.8.6 Πλάστιμοι και μη πλάστιμοι διατμητικοί ήλοι

Για να μπορέσουν οι ήλοι να τοποθετηθούν σε ίσες αποστάσεις μεταξύ τους, είναι απαραίτητη η ύπαρξη πλαστιμότητας, δηλαδή σημαντικής ικανότητας ολίσθησης, έτσι ώστε όταν οι ήλοι παραμορφώνονται διαφορετικά να είναι δυνατή η ανακατανομή των τεμνουσών δυνάμεων. Η μέγιστη δυνατή ολίσθηση διατμητικών ήλων αυξάνεται με τη διάμετρο και ισούται με 6mm (καλή προσέγγιση) για ήλους διαμέτρου της τάξης των 20mm. Ανάλογα της ικανότητας ολίσθησης, οι ήλοι κατατάσσονται σε πλάστιμους ή μη πλάστιμους. Είναι αξιοσημείωτο το γεγονός ότι ένας ήλος μπορεί να θεωρείται πλάστιμος για μικρά ανοίγματα και μη πλάστιμος για μεγαλύτερα. Σχετικές έρευνες έχουν οδηγήσει στο συμπέρασμα ότι διατμητικοί ήλοι κεφαλής στους οποίους ισχύει $h_{sc} \geq 4d$ και έχουν διάμετρο μεταξύ 16-25mm, μπορούν να θεωρηθούν πλάστιμοι μέσα στα ακόλουθα όρια βαθμού διατμητικής σύνδεσης $\eta = n/n_f$.

• $Le \leq 25$: $\eta \geq 1 - (355/f_y) (0.75 - 0.03Le)$, $\eta \geq 0.4$

• $Le > 25$: $\eta \geq 1$

Όπου Le είναι η απόσταση μεταξύ σημείων μηδενικής ροπής κάμψης σε m (ίση με το μήκος της δοκού σε περίπτωση αμφιέριστων δοκών).

Οι παραπάνω σχέσεις ισχύουν μόνο για την περίπτωση διατομών χάλυβα με ίσα πέλματα. Γενικότερα, οι ήλοι μπορούν να θεωρούνται πλάστιμοι όταν ισχύουν τα παρακάτω κριτήρια σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4:

- Έχουν ολικό μήκος μετά τη συγκόλληση όχι μικρότερο από 76mm και ονομαστική διάμετρο κορμού 19mm.

- Η χαλύβδινη διατομή είναι ελατή ή συγκολλητή μορφής I ή H με ίσα πέλματα.

- Υπάρχει ένας ήλος ανά αυλάκωση του χαλυβδόφυλλου, τοποθετημένος είτε κεντρικά μέσα στην αυλάκωση είτε κατ' επιλογή στην αριστερή και στη δεξιά πλευρά της αυλάκωσης καθ' όλο το μήκος του ανοίγματος.

- Η πλάκα σκυροδέματος είναι σύμμικτη με αυλακωτό χαλυβδόφυλλο που διατάσσεται κάθετα προς τη δοκό και οι αυλακώσεις του σκυροδέματος είναι συνεχείς επάνω από αυτήν.

- Για το χαλυβδόφυλλο ισχύει $b_o/h_p \geq 2$ και $h_p \leq 60\text{mm}$.

- Η δύναμη N_c υπολογίζεται με την απλοποιημένη μέθοδο που αναλύθηκε προηγουμένως.

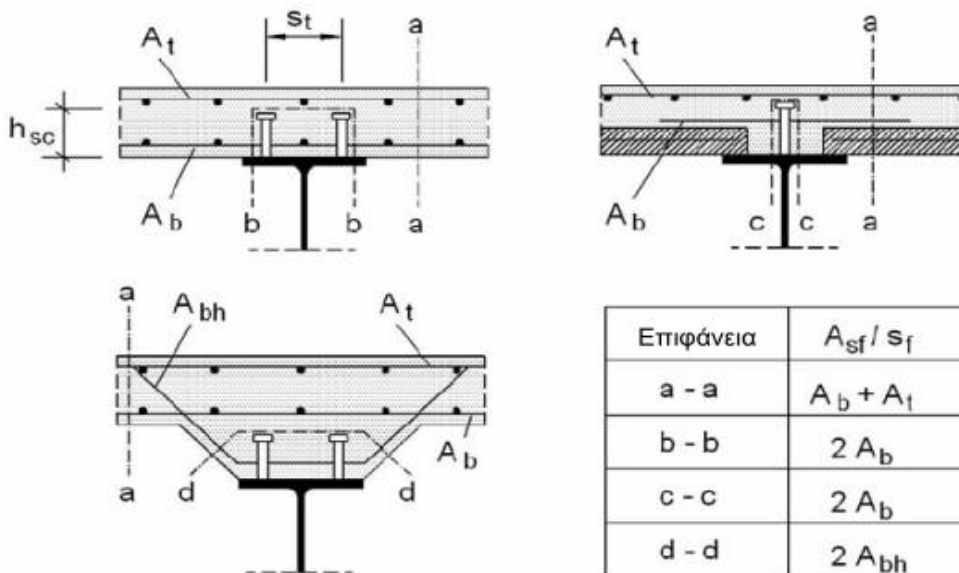
Όταν ικανοποιούνται τα παραπάνω, θα πρέπει να αλλάζουν οι σχέσεις που δίνουν την πλαστιμότητα των ήλων με αντικατάσταση των τιμών 0.75 και 0.03 με 1.0 και 0.04 αντίστοιχα.

5.9 Διατμητική κάλυψη της πλάκας

Για να επιτευχθεί αύξηση της φέρουσας ικανότητας διατομών σε διαμήκη διάτμηση, απαιτείται οπλισμός στην πλάκα σκυροδέματος με διεύθυνση κάθετη στον άξονα της δοκού (εκεί όπου, επιπροσθέτως, τοποθετείται και ο οπλισμός στήριξης της πλάκας). Βασισμένος στον Ευρωκώδικα 2, ο Ευρωκώδικας 4 δίνει το απαιτούμενο εμβαδόν του εγκάρσιου οπλισμού ανά μονάδα μήκους της δοκού, A_{sf}/s_f ως εξής:

$$(A_{sf}/s_f) f_{yd} \geq V_{Ed} h_f / \cot \theta \quad (5.14)$$

Όπου A_{sf}/s_f είναι το εμβαδόν των διατομών εγκάρσιων ράβδων οπλισμού που διασχίζονται από την επιφάνεια διατμητικής αστοχίας. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.7 η ποσότητα A_{sf}/s_f εξαρτάται από την διαδρομή της επιφάνειας θραύσης λόγω διαμήκους διάτμησης.

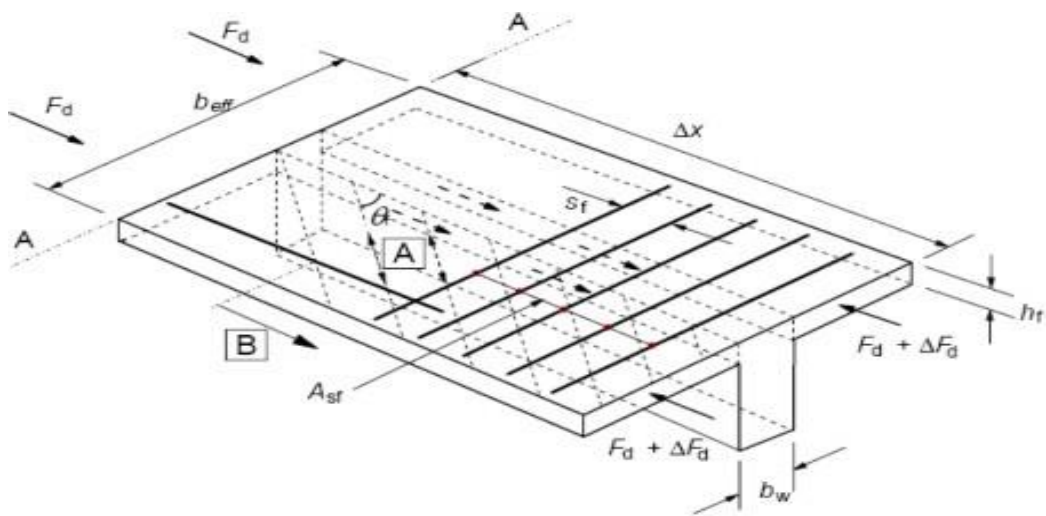


Σχήμα 5.7: Τυπικές δυνατές επιφάνειες αστοχίας λόγω διαμήκους διάτμησης και εγκάρσιος οπλισμός.

Για περιπτώσεις που περιλαμβάνουν σύμμικτη δοκό με σύμμικτη πλάκα σε κατασκευές, όταν η επιφάνεια διατμητικής αστοχίας διέρχεται μέσα από το πάχος της πλάκας (τομή a-a), η διάσταση h_f θα λαμβάνεται ίση με το πάχος του σκυροδέματος επάνω από το χαλυβδόφυλλο. Επίσης, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, όπου χρησιμοποιείται χαλυβδόφυλλο εγκάρσιο προς τη δοκό και οι αντοχές σχεδιασμού των διατμητικών ήλων έχουν προσδιορισθεί χρησιμοποιώντας τον σχετικό μειωτικό συντελεστή k_t , αμελούνται οι επιφάνειες διάτμησης τύπου b-b. Ακόμα, όπου αυλακωτό χαλυβδόφυλλο με τις αυλακώσεις εγκάρσια προς τη δοκό είναι συνεχές επάνω στο πέλμα της χαλύβδινης δοκού, η συμβολή του στον εγκάρσιο οπλισμό για επιφάνεια διάτμησης a - a μπορεί να ληφθεί υπόψη προσθέτοντας στο αριστερό μέλος της πιο πάνω σχέσης τον όρο $A_p \cdot f_{yp,d}$.

Εάν όμως το χαλυβδόφυλλο είναι ασυνεχές και οι ήλοι είναι συγκολλημένοι απευθείας δια μέσου του χαλυβδόφυλλου, θα πρέπει να προσθέσουμε στο αριστερό μέλος τον όρο $V_{pd} = P_{pb,Rd}/s$ (αλλά $\leq A_p f_{yp,d}$).

Επισημαίνεται, ότι όταν οι αυλακώσεις είναι παράλληλες στη δοκό, η V_{pd} λαμβάνεται μηδενική, καθώς ο εγκάρσιος εφελκυσμός έχει ως αποτέλεσμα το άνοιγμα των αυλακώσεων. Η διαστασιολόγηση για διαμήκη διάτμηση γίνεται βάσει του γνωστού από το οπλισμένο σκυρόδεμα προσομοιώματος του ισοδύναμου δικτυώματος (Σχήμα 5.8).



Σχήμα 5.8: Προσομοίωμα ισοδύναμου δικτυώματος για διαμήκη διάτμηση.

5.9.1 Παραμορφώσεις

Οι έλεγχοι παραμορφώσεων διεξάγονται στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, λαμβανομένων πάντοτε υπόψη των φάσεων κατασκευής. Η ανάλυση είναι ελαστική. Για συνεχείς δοκούς εκτελείται ρηγματωμένη ανάλυση. Η επιρροή της συστολής ξήρανσης δεν λαμβάνεται υπόψη αν ικανοποιείται η σχέση:

- $L/h_{tot} \leq 20$

Όπου:

- L το άνοιγμα της δοκού.
- h_{tot} το συνολικό ύψος της δοκού (σιδηροδοκός και πλάκα).

Η επιρροή του ερπυσμού για δύσκαμπτα κτίρια, λαμβάνεται προσεγγιστικά υπόψη θεωρώντας για όλα τα φορτία (μακροχρόνια και βραχυχρόνια) το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος ίσο με $E_{cm}/2$. Η επιρροή της διατμητικής σύνδεσης δεν λαμβάνεται υπόψη αν για το βαθμό διατμητικής σύνδεσης είναι $\eta \geq 0.5$.

5.9.2 Ρηγμάτωση

Ως γνωστόν, η ρηγμάτωση του σκυροδέματος υπό εφελκυσμό είναι αναπόφευκτη. Η ρηγμάτωση μπορεί να περιοριστεί με ορισμένα κατασκευαστικά μέτρα, όπως η μείωση της διαμέτρου των ράβδων οπλισμού και των μεταξύ τους αποστάσεων. Επίσης, κρίνεται αναγκαία η τοποθέτηση ελάχιστου οπλισμού στις εφελκυσόμενες ζώνες. Στις εφελκυσόμενες ζώνες εντός του συνεργαζόμενου πλάτους τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός ίσος με:

- $A_s = 0.4\% \cdot A_c$, για δοκούς με προσωρινή υποστήριξη.
- $A_s = 0.2\% \cdot A_c$, για δοκούς χωρίς προσωρινή υποστήριξη.

A_c το εμβαδόν σκυροδέματος πλάκας εντός του συνεργαζόμενου πλάτους. Ο οπλισμός τοποθετείται σε μήκος $L/4$ εκατέρωθεν των στηριγμάτων. Αν το εύρος ρωγμών πρέπει να περιορίζεται, ο ελάχιστος οπλισμός δίνεται από την σχέση:

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{cte} \cdot \sigma_s \cdot A_c \quad (5.15)$$

Για οπλισμό S500, του οποίου η τάση φτάνει μέχρι $\sigma_s = 500/1.15 = 435$ MPa, η ανωτέρω σχέση γράφεται:

$$A_s = 0.9 \cdot 0.8 \cdot 3/435 \cdot A_c = 0.5\% A_c$$

Επίσης είναι αναγκαίο να περιορίζονται οι διάμετροι και οι αποστάσεις των οπλισμών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6 ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ ΧΑΛΥΒΔΙΝΩΝ ΜΕΛΩΝ

6.1 Έλεγχος αντοχής

Αντίστοιχα με την περίπτωση των σύμμικτων μελών, έτσι και στα μεταλλικά μέλη είναι αναγκαίο να γίνουν έλεγχοι που αφορούν την επάρκεια της αντοχής τους σε φορτία αξονικής δύναμης, διαξονικής κάμψης, τέμνουσας δύναμης και σε συνδυασμούς αυτών. Πιο συγκεκριμένα, πρέπει να ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

- Κριτήριο αντοχής υπό αξονική δύναμη: $N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$
- Κριτήριο αντοχής σε κάμψη: $M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$
- Κριτήριο αντοχής σε τέμνουσα: $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, σε περιπτώσεις συνύπαρξης της ροπής κάμψης με τέμνουσα και αξονική δύναμη, απαιτείται απομείωση της ροπής αντοχής. Η απομείωση αυτή πραγματοποιείται πρώτα για την τέμνουσα (στην περίπτωση όπου το V_{Ed} υπερβαίνει το 50% της $V_{pl,Rd}$) και στην συνέχεια για την αξονική δύναμη.

6.2 Ευστάθεια χαλύβδινων μελών

Εκτός των ελέγχων αντοχής των μελών, πρέπει να γίνει και έλεγχος ευστάθειας τους. Η αντοχή των μελών σε λυγισμό, προσδιορίζεται για την περίπτωση ελαστικού λυγισμού μέσω του τύπου Euler, ενώ για περίπτωση ανελαστικού λυγισμού, γίνονται διάφορες προσεγγίσεις. Συνήθως, σε περιπτώσεις μεγάλης λυγηρότητας αντιστοιχεί ελαστικός λυγισμός, ενώ σε περιπτώσεις μικρότερης, ανελαστικός. Για περιπτώσεις όπου η λυγηρότητα $\lambda \leq 0.2$ ή για $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0.04$ (μικρή λυγηρότητα), η αντοχή της διατομής εξαντλείται πριν την εκδήλωση φαινομένων λυγισμού. Κατά συνέπεια, σε αυτές τις περιπτώσεις δεν απαιτείται έλεγχος έναντι λυγισμού, και το μέλος ελέγχεται μόνο με βάση την παράγραφο 7.1.

Οι μορφές λυγισμού χωρίζονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- Καμπτικός λυγισμός (Flexural buckling): Έστω δομικό μέλος στο οποίο ασκείται θλιπτική αξονική δύναμη. Το μέλος μπορεί να αστοχήσει σε λυγισμό υπό τη μορφή πλευρικών μετακινήσεων χωρίς την εμφάνιση στρεπτικών στροφών.
- Στρεπτικός λυγισμός (Torsional buckling): Έστω δομικό μέλος στο οποίο ασκείται θλιπτική αξονική δύναμη. Το μέλος μπορεί να αστοχήσει σε λυγισμό υπό τη μορφή στρεπτικών στροφών χωρίς την εμφάνιση πλευρικών μετακινήσεων. Ο

στρεπτικός λυγισμός εμφανίζεται σε δομικά μέλη μικρής δυστρεψίας και κυρίως σε αυτά με ανοιχτές συμμετρικές (π.χ. σχήμα σταυρού) αντισυμμετρικές (π.χ. σχήμα Z) και μη συμμετρικές (π.χ. γωνιακά διατομές).

- Στρεπτοκαμπτικός λυγισμός (Torsional-flexural buckling): Έστω δομικό μέλος στο οποίο ασκείται θλιπτική αξονική δύναμη. Το μέλος μπορεί να αστοχήσει σε λυγισμό υπό την μορφή στρεπτικών στροφών και πλευρικών μετακινήσεων. Ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός εμφανίζεται σε δομικά μέλη μικρής δυστρεψίας και κυρίως σε αυτά με ανοιχτές μονοσυμμετρικές (π.χ. τύπου T) και μη συμμετρικές (π.χ. γωνιακά) διατομές.
- Πλαγιοστρεπτικός λυγισμός (Lateral-Torsional buckling): Έστω δομικό μέλος στο οποίο ασκείται καμπτική ροπή ως προς τον ισχυρό κύριο κεντροβαρικό άξονα. Το μέλος μπορεί να αστοχήσει σε λυγισμό υπό τη μορφή πλευρικής μετακίνησης του θλιβόμενου πέλματος της διατομής. Το εφελκυσμένο τμήμα λειτουργεί αρχικά ως στήριξη. Ουσιαστικά δηλαδή ο πλαγιοστρεπτικός λυγισμός περιλαμβάνει εγκάρσια μετακίνηση και πλευρική στρόφη.

6.3 Αντοχή σε λυγισμό δομικού μέλους σταθερής διατομής υπό θλίψη

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

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} \quad (6.1)$$

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

Για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3 η $N_{b,Rd}$ υπολογίζεται ως:

$$N_{b,Rd} = \chi * A * f_y / \gamma_{M1} \quad (6.2)$$

Όπου:

$$\chi = [\Phi + \sqrt{(\Phi^2 - \lambda^2)}]^{-1} \text{ αλλά, } \chi \leq 1.0 \quad (6.3)$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2], \quad \lambda = \sqrt{A * f_y / N_{cr}} \quad (6.4)$$

Το N_{cr} υπολογίζεται ως:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_y^2} \quad (6.5) \quad \text{και} \quad N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_z^2} \quad (6.6)$$

Όπου: I_y, I_z οι ροπές αδράνειας και I_y, I_z , τα μήκη καμπτικού λυγισμού. Το μήκος λυγισμού εξαρτάται από τις συντοιακές συνθήκες κάμψης ως προς τον αντίστοιχο κεντροβαρικό άξονα y ή z . Το μήκος λυγισμού είναι ίσο με L για συντοιακές συνθήκες άρθρωση-άρθρωση, $0.7L$ για πάκτωση-άρθρωση, $0.5L$ για πάκτωση-πάκτωση και $2L$ για πάκτωση-ελεύθερο άκρο, όπου L το φυσικό μήκος του μέλους

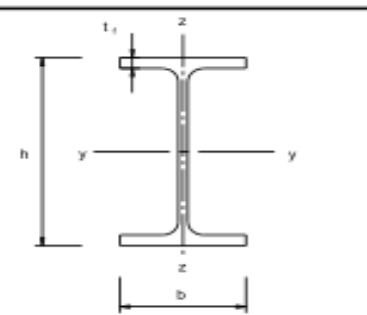
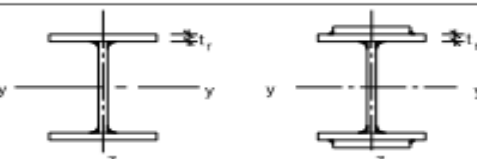

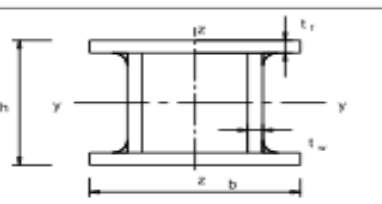
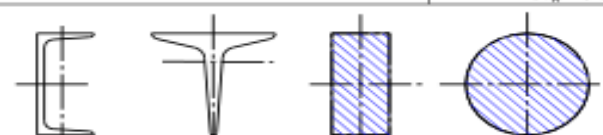
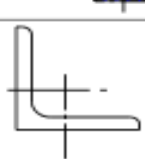
Ο συντελεστής ατελειών α εξαρτάται από τη μορφή της διατομής του μέλους που μελετάται, από τη διεύθυνση κατά την οποία λαμβάνει χώρα ο λυγισμός και τη διαδικασία κατασκευής που χρησιμοποιήθηκε για το θλιβόμενο μέλος (θερμή έλαση, συγκόλληση ή εν ψυχρώ έλαση).

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

Πίνακας 6.1: Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού.

- Καμπύλη a : Η καμπύλη a αντιστοιχεί στις πιο ευνοϊκές μορφές διατομών: Διατομές I θερμής ελάσεως ($h/b > 1.2$) με λεπτά πέλματα ($t_f < 40\text{mm}$) και λυγισμό με κάμψη περί τον ισχυρό άξονα αδρανείας της διατομής. Αντιστοιχεί επίσης σε κοίλες ορθογωνικές διατομές.
- Καμπύλη b : Η καμπύλη b αντιστοιχεί σε μορφές με μέτριες ατέλειες και στη συμπεριφορά των περισσότερων κιβωτιοειδών διατομών, των θερμής ελάσεως διατομών I με λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, των συγκολλητών διατομών I με λεπτά πέλματα και των προτύπων διατομών I με μέτριου πάχους πέλματα ($40\text{mm} < t_f \leq 100\text{mm}$) όταν ο λυγισμός εξετάζεται ως προς τον ισχυρό άξονα.
- Καμπύλη c : Η καμπύλη c αντιστοιχεί σε μορφές με μεγάλες ατέλειες. Σε αυτήν την κατηγορία αντιστοιχούν διατομές U, L, T καθώς και λεπτές κιβωτιοειδείς διατομές, εν ψυχρώ κοίλες διατομές που σχεδιάζονται με το όριο διαρροής του αρχικού ελάσματος, οι θερμής ελάσεως διατομές H ($h/b \leq 1.2$ και $t_f \leq 100\text{mm}$) για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα και μερικές συγκολλητές διατομές I .
- Καμπύλη d : Η καμπύλη d αντιστοιχεί σε μορφές με τις μεγαλύτερες ατέλειες. Χρησιμοποιείται για θερμής ελάσεως διατομές I με πέλματα μεγάλου πάχους ($t_f > 100\text{mm}$) και συγκολλητές διατομές I από ελάσματα μεγάλου πάχους ($t_f \leq 40\text{mm}$) για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα.
- Καμπύλη a_0 : Η καμπύλη a_0 χρησιμοποιείται προκειμένου να ορισθεί ένα άνω όριο και να καλύψει περιπτώσεις χαλύβων υψηλής αντοχής.

Ο πίνακας που ακολουθεί αποτελεί βασικό οδηγό στην επιλογή της κατάλληλης καμπύλης λυγισμού για κάθε διατομή:

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

Πίνακας 6.2: Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

6.4 Πλαγιοστρεπτικός λυγισμός

Λόγω του ότι στον λυγισμό αυτό περιλαμβάνονται στρέψη και κάμψη κατά τον ασθενή άξονα, η κρίσιμη ροπή κάμψης εξαρτάται από το μήκος της δοκού L , την δυστρεψία GI_t , την δυσκαμψία στρέβλωσης EI_w και την καμπτική αντίσταση περί τον ασθενή άξονα EI_z .

Με βάση τα όσα αναφέρονται στον κανονισμό, για μέλη σταθερής διατομής χωρίς πλευρική εξασφάλιση, τα οποία υπόκεινται σε κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα, ο έλεγχος έναντι πλαγιοστρεπτικού λυγισμού πρέπει να γίνεται με βάση την σχέση:

- $M_{Ed}/M_{b,Rd} \leq 1$ (6.7)

Όπου:

- M_{Ed} : Η ροπή κάμψης σχεδιασμού ως προς τον ισχυρό άξονα.

- $M_{b,Rd}$: Η ροπή αντοχής έναντι πλαγιοστρεπτικού λυγισμού.

Για την εύρεση της ροπής αντοχής έναντι πλαγιοστρεπτικού λυγισμού, απαιτείται ο υπολογισμός της κρίσιμης ελαστικής ροπής πλαγιοστρεπτικού λυγισμού M_{cr} , η οποία για διατομή συμμετρική ως προς τον ασθενή κύριο κεντροβαρικό άξονα z και κάμψη ως προς τον ισχυρό κύριο κεντροβαρικό άξονα y , υπολογίζεται ως:

- $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k}{kw} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\}$ (6.8)

Όπου:

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

- I_t η σταθερά στρέψης.

- I_w η σταθερά στρέβλωσης.

- I_z η ροπή αδράνειας ως προς τον ασθενή άξονα.

- L το μήκος του μέλους μεταξύ πλευρικά εξασφαλισμένων σημείων.

- k και kw συντελεστές εξαρτώμενοι από το είδος των στηρίξεων ως προς την ελευθερία στροφής και στρέβλωσης των άκρων του εξεταζόμενου πλευρικά μη προστατευμένου τμήματος.

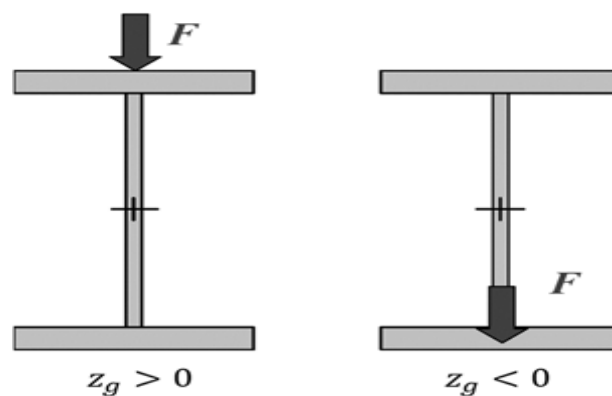
- $z_g = z_a - z_s$ η απόσταση του κέντρου διάτμησης από το σημείο εφαρμογής του φορτίου.

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

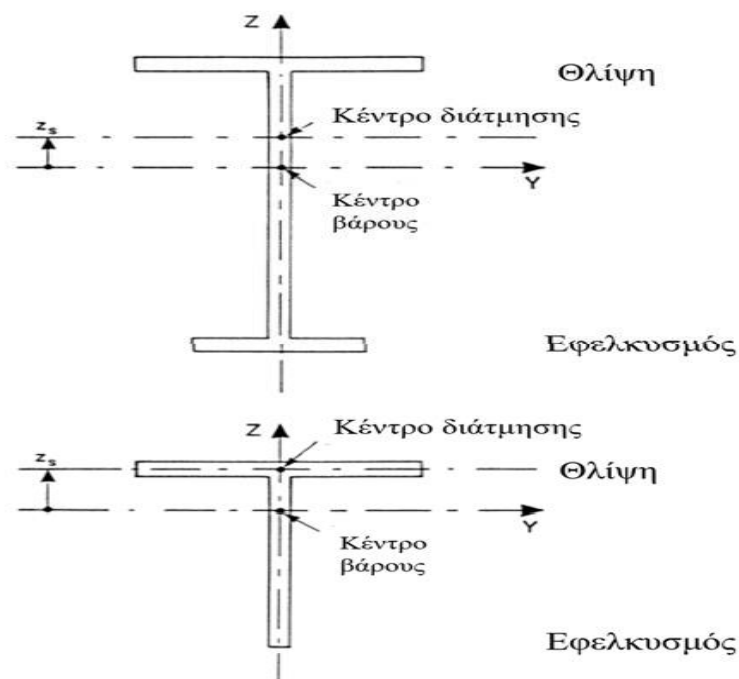
- z_s η τεταγμένη του κέντρου διάτμησης ως προς τον κεντροβαρικό άξονα $y - y$.

- $z_j = z_s - [0.5 \int z(y^2 + z^2) dA] / I_y$ (6.9)

Οι τεταγμένες z_a , z_s μετρώνται με αφετηρία το κέντρο βάρους της διατομής και είναι προσημασμένες με θετική φορά προς το θλιβόμενο πέλμα της διατομής. Σε διατομές διπλής συμμετρίας είναι $z_j = 0$, ενώ όταν τα εξωτερικά φορτία ασκούνται στο κέντρο διάτμησης της διατομής (ή το κέντρο βάρους της σε διατομές διπλής συμμετρίας) είναι $z_g = 0$. Ο συντελεστής k λαμβάνεται ίσος με τη μονάδα για αρθρωμένο και στα δύο άκρα μη προστατευμένο πλευρικό μέλος, 0.5 και για τα δύο άκρα πακτωμένα ενώ για περίπτωση ενός πακτωμένου και ενός αρθρωτού άκρου επιλέγεται η τιμή 0.7. Ο συντελεστής k αφορά τη στροφή του άκρου στο οριζόντιο επίπεδο, είναι δε ανάλογος συντελεστή ισοδύναμου μήκους λυγισμού L_{cr}/L ενός θλιβόμενου στοιχείου, για λυγισμό περί τον ασθενή άξονα, σε συνδυασμό με την ελευθερία στροφών λόγω κάμψης στα άκρα. Ο συντελεστής k_w αφορά τη στρέβλωση του άκρου και λαμβάνεται ίσος με 1.0 για άκρα με ελεύθερη στρέβλωση. Συνιστάται γενικά να λαμβάνεται στις περισσότερες περιπτώσεις η συντηρητική τιμή $k_w = 1$. Οι τιμές των C_1 , C_2 , C_3 παρέχονται από κατάλληλους πίνακες για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης και διάφορες τιμές του k , ανάλογα με τη μορφή του διαγράμματος ροπών κάμψης στο μήκος L μεταξύ πλευρικών στηρίξεων. Τα φορτία που εφαρμόζονται στο άνω πέλμα συμβάλλουν στην αστάθεια της δοκού λόγω της πρόσθετης ροπής στρέψης στην κατάσταση ισορροπίας μετά το λυγισμό, ως προς το κέντρο βάρους της διατομής. Η επίδραση αυτή γίνεται περισσότερο σημαντική όσο αυξάνει το ύψος της διατομής και μειώνεται το άνοιγμα. Αυτή την επίδραση προσδιορίζει ο συντελεστής C_2 στη γενική εξίσωση της ελαστικής κρίσιμης ροπής



Σχήμα 6.1 Προσήμανση απόστασης z_g .



Σχήμα 6.2: Προσέλιξη για το προσδιορισμό της απόστασης z_j .

Ροπές στα άκρα	Διάγραμμα ροπών	κ			
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = + 1$ 	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

Πίνακας 6.3: Τιμές των συντελεστών C_1 , C_2 , και C_3 (ακραιές ροπές).

Φορτίο και στηρίξεις	Διάγραμμα ροπών	k			
			C ₁	C ₂	C ₃
		1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890

Πίνακας 6.4: Τιμές των συντελεστών C₁, C₂, και C₃ (εγκάρσια φορτία).

Μέσω του M_{cr} υπολογίζεται το λ_{LT} μέσω της παρακάτω σχέσης:

$$\bullet \lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \quad (6.10)$$

Στη συνέχεια υπολογίζεται με βάση την εναλλακτική μέθοδο για ελατές ή ισοδύναμες συγκολλητές διατομές το Φ_{LT}, από την παρακάτω σχέση:

$$\bullet \Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \lambda_{LT}^2] \quad (6.11)$$

- λ_{LT,0} = 0.4 (μέγιστη τιμή)

- β = 0.75 (ελάχιστη τιμή)

Το χ_{LT} δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\bullet \chi_{LT} = [\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT}^2 - \beta \lambda_{LT}^2)}]^{-1} \quad (6.12) \quad \text{αλλά,}$$

$$\chi_{LT} \leq 1.0 \quad \text{και} \quad \chi_{LT} \leq 1/\lambda_{LT}^2$$

Τέλος, υπολογίζεται το $M_{b,Rd}$ ως:

$$\bullet M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (6.13)$$

Όπου:

$W_y = W_{pl,y}$ για διατομές κατηγορίας 1 ή 2 και $W_y = W_{el,y}$ για διατομές κατηγορίας 3.
Στον υπολογισμό του W_y δε λαμβάνονται υπόψιν οπές για κοχλίες.

Καμπύλη λυγισμού	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Πίνακας 6.5: Συντελεστής ατελειών α_{LT} για πλαγιοστρεπτικό λυγισμό.

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

Πίνακας 6.6: Καμπύλη λυγισμού για πλαγιοστρεπτικό λυγισμό (γενική μέθοδος).

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

Πίνακας 6.7: Καμπύλη λυγισμού για πλαγιοστρεπτικό λυγισμό (εναλλακτική μέθοδος).

Οι συνθήκες που πρέπει να ικανοποιούνται για αποφυγή ελέγχου αντοχής σε πλαγιοστρεπτικό λυγισμό είναι οι ακόλουθες:

- Γενικά δεν απαιτείται έλεγχος αντοχής σε πλαγιοστρεπτικό λυγισμό αν το θλιβόμενο πέλμα κάθε διατομής σε όλο το μήκος του δομικού μέλους διαθέτει ικανοποιητική πλευρική στήριξη. Ως ικανοποιητική πλευρική στήριξη νοείται αυτή που επιτυγχάνεται μέσω εγκάρσιων στοιχείων που ενώνουν το θλιβόμενο πέλμα της διατομής με άλλα στοιχεία της κατασκευής που μπορεί να θεωρηθούν σχεδόν ακλόνητα (π.χ. συνδέσμους δισκαμψίας, κτλ.)
- Επίσης δεν απαιτείται έλεγχος αντοχής σε πλαγιοστρεπτικό λυγισμό αν η δοκός διαθέτει επαρκή δέσμευση έναντι στρεπτικών παραμορφώσεων, οπότε το θλιβόμενο πέλμα πάλι δε θα μπορεί να μετακινηθεί πλευρικά.
- Στη περίπτωση σύνδεσης τραπεζοειδούς χαλυβδόφυλλου επί πέλματος δοκού, το παράρτημα του EC3-1-1 παρέχει συγκεκριμένο κριτήριο ώστε να μπορεί να

θεωρηθεί ότι το χαλυβδόφυλλο παρέχει ικανοποιητική πλευρική στήριξη στο πέλμα αυτό.

- Ο EC4 παρέχει κριτήρια ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι μία σύμμικτη δοκός διαθέτει ικανοποιητική πλευρική στήριξη λόγω της πλάκας (σκυροδέματος ή σύμμικτης).
- Το παράρτημα του EC3-1-1 παρέχει συγκεκριμένο κριτήριο ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι μία δοκός διαθέτει επαρκή δέσμευση έναντι στρεπτικών παραμορφώσεων σε όλο το μήκος της.
- Ο EC3-1-1 παρέχει επιπλέον κριτήρια για την αποφυγή ελέγχου αντοχής σε πλαγιοστρεπτικό λυγισμό μεταξύ συγκεκριμένων συνδυασμών πλευρικών/στρεπτικών στηρίξεων δομικών μελών που περιέχουν πλαστικές αρθρώσεις.
- Δοκοί με διατομές χωρίς ασθενή κύριο κεντροβαρικό άξονα, π.χ. τετραγωνικές ή κυκλικές κοίλες διατομές, δεν απαιτείται να ελέγχονται σε πλαγιοστρεπτικό λυγισμό.
- Δεν απαιτείται έλεγχος σε πλαγιοστρεπτικό λυγισμό για δομικά μέλη που κάμπτονται στον ασθενή κύριο κεντροβαρικό άξονα.
- Δεν απαιτείται έλεγχος σε πλαγιοστρεπτικό λυγισμό αν ικανοποιείται η $\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$ ή αν $M_{Ed}/M_{cr} \leq \bar{\lambda}_{LT}, 0^2$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

7 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ

7.1 Γενικά

Τα δομικά στοιχεία της κατασκευής διαστασιολογήθηκαν με βάση τις κανονιστικές διατάξεις του EN 1993, μέσω του προγράμματος Consteel 15. Κατά την διαστασιολόγηση, πραγματοποιήθηκε επαναληπτική διαδικασία με σκοπό την εύρεση της οικονομικά βέλτιστης λύσης, χρησιμοποιώντας όσο το δυνατόν μικρότερες διατομές.

Στην κατασκευή μας πραγματοποιήθηκε ελαστική ανάλυση πρώτης τάξης. Μέσω της ανάλυσης πρώτης τάξης υπολογίζεται η απόκριση της κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψιν την αρχική δυσκαμψία του μοντέλου. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, προέκυψε συντελεστής καθολικής αστάθειας $a_{cr} > 10$ για όλες τις φορτίσεις για αυτό και αμελήθηκαν τα φαινόμενα 2^{ης} τάξης. Με σκοπό τον σχεδιασμό καθολικής ευστάθειας της κατασκευής, εκτελείται ανάλυση ευαισθησίας λυγισμού, από την οποία προκύπτουν οι ιδιομορφές της κατασκευής, ενώ παράλληλα υπολογίζεται για κάθε μέλος η σχετική ιδιομορφή, η οποία είναι η καταλληλότερη για την ανάλυση λυγισμού.

Ορισμός παραμέτρων ανάλυσης

Καθολικές ρυθμίσεις

Καθολικές ατέλειες: - Όχι -

Περιλαμβάνεται η δυσκαμψία της σύνδεσης

Σχεδιασμός τεγίδας ψυχρής έλασης

Στατικοί υπολογισμοί

Περιπτώσεις φόρτισης

Ελαστική ανάλυση φορτίσεων

Ανάλυση δεύτερας τάξης των ιδιομορφών λυγισμού με βάση τις περιπτώσεις ατελειών

Ελαστική ανάλυση των βασικών τιμών των αντιδράσεων για τον έλεγχο της θεμελίωσης

Συνδυασμοί φορτίσεων

Τύπος επίλυσης: Ελαστική

Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Ανάλυση πρώτης τάξης

Ανάλυση δεύτερας τάξης

Ανάλυση λυγισμού

Ευαισθησία λυγισμού

Ευαισθησία ατέλειας

Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Ανάλυση πρώτης τάξης

Ανάλυση δεύτερας τάξης

Χρήση ιδιοτήτων ενεργούς διατομής

Διαγράμματα επιρροής

Ελαστική ανάλυση των διαγραμμάτων επιρροής

Ιδιομορφική ανάλυση

Ανάλυση ελεύθερης ταλάντωσης

Ανάλυση φάσματος απόκρισης

Ακύρωση Επίλυση Εφαρμογή

Σχήμα 7.1: Παράμετροι ανάλυσης στο Consteel.

Κανονισμός διαστασιολόγησης: EN Ελλάδα NA

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Πρώτης τάξης ελαστικός Δεύτερης τάξης ελαστικός

Προς επίλυση	Συνδυασμοί φορτίσεων	Επιλεγμένη ιδιοτιμή
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-1	(1.) 18,98
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-2	(1.) 11,47
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-3	(1.) 11,42
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-4	(1.) 11,46
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-5	(1.) 11,31
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-6	(1.) 11,35
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-7	(1.) 11,37
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-8	(1.) 11,42

Σχεδιασμός μεταλλικών EN 1993-1-1

Έλεγχος διατομής EN 1993-1-1 6.2

Ομάδα μοντέλου:

Χρήση γ_{m1} αντί γ_{m0} EN 1993-1-1 5.2.2 (7) a)

Έλεγχος σε λυγισμό

Ομάδα μοντέλου:

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 6.3.4

Ελαστικός κρίσιμος συντελεστής $\alpha_{cr,sp}$

Πρώτη ιδιοτιμή λυγισμού

Επιλεγμένη ιδιοτιμή

Αυτόματα (με βάση την ανάλυση ευαισθησίας)

Συντελεστής αντοχής αστοχίας $\alpha_{eff,k}$

ελάχιστη τιμή ανά μέλος

ελάχιστη τιμή στην ομάδα του μοντέ

Μειωτικός συντελεστής χ_{sp}

a) ελάχιστη τιμή των ($\chi; \chi_{LT}$)

β) με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των ($\chi; \chi_{LT}$)

Έλεγχος ευστάθειας EN 1993-1-1 B83

Να ληφθεί υπόψη το σημείο αντίστασης ως στρεπτική δέσμευση

Κρίσιμη θερμοκρασία

Ομάδα μοντέλου:

Θεώρηση συμπληρωματικών κανόνων από το EN 1993-1-3 για τον σχεδιασμό διατομών ψυχρής έλασης

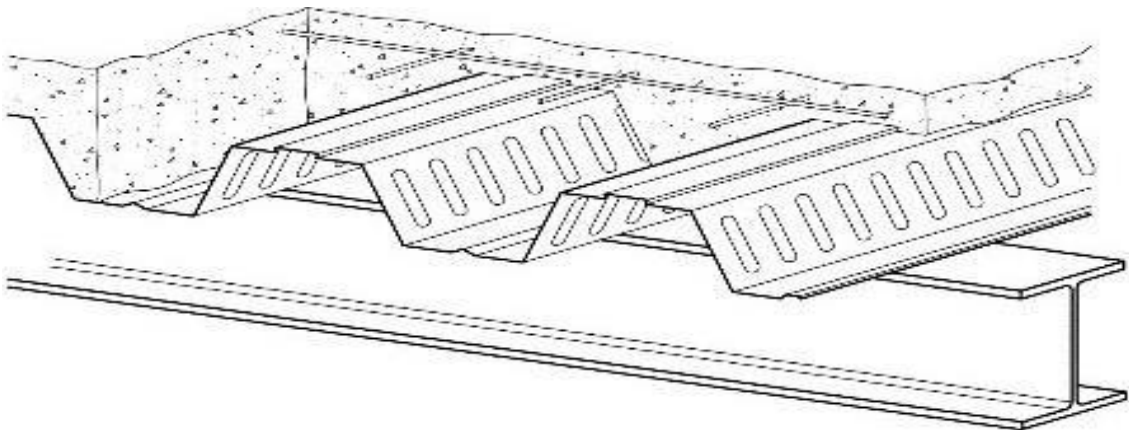
Σχήμα 7.2: Παράμετροι διαστασιολόγησης στο Consteel

7.2 Διαστασιολόγηση σύμμικτης πλάκας

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούν τον πιο συχνό τύπο πλάκας στις μεταλλικές κατασκευές. Παίζουν πολύ σημαντικό ρόλο στην ανάληψη των φορτίων εξυπηρετώντας τις παρακάτω λειτουργίες:

- Μεταφέρουν τα κατακόρυφα φορτία στις δοκούς της κατασκευής.
- Μεταφέρουν τα οριζόντια φορτία μέσω διαφραγματικής λειτουργίας.
- Λειτουργούν ως πέλμα των σύμμικτων δοκών, μέσω της διατμητικής σύνδεσης τους με την σιδηροδοκό.

Οι σύμμικτες πλάκες αποτελούνται από χαλυβδόφυλλα και έγχυτο σκυρόδεμα. Τα χαλυβδόφυλλα λειτουργούν ως μεταλλότυπος, παραλαμβάνοντας το ίδιο βάρος του σκυροδέματος καθώς και φορτία διάστρωσης κατά την φάση της σκυροδέτησης. Στη φάση λειτουργίας, τα χαλυβδόφυλλα σε συνεργασία με το έγχυτο σκυρόδεμα λειτουργούν μαζί δημιουργώντας μία σύμμικτη πλάκα. Οι επιφάνειες των χαλυβδόφυλλων δεν είναι λείες, αλλά έχουν αυλακώσεις με σκοπό την επίτευξη καλύτερης συνάφειας με το σκυρόδεμα. Μέσω της χρήσης σύμμικτων πλακών, επιτυγχάνεται μεγάλη ταχύτητα στην ανέγερση του φορέα. Στη σύμμικτη πλάκα προβλέπεται συνήθως ένας ελαφρύς οπλισμός που αφενός μεν προστατεύει το σκυρόδεμα από τη ρηγμάτωση, αφετέρου δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραλαβή των (αρνητικών) ροπών των στηρίξεων στη περίπτωση που επιλεγεί το στατικό σύστημα της συνεχούς δοκού πολλών ανοιγμάτων.



Σχήμα 7.3: Παράδειγμα σύμμικτης πλάκας με δευτερεύουσα δοκό.

Στην παρούσα μελέτη επιλέχθηκε συνεχές χαλυβδόφυλλο με πάχος $t=1\text{mm}$, ύψος $h_p=50\text{mm}$, υλικού S320 GD τοποθετημένο κάθετα στις δοκούς για πλάκα σκυροδέματος ποιότητας C25/30 και πάχους $h_c=13\text{cm}$, με επικάλυψη $C_{top}=30\text{mm}$. Συνεπώς, η διατομή είναι εντός ορίων του EN 1994-1-1 με $h_{min}=90\text{mm}$ και $h_{c,min}=50\text{mm}$. Επιλέχθηκαν επίσης, διατμητικοί ήλοι διαμέτρου $D = 19\text{mm}$ ύψους $h_{sc}=90\text{mm}$ αντοχής $f_u= 450\text{N/mm}^2$ και οπλισμός χάλυβα $\Phi 8/150$ ($A_s=3,351\text{cm}^2 /\text{m}$) για την διατομή του σκυροδέματος. Η μελέτη, έγινε στο περιβάλλον του Consteel εκμεταλλευόμενοι το πακέτο του προγράμματος για την διαστασιολόγηση σύμμικτων διατομών. Παρακάτω παρατίθεται η διατομή στο Σχήμα 2.1 όπως ορίστηκε στο πρόγραμμα με όλα τα απαραίτητα στοιχεία: υλικά, διατομές και αδρανειακά στοιχεία αυτών, προφίλ χαλυβδόφυλλου, ιδιότητες σκυροδέματος, οπλισμός σκυροδέματος, τύπος διατμητικών ήλων κ.α. Χρειάστηκε να δημιουργηθούν τρεις διατομές, δύο για τις ακραίες δοκούς και μια για τις ενδιάμεσες, καθώς είναι απαραίτητη η εισαγωγή του b ή b_{e1} , b_{e2} τα οποία καθορίζουν το πλάτος της πλάκας σκυροδέματος εκατέρωθεν της διατομής και αυτά διαφέρουν ανάλογα με την θέση της δοκού. Το πλάτος αυτό δεν αναφέρεται στο πλάτος επιρροής του σκυροδέματος b_{eff} , απλώς καθορίζει την επιφάνεια του σκυροδέματος στο γραφικό περιβάλλον για τον ορθό υπολογισμό του ίδιου βάρους του.

Σύμμικτη δοκός με χαλυβδόφυλλα

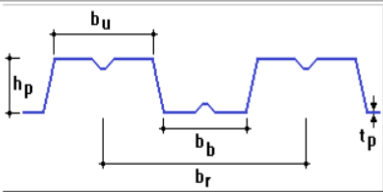
Όνομα: Composite beam mesaia (1)

Διατομή χάλυβα: Όνομα: IPE 220

Πέλιμα σκυροδέματος: $b = 1500$ mm, $b_{e1} = 0$ mm, $b_{e2} = 0$ mm. Υλικό: C25/30 EN, $h_c = 80$ mm.

Οπλισμός: Υλικό: B 500 A. Άνω ράβδους $C_{top} = 30$ mm. Κάτω ράβδους $C_{bottom} = 0$ mm. Διαμήκεις ράβδους: Διάμετρος: 8 mm. Απόσταση ανάμεσα στις ράβδους $a_s = 150$ mm. Επιφάνεια ράβδων $A_{sL} = 335,103$ mm²/m. Η ράβδος είναι πιο κοντά στην επιφάνεια του σκυροδέματος!

Εγκάρσιες ράβδους: Διάμετρος: 8 mm. Απόσταση ανάμεσα στις ράβδους $a_T = 150$ mm. Επιφάνεια ράβδων $A_{sT} = 335,103$ mm²/m. Η ράβδος είναι πιο κοντά στην επιφάνεια του σκυροδέματος!

Χαλυβδόφυλλα:  Παράμετροι χαλυβδόφυλλων:

b_b	75,00	mm
b_u	50,00	mm
b_r	180,00	mm
t_p	1,00	mm
h_p	50,00	mm

 Υλικό: S320GD+Z EN103+ a 0 mm.

Διατμητικοί ήλοι κεφαλής: $n_{stud} = 1$, $D = 19$ mm, $h_{sc} = 90$ mm, $f_u = 450$ N/mm. Μέτρο ελαστικότητας που εφαρμόζεται στην ανάλυση: Επιβατικό μέτρο ελαστικότητας $E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0.3} = 31476,0$ MPa. Τιμή σχεδιασμού του μέτρου ελαστικότητας $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_c = 20984,0$ MPa.

Υλικό: S 355 EN 10025-2

Βασικές ιδιότητες: $v_s = 750,0$ mm, $w_s = 275,6$ mm, $\alpha = 90,0$ μοίρες, $A = 162\,558$ mm².

Γενικές ιδιότητες στο σύστημα κύριων αξόνων: $I_y = 26,31 \times 10^9$ mm⁴, $I_z = 1\,025\,901\,868$ mm⁴, $i_y = 402,3$ mm, $i_z = 79,4$ mm, $W^1_{d,y} = 35\,085\,609$ mm³, $W^1_{d,z} = 3\,723\,085$ mm³, $W^2_{d,y} = 35\,085\,609$ mm³, $W^2_{d,z} = 13\,780\,037$ mm³.

Γενικές ιδιότητες στο σύστημα που περνά απ...: $I_y = 1\,025\,901\,868$ mm⁴, $I_z = 26,31 \times 10^9$ mm⁴, $I_{yz} = 0$ mm⁴, $i_y = 79,4$ mm, $i_z = 402,3$ mm, $W^1_{d,y} = 3\,723\,085$ mm³, $W^1_{d,z} = 35\,085\,609$ mm³, $W^2_{d,y} = 13\,780\,037$ mm³, $W^2_{d,z} = 35\,085\,609$ mm³.

Ιδιότητες στρέψης: $y_0 = 23,8$ mm, $z_0 = 0,1$ mm, $Y_0 = -0,1$ mm, $Z_0 = 23,8$ mm, $I_t = 544\,417\,688$ mm⁴, $I_w = 25,12 \times 10^{12}$ mm⁶.

Ιδιότητες διάτμησης: $A_{-y} = 114\,518$ mm².

Κλείσιμο Εφαρμογή Τροποποίηση

Σχήμα 7.4: Σύμμικτη διατομή

7.3 Φάση κατασκευής

Κατά τη φάση κατασκευής, δηλαδή πριν τη σκλήρυνση του σκυροδέματος, επιδιώκεται το προβλεπόμενο στατικό σύστημα να έχει την ικανότητα παραλαβής της έντασης που δημιουργεί το νωπό σκυρόδεμα και τα λοιπά φορτία διάστρωσης. Ο φορέας παραλαβής της προκαλούμενης έντασης είναι το γυμνό χαλυβδόφυλλο με τις στηρίξεις, που στην ουσία είναι ο μεταλλότυπος της πλάκας. Στη φάση κατασκευής ο σχεδιασμός γίνεται με βάση τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας. Ειδικότερα ελέγχεται η δυνατότητα παραλαβής της ροπής κάμψης που προκαλούν τα δρώοντα φορτία από το χαλυβδόφυλλο με το δεδομένο στατικό σύστημα. Η οριακή κατάσταση αντοχής διεξάγεται σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 που αφορούν στις λεπτότοιχες διατομές ψυχρής διαμόρφωσης. Στην περίπτωση όπου για δεδομένο πάχος χαλυβδόφυλλου ο έλεγχος δεν ικανοποιείται, προβλέπονται ενδιάμεσες στηρίξεις στο χαλυβδόφυλλο. Επίσης θα πρέπει τα βέλη κάμψης που δημιουργούνται να είναι εντός των ορίων που καθορίζονται από τον EN 1994.

Για τον υπολογισμό των δρυσών ροπών, εξάγεται η περιβάλλουσα των ροπών κάμψης του φορέα κατά την φάση κατασκευής σύμφωνα με τις φορτίσεις που προδιαγράφονται από τον Ευρωκώδικα 4. Για τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας των καμπτικών ροπών του φορέα εφαρμόζονται τα εξής φορτία:

- Ίδιο βάρος χαλυβδόφυλλου Gr.
- Ίδιο βάρος υγρού σκυροδέματος.
- Φορτίο διάστρωσης

Ως φορτίο διάστρωσης λαμβάνεται ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 1.5 kN/m^2 που δρα σε επιφάνεια $3\text{m} \times 3\text{m}$ (ή όσο είναι το μήκος του ανοίγματος εάν αυτό είναι μικρότερο) και ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο 0.75 kN/m^2 που δρα στην περιοχή που απομένει, ανάλογα με το αν υπολογίζεται η μέγιστη αρνητική ή θετική δρώσα ροπή κάμψης. Για τα παραπάνω φορτία γίνεται θεώρηση της πλέον δυσμενούς τοποθέτησης επί του χαλυβδόφυλλου.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης αστοχίας, λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.35 για τις μόνιμες δράσεις, ενώ για τις μεταβλητές δράσεις (φορτία διάστρωσης) λαμβάνεται υπόψη συντελεστής ασφαλείας ίσος με 1.50. Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας, λαμβάνονται συντελεστές ασφαλείας φορτίων ίσοι με τη μονάδα. Για την εξαγωγή της ελαστικής γραμμής λαμβάνεται υπόψη η δυσκαμψία της πλήρους διατομής του χαλυβδόφυλλου. Σύμφωνα με τους ελέγχους που διενεργήθηκαν, η σύμμικτη πλάκα επαρκεί στη φάση κατασκευής.

7.4 Φάση λειτουργίας

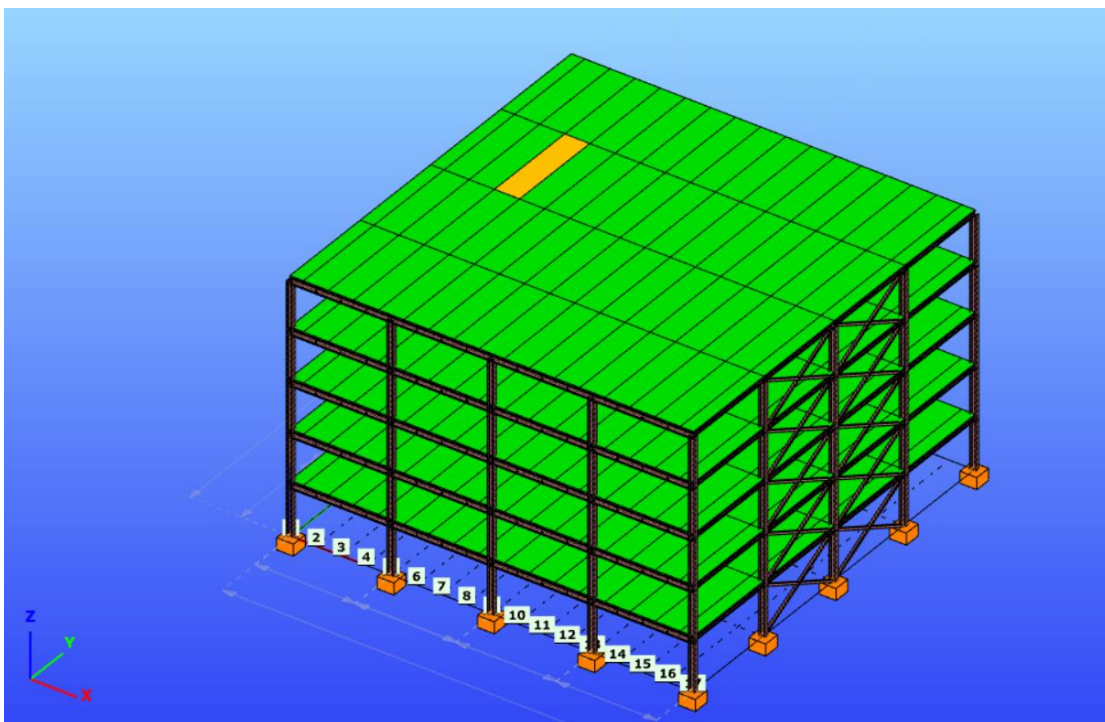
Στην φάση λειτουργίας, η πλάκα λειτουργεί ως σύμμικτη διατομή, αποτελούμενη από το χαλυβδόφυλλο και το έγχυτο σκυρόδεμα. Μετά την εισαγωγή των συνδυασμών φορτίσεων στο πρόγραμμα, έγιναν οι έλεγχοι διατομών και ευστάθειας σύμφωνα με τον EN 1993-1-1 και υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη των δομικών μελών της κατασκευής.

7.5 Σύμμικτες δευτερεύουσες δοκοί

Οι σύμμικτες δοκοί τοποθετήθηκαν ανά 1.5m και δρουν αμφιαρθρωτά δηλαδή δεν παίζουν ρόλο στην ανάληψη των οριζόντιων φορτίων ανέμου και κυρίως σεισμού αλλά λαμβάνουν μόνο κατακόρυφα φορτία μόνιμα και κινητά. Η διαστασιολόγηση των σύμμικτων δοκών, έγινε αυτόματα από το Consteel σύμφωνα με τον EN 1994-1-1. Οι δοκοί ελέγχθηκαν σε:

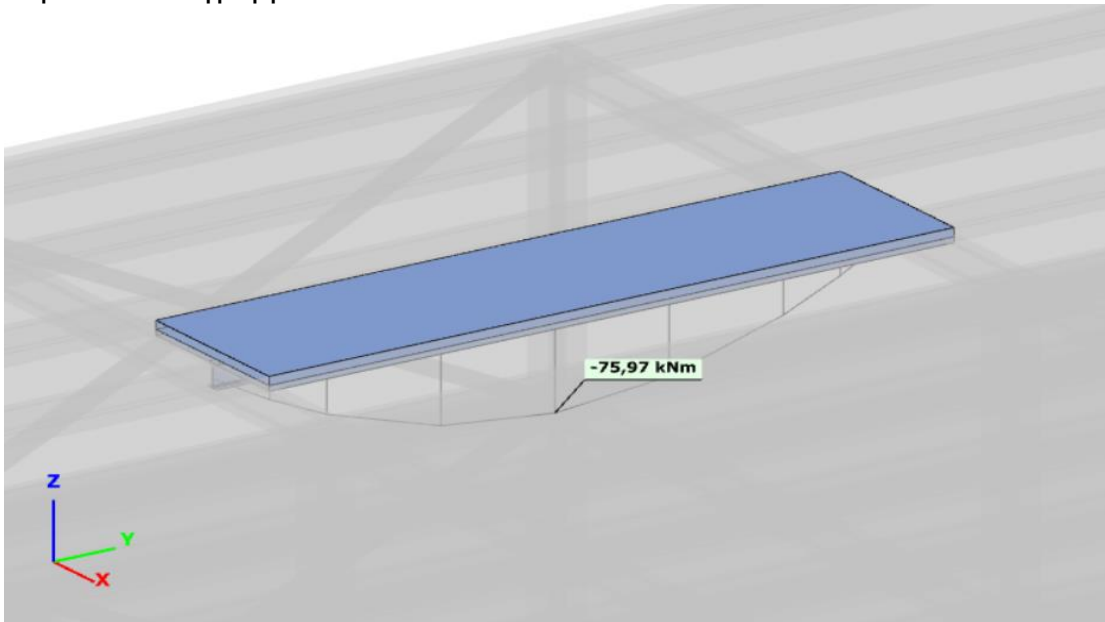
- Πλαστική αντοχή κάμψης (EN 1994-1-1 6.2.1.2, 6.2.1.3)
- Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση (EN 1993-1-1 6.2.6 (1)-(3))
- Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση (EN 1994-1-1 6.6.2)
- Αντοχή διατμητικών ήλων (EN 1994 6.6.3, 6.6.4)
- Αντοχή σε θραύση πέλματος του σκυροδέματος (EN 1992 6.2.4)

Από την διαστασιολόγηση σε συνδυασμούς ULS και πιο συγκεκριμένα τον συνδυασμό 11 ($1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q + (0,9 \cdot W_{90^\circ} + 1,05 \cdot S)$), προέκυψε με μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης, η σύμμικτη δοκός B523 στην στέγη όπως φαίνεται στο σχήμα 7.5:

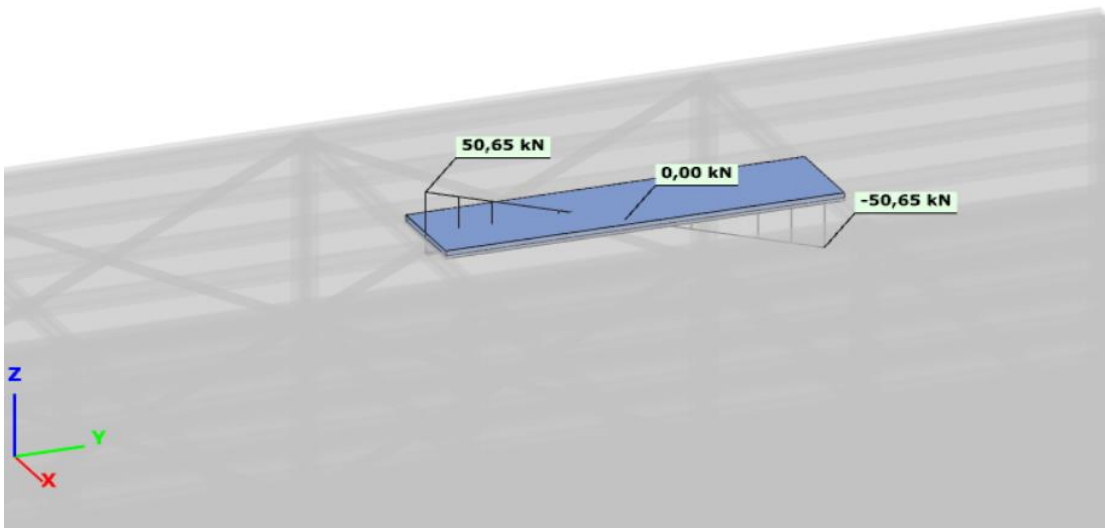


Σχήμα 7.5: Σύμμικτη δοκός B523.

Τα μέγιστα εντατικά μεγέθη για τις δοκούς που επιλέχθηκαν παρουσιάζονται στα παρακάτω διαγράμματα:



Σχήμα 7.6: Διάγραμμα ροπών κάμψης σύμμικτης δοκού B523 για συνδυασμό ULS 11.



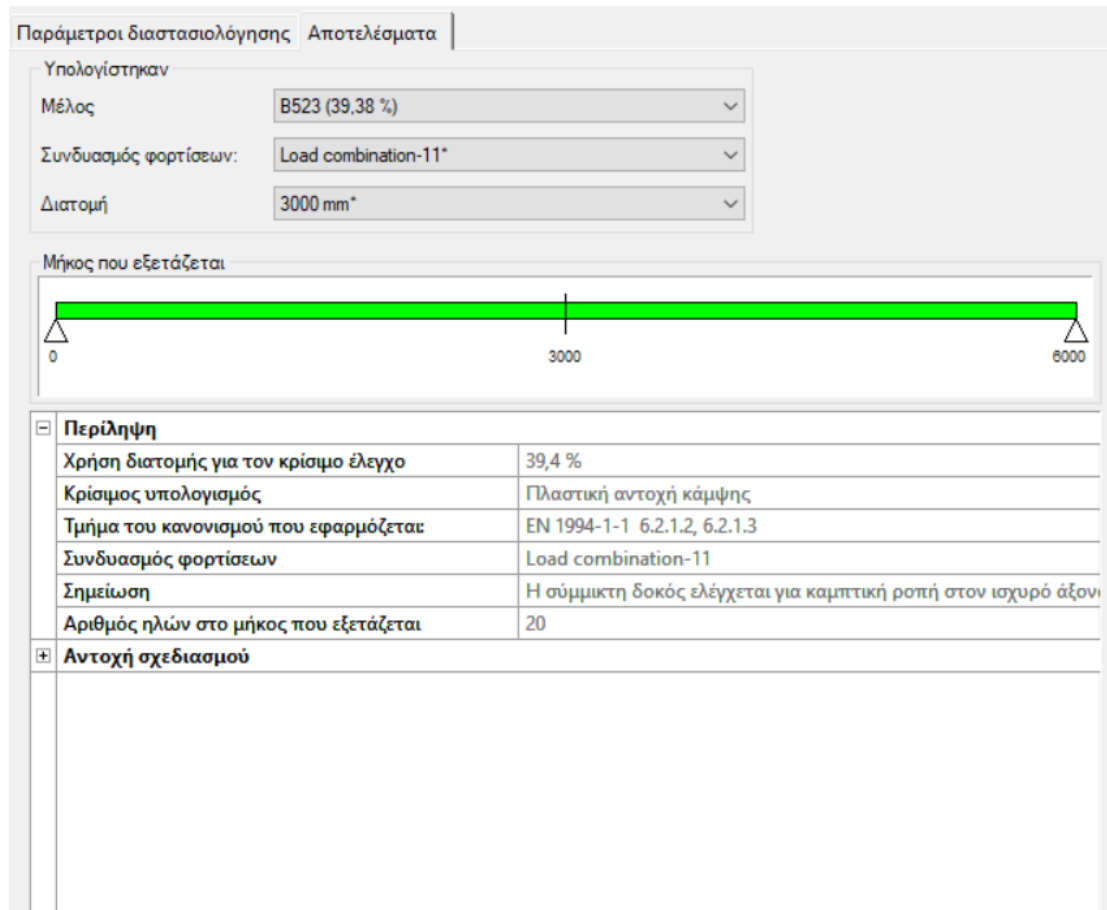
Σχήμα 7.7: Διάγραμμα τεμνουσών σύμμικτης δοκού B523 για συνδυασμό ULS 11.

Οι μέγιστες ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις ισούνται με:

$$M_{Ed} = 75.97 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 50.65 \text{ kN}$$

Η διάταξη των δευτερευουσών δοκών (αμφιαρθρωτές) έχει το πλεονέκτημα ότι η δοκός καταπονείται μόνο από θετικές ροπές κάμψης, πράγμα που εξασφαλίζει την πλήρη συμμετοχή του σκυροδέματος το οποίο βρίσκεται μόνο υπό θλίψη. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η σύμμικτη διατομή να θεωρείται κατηγορίας 1 ενώ δεν γίνεται έλεγχος σε πλευρικό λυγισμό καθώς η πλάκα εξασφαλίζει την χαλύβδινη δοκό έναντι στρέβλωσης.



Σχήμα 7.8: Αποτελέσματα διαστασιολόγησης δευτερεύουσας δοκού.

7.5.1 Πλαστική αντοχή σε κάμψη

Η σύμμικτη δοκός B523 ελέγχθηκε σύμφωνα με τις παραγράφους 6.2.1.2, 6.2.1.3 του EN 1994 για μερική διατμητική σύνδεση, καθώς τοποθετήθηκαν οι ελάχιστοι απαιτούμενοι αυτόματα από το Consteel.

Πλαστική αντοχή κάμψης	
Χρήση διατομής	39,4 %
Σημείωση	Η συμβολή του χαλυβδόφυλλου αγνοείται!
Σημείωση	Ο πλαστικός ουδέτερος άξονας βρίσκεται στο άνω πέλμα!
Σημείωση	Η διατμητική σύνδεση είναι μερική!
Κατηγορία διατομής	1
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1994-1-1 6.2.1.2, 6.2.1.3
$M_{y,Ed}$	-76,0 kNm
$M_{pl,Rd}$	192,9 kNm
z_{pl}	138 mm
A_s	3 337,0 mm ²
f_{yk}	355 N/mm ²
γ_{M0}	1,00
$N_{pl,s}$	1 184,7 kN
b_{eff}	1 500 mm
h_c	80 mm
f_{ck}	25 N/mm ²
γ_c	1,5

f_{ck}	25 N/mm ²
γ_c	1,5
$N_{c,d}$	557,2 kN
η	0,47
$N_{c,f}$	1 184,65 kN
N_c	557,2 kN
β	1,00
ρ	0,00
V_{Ed}	0,0 kN
V_{Rd}	325,5 kN

Σχήμα 7.9: Πλαστική αντοχή σε ροπή κάμψης σύμμικτης δοκού B523.

7.5.2 Αντοχή διατμητικών ήλων

Όπως προαναφέρθηκε, αποφασίστηκε να τοποθετηθούν όλκιμοι ήλοι διαμέτρου $d=19\text{mm}$ με ύψος $h_{sc} = 90\text{mm}$.

☐ Αντοχή διατμητικών ήλων κεφαλής	
Βέλτιστος / Τοποθετούμενο αριθμό θέσεων ήλων	1,00
Σημείωση	Ο βαθμός διατμητικής σύνδεσης είναι μικρότερος του 0,5!
Σημείωση	Ο ήλος κεφαλής είναι όλκιμος!
Σημείωση	Η διατμητική σύνδεση είναι μερική!
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1994-1-1 6.6.3; 6.6.4
n_{opt}	10
n_{act}	20
s_L	300 mm
$n_{act,L}$	10
s_R	300 mm
$n_{act,R}$	10
n_{stud}	1
n_{min}	20
$n_{min,L}$	10
$n_{min,R}$	10
n_f	44
$N_{c,f}$	1 185 kN
l	6 000 mm

n_f	44
$N_{c,f}$	1 185 kN
L_s	6 000 mm
$L_{s,L}$	3 000 mm
$L_{s,R}$	3 000 mm
P_{Rd}	55,7 kN
f_u	450 N/mm ²
d	19 mm
h_{sc}	90 mm
α	1,00
f_{ck}	25 N/mm ²
E_{cm}	31 476 N/mm ²
γ_V	1,25
k_l	1,00
k_t	0,75
$k_{t,max}$	0,75
η	0,47

Σχήμα 7.10: Στοιχεία διατμητικής σύνδεσης σύμμικτης δοκού B523.

7.5.3 Αντοχή σε Διαμήκη διάτμηση

Παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα για την διαμήκη διάτμηση σύμφωνα με τον EN 1994-1-1:

Αντοχή σε διαμήκη διάτμηση	
Χρήση διατομής	31,8 %
Σημείωση	Τύπος αστοχίας: a-a
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1994-1-1 6.6.2
V_{Ed}	1,16 N/mm ²
V_{Rd}	3,65 N/mm ²
ΔF_d	278,60 kN
Δx	3 000 mm
A_{cf}	335 mm ² /m
f_{cd}	434,8 N/mm ²
h_c	80 mm
θ_ψ	26,5 deg

Σχήμα 7.11: Διαμήκης διάτμηση σύμμικτης δοκού B523.

7.5.4 Αντοχή σκυροδέματος σε θραύση

Παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα για την αντοχή του σκυροδέματος σε θραύση σύμφωνα με τον EN 1992-1-1:

Αντοχή θραύσης πέλματος σκυροδέματος	
Χρήση διατομής	32,3 %
Τμήμα του κανονισμού που εφαρμόζεται	EN 1992-1-1 6.2.4 (6.22)
V_{Rd}	3,59 N/mm ²
V_{Ed}	1,16 N/mm ²
v	0,54
f_{ck}	25,0 N/mm ²
f_{cd}	16,7 N/mm ²
θ_ψ	26,5 deg

Σχήμα 7.12: Αντοχή θραύσης πέλματος σκυροδέματος σύμμικτης δοκού B523.

7.5.5 Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση

Η παραλαβή των κατακόρυφων διατμητικών τάσεων, θεωρείται πως παραλαμβάνονται εξ' ολοκλήρου απ' τον κορμό της σιδηροδοκού. Επομένως:

Αντοχή σε κατακόρυφη διάτμηση	
Σημείωση	Η τέμνουσα μεταφέρεται εξ' ολοκλήρου από την μεταλλική διατομή I
Χρήση διατομής	15,6 %
Κατηγορία διατομής	1
Μέρος του κανονισμού που εφαρμόστηκε	6.2.6 (1)-(3) - τύπος (6.17, 6.18)
$V_{z,Ed}$	50,6 kN
$V_{z,c,Rd}$	325,5 kN
A_z	1 588,1 mm ²
f_y	355,0 N/mm ²
γ_{M0}	1,00

Σχήμα 7.13: Κατακόρυφη διάτμηση σύμμικτης δοκού B523.

7.5.6 Έλεγχος λειτουργικότητας σύμμικτης δοκού

Ο έλεγχος λειτουργικότητας, έδωσε μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση για την δοκό B568, 16,7mm μέσω του συνδυασμού SLS ($1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,6 \cdot \text{Wind}_0_Int2_FGH_{max_I} + 0,7 \cdot S$) με ποσοστό εκμετάλλευσης 69.58%.

Έλεγχος καθολικών κατακόρυφων μετακινήσεων



Όνομα ελέγχου: Global vertical deflection check

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-224
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-217
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-229
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-234
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-239
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-162
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-244
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-167
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-249
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-171

Παράμετροι

Πρώτο σημείο: X: 4500 Y: 12000 Z: 15000

Δεύτερο σημείο: X: 4500 Y: 18000 Z: 15000

Μήκος αναφοράς L [mm]: 6000

Οριακή παραμόρφωση: L / 250

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Load combination-162

Όνομα ράβδου: B568

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 503

Κρίσιμη κατακόρυφη παραμόρφωση [mm]: 16,7

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 24

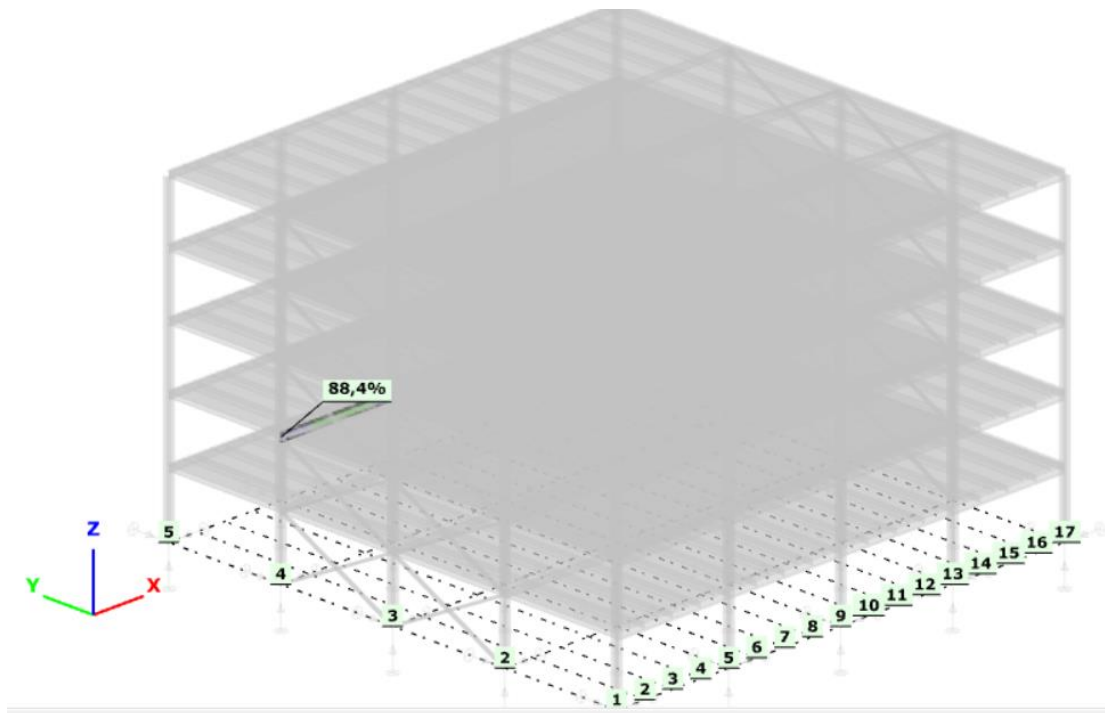
Χρήση διατομής [%]: 69,58

Ακύρωση OK

Σχήμα 7.14: Έλεγχος λειτουργικότητας σύμμικτης δοκού B568.

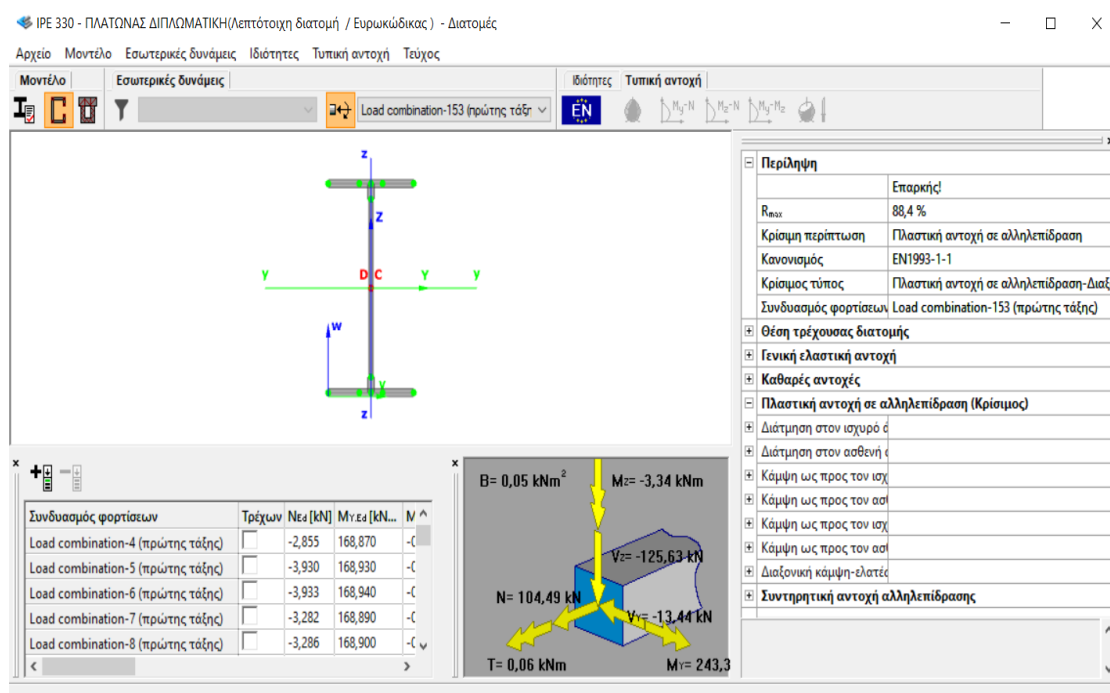
7.6 Διαστασιολόγηση κύριων δοκών

Μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης στην οριακή κατάσταση ULS ίσο με 88,4% προέκυψε για την κύρια δοκό B569, διατομής IPE330 και ποιότητας χάλυβα S355.



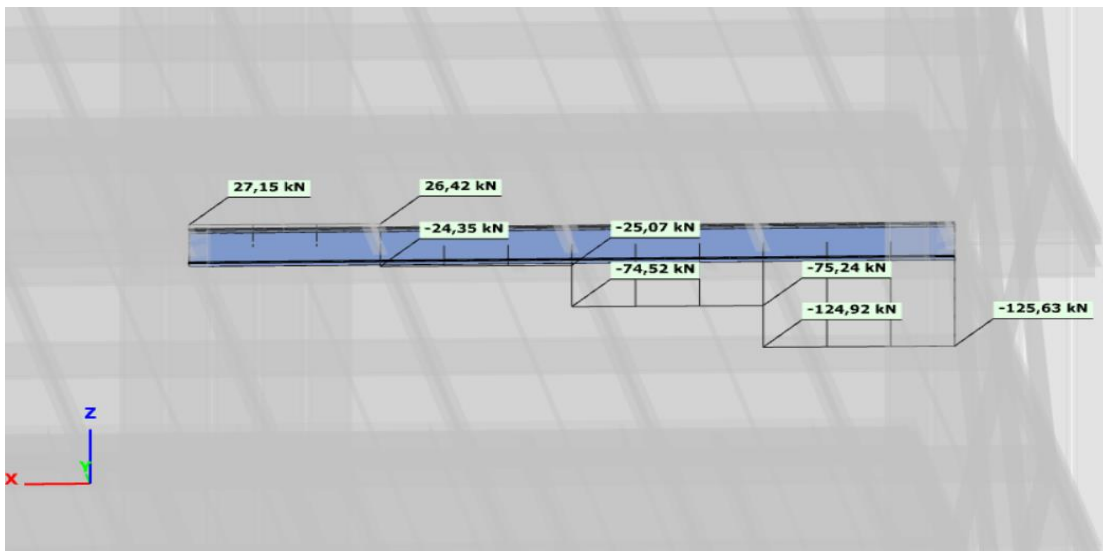
Σχήμα 7.15: Ποσοστό εκμετάλλευσης κρίσιμης κύριας δοκού.

Κρίσιμη βρέθηκε η Πλαστική Αντοχή Σε Αλληλεπίδραση για διαξονική κάμψη, για τον συνδυασμό φορτίσεων 153 ($G + 0.3Q - E_x - 0.3E_y + 0.2S$).

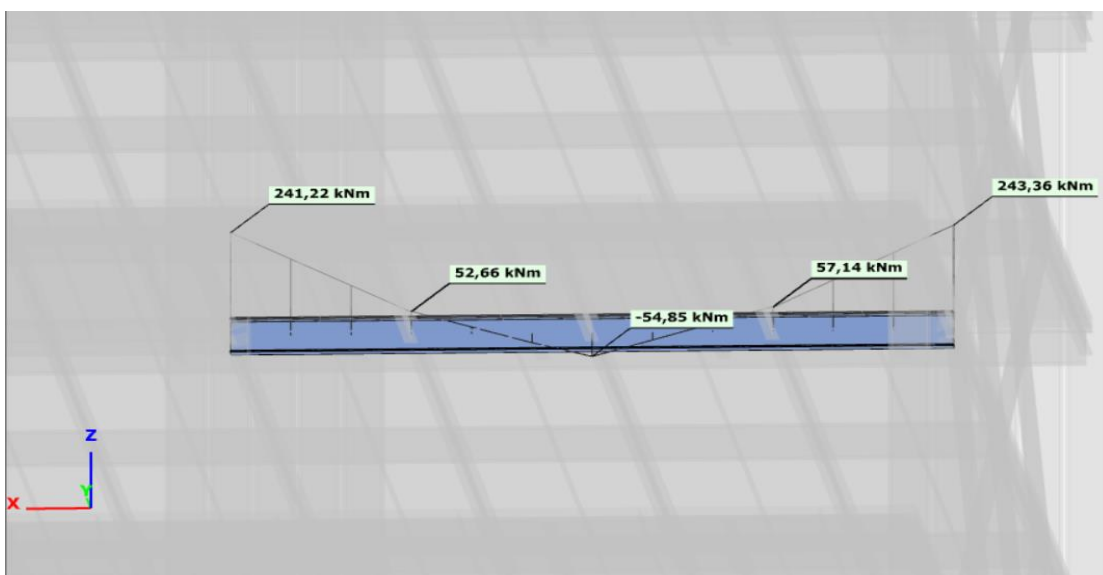


☐ Διαξονική κάμψη-ελατός I,H και συγκολ	
Κατηγορία διατομής	1
Μέρος του κανονισμού που εφαρμό	6.2.9.1 - τύπος (6.31, 6.41)
$M_{y,Ed}$	243,360 kNm
$M_{y,N,Rd}$	285,537 kNm
Σημείωση	η επίδραση της αξονικής αγνοείται
Σημείωση	η επίδραση της διάτμησης και στρέψης αγνοείται
$M_{z,Ed}$	-3,340 kNm
$M_{z,N,Rd}$	54,187 kNm
Σημείωση	η επίδραση της αξονικής αγνοείται
Σημείωση	η επίδραση της διάτμησης και στρέψης αγνοείται
α	2,00
β	1,00
η	0,05

Σχήμα 7.16: Κρίσιμος υπολογισμός δοκού B569.



Σχήμα 7.17: Διάγραμμα τεμνουσών για την κρίσιμη φόρτιση κύριας δοκού.



Σχήμα 7.18: Διάγραμμα ροπών για την κρίσιμη φόρτιση κύριας δοκού.

Οι μέγιστες ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις ισούνται με:

$$M_{Ed} = 243.36 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 125.63 \text{ kN}$$

Ο έλεγχος λειτουργικότητας, έδωσε μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση για την δοκό B569, 12,43mm μέσω του συνδυασμού SLS ($1 \cdot G + 1 \cdot Q + 0,6 \cdot \text{Wind}_{270_Int2_FGHmax_Ijmax} + 0.7 \cdot S$) με ποσοστό εκμετάλλευσης 51,79%.

Έλεγχος καθολικών κατακόρυφων μετακινήσεων

Όνομα ελέγχου: Global vertical deflection check

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-224
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-217
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-229
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-234
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-239
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-162
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-244
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-167
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-249
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-171

Παράμετροι

Πρώτο σημείο: X: 6000 Y: 18000 Z: 6000

Δεύτερο σημείο: X: 0 Y: 18000 Z: 6000

Μήκος αναφοράς L [mm]: 6000

Οριακή παραμόρφωση: L / 250

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Load combination-180

Όνομα ράβδου: B569

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 592

Κρίσιμη κατακόρυφη παραμόρφωση [mm]: 12,43

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 24

Χρήση διατομής [%]: 51,79

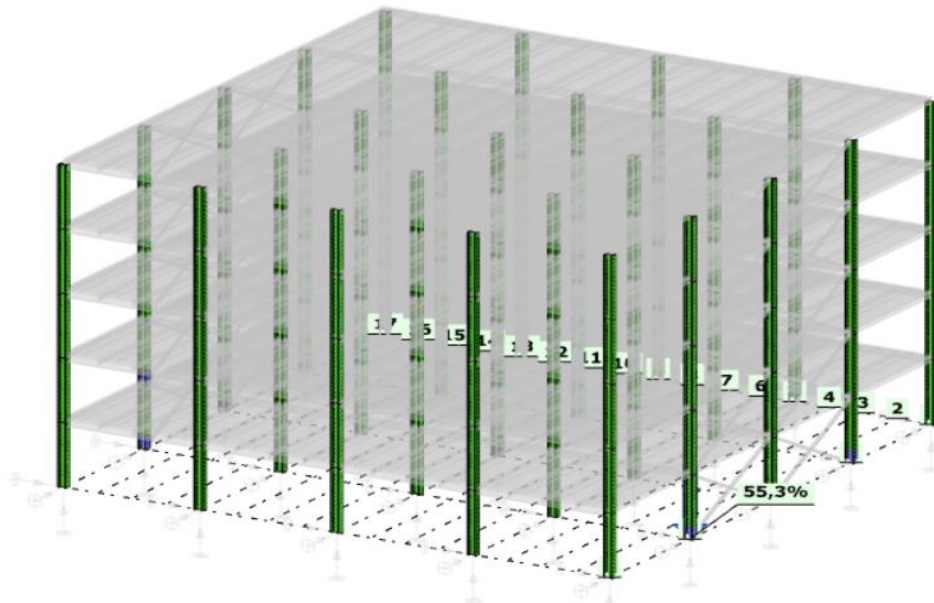
Ακύρωση OK

Σχήμα 7.19: Έλεγχος κατακόρυφων μετακινήσεων SLS μη σύμμικτης δοκού B569.

7.7 Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων

Τα υποστυλώματα HEB340 των πλαισίων, ποιότητας χάλυβα S355, έχουν συνολικό ύψος 3m, είναι πακτωμένα στη βάση τους εντός του πλαισίου και προσανατολισμένα με τέτοιο τρόπο ώστε ο ισχυρός άξονας να ενεργοποιείται για δυνάμεις εντός του πλαισίου. Στον ασθενή άξονα όπου δεν υπάρχει πλαισιακή λειτουργία το υποστυλώμα εξασφαλίζεται από τους κατακόρυφους συνδέσμους δυσκαμψίας.

Προέκυψε μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης για το υποστυλώμα B475, όπως φαίνεται στο σχήμα 7.20:



Σχήμα 7.20: Διαστασιολόγηση υποστυλωμάτων.

Για το υποστυλώμα βρέθηκε κρίσιμος ο υπολογισμός σε πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση, για τον συνδυασμό φορτίσεων 154 ($G + 0.3Q + 0.3Ex + Ey + 0.2S$).

HEB 340 - ΠΛΑΤΩΝΑΣ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ(λεπτότοιχη διατομή / Ευρωκώδικας) - Διατομές

Αρχείο Μοντέλο Εσωτερικές δυνάμεις Ιδιότητες Τυπική αντοχή Τεύχος

Μοντέλο Εσωτερικές δυνάμεις Load combination-154 (πρώτης τάξη)

Συνδυασμός φορτίσεων	Τρέγων	Nεs [kN]	Μγ.εs [kNm]	Μz.εs [kNm]
Load combination-1 (πρώτης τάξης)	<input type="checkbox"/>	-747,402	-21,180	-0,410
Load combination-2 (πρώτης τάξης)	<input type="checkbox"/>	-1 177,378	-37,710	-0,580
Load combination-3 (πρώτης τάξης)	<input type="checkbox"/>	-1 154,768	-3,030	-0,460
Load combination-4 (πρώτης τάξης)	<input type="checkbox"/>	-1 154,723	-3,030	-0,460
Load combination-5 (πρώτης τάξης)	<input type="checkbox"/>	-1 163,155	-1,110	-0,430
Load combination-6 (πρώτης τάξης)	<input type="checkbox"/>	-1 163,110	-1,110	-0,430
Load combination-7 (πρώτης τάξης)	<input type="checkbox"/>	-1 158,123	-2,260	-0,440
Load combination-8 (πρώτης τάξης)	<input type="checkbox"/>	-1 158,078	-2,260	-0,440

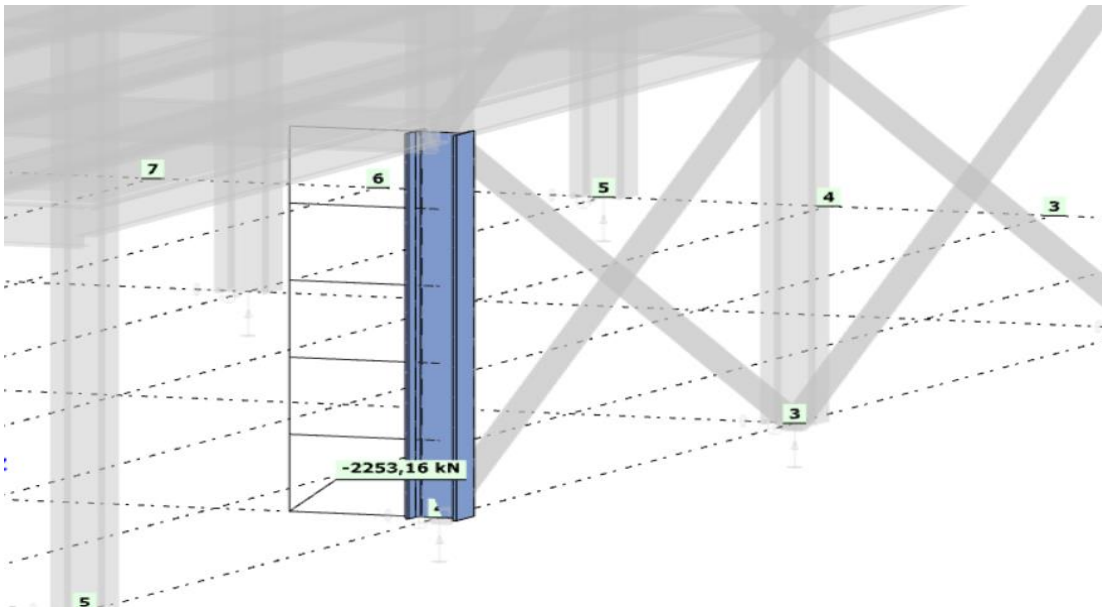
$B = -0,03 \text{ kNm}^2$
 $M_z = 110,51 \text{ kNm}$
 $V_z = 53,27 \text{ kN}$
 $N = -2 253,16 \text{ kN}$
 $V_x = 62,38 \text{ kN}$
 $T = -0,03 \text{ kNm}$
 $M_x = -116,73 \text{ kNm}$

Περιγραφή	Επαρκής?
R _{max}	55,3 %
Κρίσιμη περίπτωση	Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση
Κανονισμός	EN1993-1-1
Κρίσιμος τύπος	Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση-Διαξονική Κάμψη(+/-)
Συνδυασμός φορτίσεων	Load combination-154 (πρώτης τάξης)
Θέση τρέχουσας διατομής	
Γενική ελαστική αντοχή	
Καθαρές αντοχές	
Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση (Κρίσιμος)	
Διάτμηση στον ισχυρό άξονα + Στρέψη - θερμής έλα	
Διάτμηση στον ασθενή άξονα + Στρέψη - θερμής έλα	
Κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα + Διάτμηση	
Κάμψη ως προς τον ασθενή άξονα + Διάτμηση	
Κάμψη ως προς τον ισχυρό άξονα + Αξονική δύναμη	
Κάμψη ως προς τον ασθενή άξονα + Αξονική δύναμη	
Διαξονική κάμψη+ Αξονική δύναμη-ελατές LH και συ	
Συντηρητική αντοχή αλληλεπίδρασης	

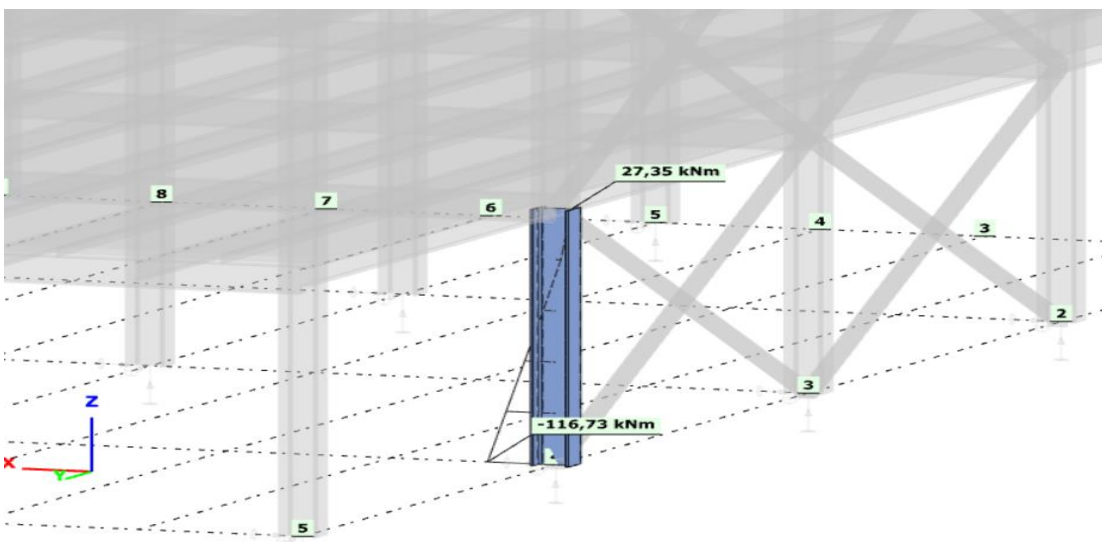
Περιγραφή
Περιγραφή των αποτελεσμάτων διαστασιολόγησης

☐ Διαξονική κάμψη+ Αξονική	
Κατηγορία διατομής	1
Μέρος του κανονισμού	6.2.9.1 - τύπος (6.31, 6.41)
$M_{y,Ed}$	-116,730 kNm
$M_{y,N,Rd}$	612,463 kNm
Σημείωση	η επίδραση της αξονικής λαμβάνεται υπόψη
Σημείωση	η επίδραση της διάτμησης και στρέψης αγνοείται
$M_{z,Ed}$	110,510 kNm
$M_{z,N,Rd}$	338,915 kNm
Σημείωση	η επίδραση της αξονικής λαμβάνεται υπόψη
Σημείωση	η επίδραση της διάτμησης και στρέψης αγνοείται
α	2,00
β	1,86
η	0,37

Σχήμα 7.21: Κρίσιμος υπολογισμός υποστυλώματος.



Σχήμα 7.22: Διάγραμμα αξονικής δύναμης κρίσιμου υποστυλώματος.



Σχήμα 7.23: Διάγραμμα ροπής κρίσιμου υποστυλώματος.

Οι μέγιστες ροπές κάμψης και αξονικές δυνάμεις ισούνται με:

$$M_{Ed} = 116.73 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 2253.16 \text{ kN}$$

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση ίση με 7.68mm, παρατηρείται στο υποστυλώμα B475 με ποσοστό εκμετάλλευσης 38.4%. Προκύπτει απ' την φόρτιση ($G + 0.7Q + 1 \cdot \text{Wind}_0_Int2_FGHmax_IJmin + 0,7 \cdot S$)

Έλεγχος καθολικών οριζόντιων μετακινήσεων

Όνομα ελέγχου: Global horizontal deflection check

Συνδυασμοί φορτίσεων για τον έλεγχο

Ανάλυση πρώτης τάξης Ανάλυση δεύτερας τάξης

Προς ...	Συνδυασμοί φορτίσεων
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-224
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-217
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-229
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-234
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-239
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-162
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-244
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-167
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-249
<input checked="" type="checkbox"/>	Load combination-171

Παράμετροι

Πρώτο σημείο: X: 0 Y: 18000 Z: 0

Δεύτερο σημείο: X: 0 Y: 18000 Z: 3000

Ύψος αναφοράς H [mm]: 3000

Οριακή παραμόρφωση: H / 150

Επίλυση

Αποτελέσματα

Κρίσιμος συνδυασμός φόρτισης: Load combination-189

Όνομα ράβδου: B475

Σημείο πεπερασμένου στοιχείου: 2908

Κρίσιμη οριζόντια παραμόρφωση [mm]: 7,68

Οριακή παραμόρφωση [mm]: 20

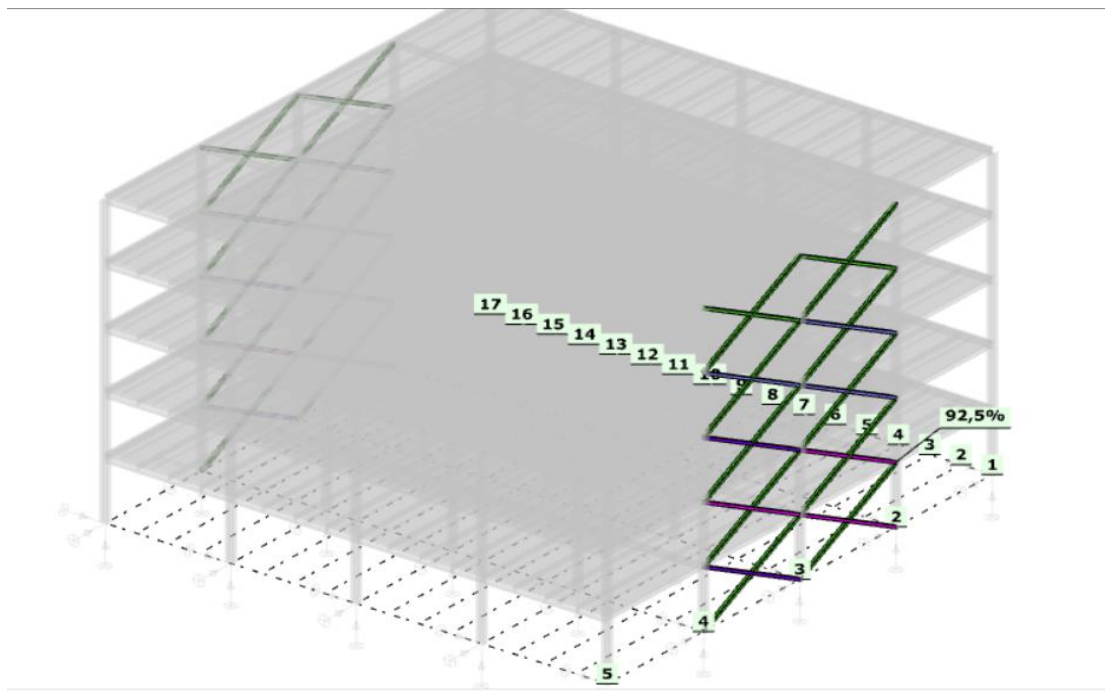
Χρήση διατομής [%]: 38,4

Ακύρωση OK

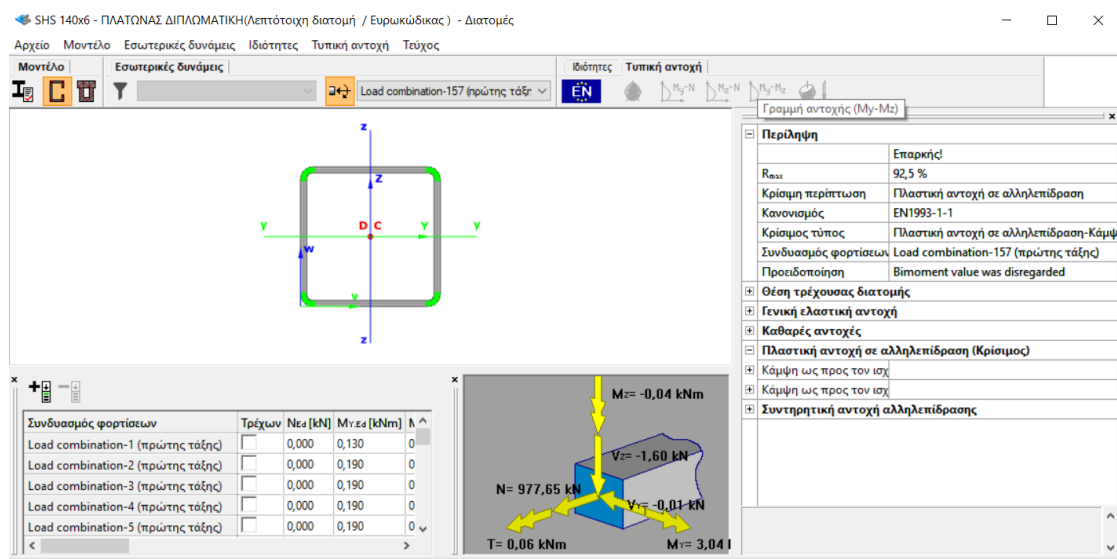
Σχήμα 7.24: Έλεγχος οριζόντιων μετακινήσεων SLS υποστυλώματος B475.

7.8 Διαστασιολόγηση κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας

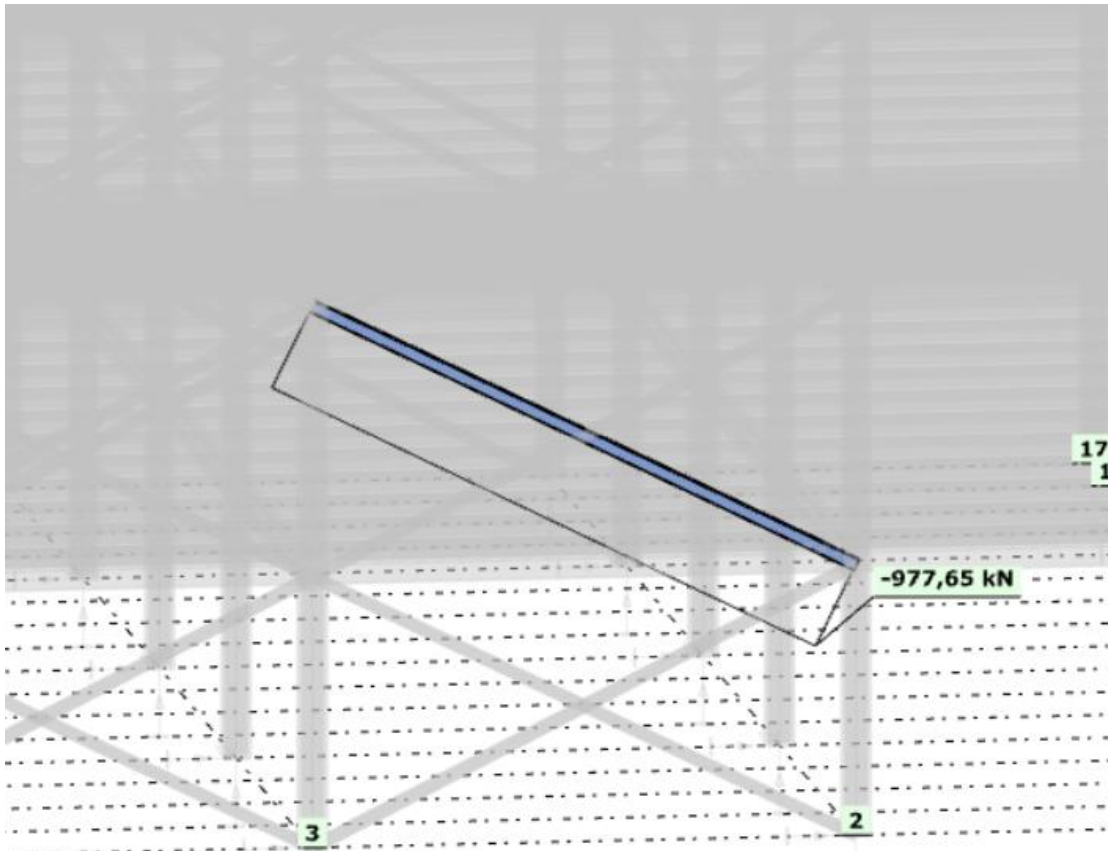
Για τους συνδυασμούς ULS κρίσιμος βρέθηκε ο κατακόρυφος χιαστί σύνδεσμος B229 διατομής SHS 140×6, ποιότητας χάλυβα S355, σε Πλαστική αντοχή σε αλληλεπίδραση λόγω του συνδυασμού φορτίσεων 154 ($G + 0.3Q + 0.3E_x + E_y + 0.2S$), με ποσοστό εκμετάλλευσης 92,5%. Το συγκεκριμένο κτίριο παραλαμβάνει τα οριζόντια φορτία μέσω κατακόρυφων συνδέσμων δυσκαμψίας σε εξωτερικά πλαίσια μόνο στην μία διεύθυνση. Οι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μοντελοποιήθηκαν για τους συνδυασμούς ULS έτσι ώστε να αναλαμβάνουν μόνο αξονική ένταση.



Σχήμα 7.25: Κατακόρυφος χιαστί σύνδεσμος B229.



Σχήμα 7.26: Κρίσιμος υπολογισμός κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου B229.



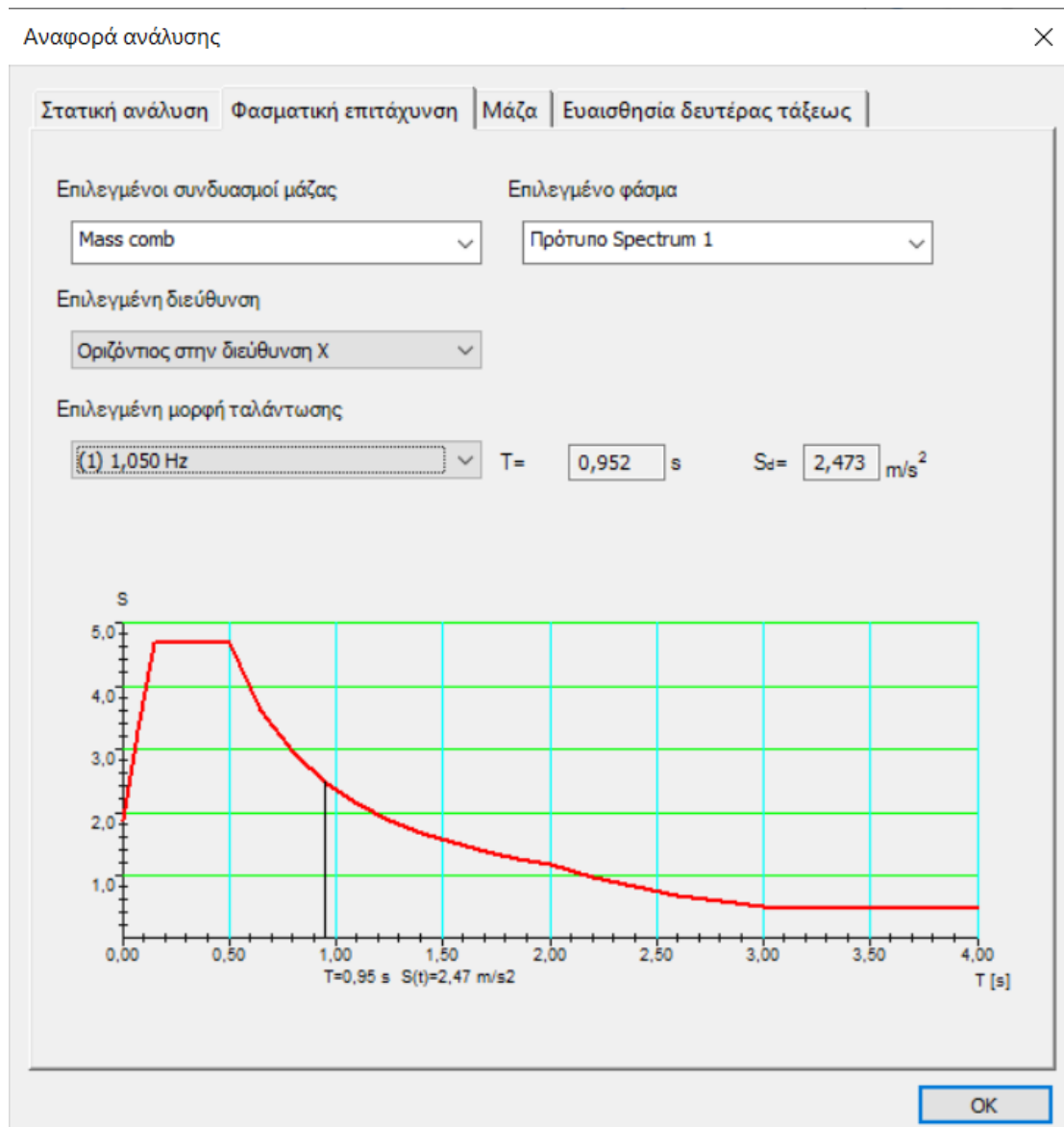
Σχήμα 7.27: Διάγραμμα αξονικής δύναμης κατακόρυφου χιαστί συνδέσμου B229 για τον συνδυασμό ULS 154.

Η μέγιστη αξονική δύναμη ισούται με:

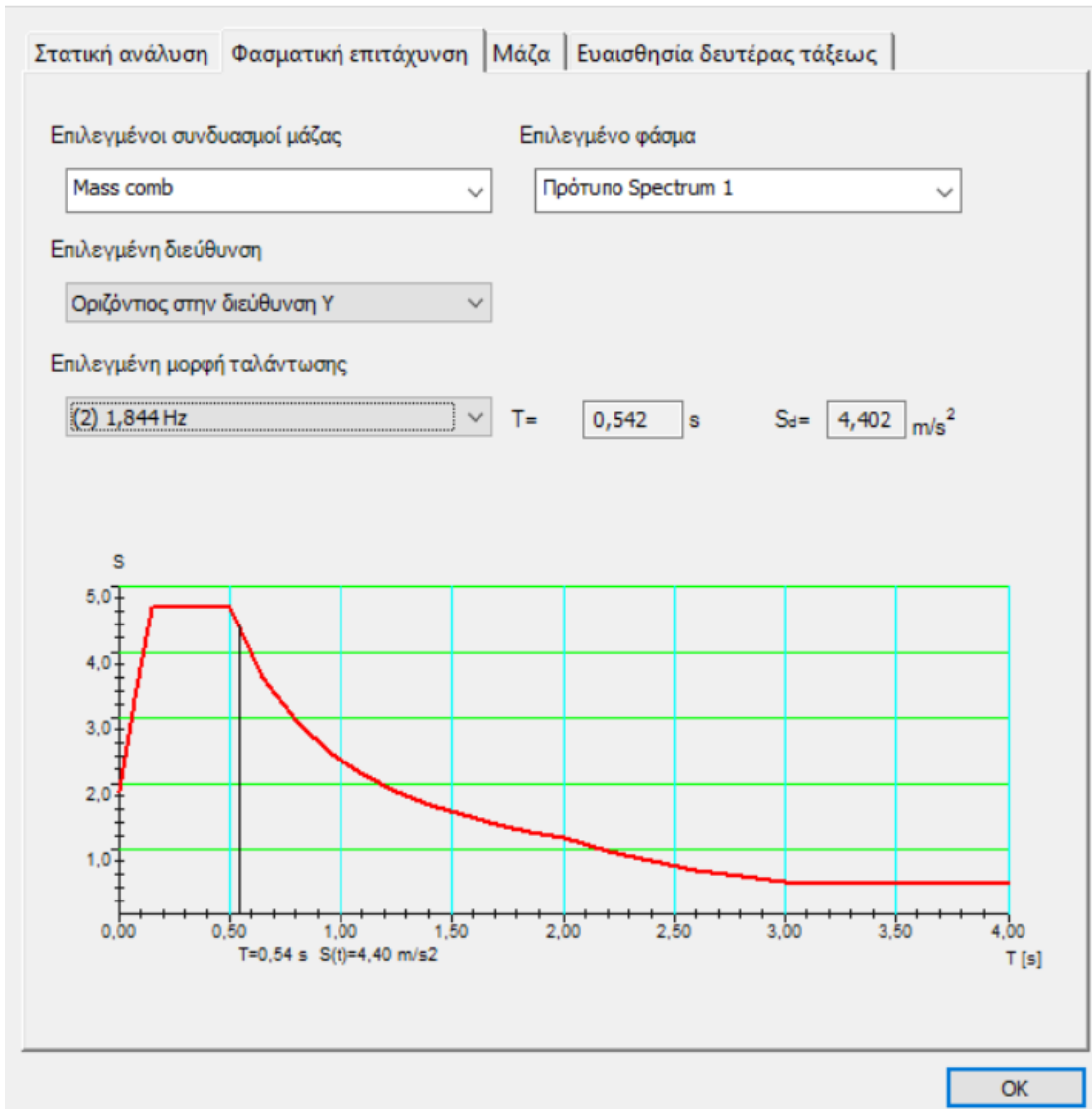
$$N_{Ed} = 977.65 \text{ kN}$$

7.9 Δυναμική ανάλυση κατασκευής

Στα επόμενα σχήματα δίνονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν για την ιδιοπερίοδο της κατασκευής για τις κυρίαρχες ιδιομορφές στις δύο διευθύνσεις:



Σχήμα 7.28: Ιδιοπερίοδος κατασκευής για την πρώτη κυρίαρχη ιδιομορφή κατά X.



Σχήμα 7.29: Ιδιοπερίοδος κατασκευής για την πρώτη κυρίαρχη ιδιομορφή κατά Y.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την διαστασιολόγηση και την ανάλυση ενός πολυώροφου μεταλλικού κτιρίου με σύμμικτη πλάκα, το οποίο θα στεγάσει γραφεία, διαστάσεων 24m×24m, με ύψος 15m και κατακόρυφους χιαστί συνδέσμους. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση του μεταλλικού κτιρίου έγινε σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς.

Στην εν λόγω κατασκευή, προσδιορίστηκαν αρχικώς τα φορτία που καταπονούν το φορέα και όλοι οι δυνατοί συνδυασμοί των δράσεων, και στη συνέχεια έγινε η ανάλυση και η διαστασιολόγηση για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας.

Ακόμα, επισημαίνεται ότι η ύπαρξη κατακόρυφων χιαστί συνδέσμων, ανακουφίζει τα υποστυλώματα από την μεγάλη ένταση σε ροπή κάμψης, καθώς οι σύνδεσμοι αναλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία μέσω αξονικής λειτουργίας.

Επίσης, τα σύμμικτα δοκάρια που είναι εκείνα τα οποία χαρακτηρίζονται ως πλήρως αρθρωτά στα άκρα τους, εκμεταλλεύονται την σύμμικτη λειτουργία τους σε όλο το μήκος τους, καθώς καταπονούνται από θετική ροπή κάμψης που προκαλεί θλιπτικές τάσεις στο σκυρόδεμα της πλάκας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

9 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Elghazouli, Ahmed, ed. Seismic design of buildings to Eurocode 8. CRC Press, 2016.
2. Fardis, Michael N. Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings: based on EN-Eurocode 8. Vol. 8. Berlin: Springer, 2009.
3. Johnson, Roger Paul, and David Anderson. Designers' Handbook to Eurocode 4:1. Design of composite steel and concrete structures. Vol. 1. Thomas Telford, 1993.
4. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ. (2013). Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
5. Βάγιας, Ιωάννης. Σιδηρές κατασκευές, Ανάλυση και διαστασιολόγηση. Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα (2003).
6. 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.
7. EN-1991-1-3, Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-3: Γενικές δράσεις-Φορτία χιονιού, CEN, Ιούλιος 2003.
8. EN-1991-1-4, Ευρωκώδικας 1, Βασικές αρχές σχεδιασμού και δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-4: Δράσεις Ανέμου, CEN, Απρίλιος 2005.
9. EN-1993-1-1, Ευρωκώδικας 3, Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα, Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια, CEN, Ιούνιος 2004.
10. EN-1998-1, Ευρωκώδικας 8, Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών, Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια, CEN, 2004.
11. Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου. Μηχανική των υλικών. Εκδόσεις κλειδάριθμος, Πάτρα (2010).
12. Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου. Δομικά υλικά, 10^η έκδοση. Εκδόσεις κλειδάριθμος, Πάτρα (2013).
13. Αθανάσιος Χ. Τριανταφύλλου. Σύμμικτες κατασκευές. Εκδόσεις κλειδάριθμος, Πάτρα (2014).
14. Chopra, Anil K. Δυναμική των Κατασκευών, Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική. Εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, 3η έκδοση (2007).

15. Θεόδωρος Λ. Καραβασίλης. Ανάλυση και Διαστασιολόγηση Μεταλλικών Κατασκευών, Θεωρία και Ευρωκώδικες. Εκδόσεις Gotsis (2022).